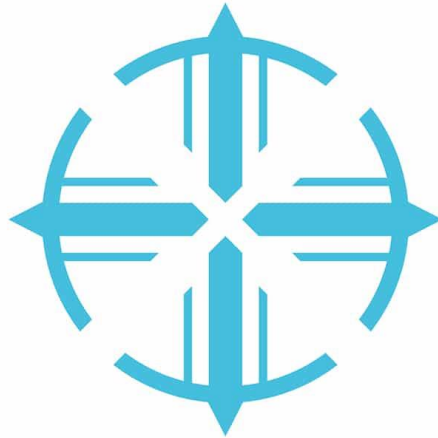


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL



TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE EL SISTEMA DE
ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO. CASO DE ESTUDIO:
PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"

INTEGRANTES:

ESTEBAN GABRIEL CARPHIO MARTINEZ

PABLO ARMANDO ESTRADA AGUAYO

QUITO, 2017

Agradecimientos

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y a todos los profesores que fueron parte de este gran proyecto, que compartieron sus conocimientos y nos ayudaron en esta formación académica.

Dedicatoria.

A nuestros profesores y compañeros por la enseñanza, motivación y el apoyo incondicional en todo momento de nuestro proceso estudiantil.

A nuestros padres, porque todo lo que somos se lo debemos a ellos y por inculcar en nosotros la importancia de la preparación académica y por ser ellos la inspiración para finalizar este gran proyecto.

Índice. Tabla de contenidos.

Lista de Ilustraciones.....	xi
Lista de tablas.....	xviii
Capítulo 1: Generalidades.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 Aspectos Generales del Proyecto.....	4
1.4.1 Métodos Constructivos.....	6
1.4.1.1 Hormigón Armado.....	6
1.4.1.1.1 Proceso Constructivo en Hormigón Armado.....	7
1.4.1.2 Acero Estructural.....	10
1.4.1.2.1 Proceso Constructivo en Acero Estructural.....	11
1.4.2 Presupuesto.....	13
1.4.2.1 Costo directo.....	14
1.4.2.2 Costo indirecto.....	15
1.4.3 Programación de Obra.....	16
1.4.3.1 Procedimiento para la Programación de Obras.....	17
1.4.3.2 Métodos utilizados para la programación de obras.....	19
1.4.3.2.1 Estructura de división de trabajo (EDT).....	19
1.4.3.2.2 Tabla de secuencia de actividades.....	19
1.4.3.2.3 Métodos Gráficos de Programación.....	19
Capítulo 2: Estudios preliminares del proyecto.....	23
2.1 Descripción Arquitectónica.....	23
2.1.1 Informe de Reglamentación Cantonal.....	23
2.1.2 Implantación del Proyecto.....	25

2.1.3	Detalle Arquitectónico.....	28
2.2	Estudio de Suelos.....	31
2.2.1	Ubicación de toma de muestras	32
2.2.2	Geología del Sector	33
2.2.2.1	Geomorfología	33
2.2.2.2	Geología	35
2.2.3	Climatología.....	36
2.2.4	Análisis Sísmico de la Zona	38
2.2.5	Trabajo de Campo.....	39
2.2.6	Características de los Suelos	40
2.2.7	Resultados de los Ensayos de Laboratorio.....	41
2.2.7.1	Resultados de los Ensayos de Laboratorio	41
2.2.7.2	Resultados de la clasificación de suelos mediante la SUCS y la NEC 2015.....	47
2.2.8	Memoria Técnica	48
2.2.8.1	Análisis de Capacidad de Carga	48
2.2.8.2	Análisis de Asentamiento	51
2.2.9	Tipo de Cimentación del proyecto.....	53
Capítulo tercero: Diseño Estructural		54
3.1	Diseño estructural de la Vivienda de Hormigón Armado	54
3.1.1	Prediseño de los elementos de la estructura	54
3.1.1.1	Materiales Utilizados	55
3.1.1.2	Prediseño de la losa	55
3.1.1.2.1	Definición de la losa alivianada	57
3.1.1.2.2	Espesor de losa equivalente en inercia.....	58
3.1.1.2.3	Espesor de losa equivalente en peso	58
3.1.1.3	Definición de las Cargas sobre la losa	59
3.1.1.4	Prediseño de la viga	61
3.1.1.5	Prediseño de columnas	66
3.1.2	Generación del Modelo Estructural convencional en el programa ETABS 2015.....	69

3.1.2.1	Definición de los Materiales.....	70
3.1.2.2	Definición y Modelación de la Losa.....	74
3.1.2.3	Definición y Modelación de vigas.....	74
3.1.2.4	Definición y Modelación de columnas.....	75
3.1.2.5	Modelación de las gradas.....	76
3.1.2.6	Dibujo de la Estructura.....	76
3.1.2.7	Asignación del Diafragma de piso.....	77
3.1.2.8	Asignación de cargas a la estructura.....	78
3.1.2.9	Definición de las Combinaciones de Carga y Envolventes de Diseño.....	80
3.1.2.10	Asignación del Origen de Masas (Mass Source).....	81
3.1.2.11	Estimación del Periodo de Vibración T de la estructura según la NEC-SE-DS.....	82
3.1.2.11.1	Método 1.....	83
3.1.2.11.2	Método 2.....	84
3.1.2.12	Asignación del Sismo de Diseño.....	85
3.1.2.12.1	Método Estático.....	85
3.1.2.12.2	Fuerzas Laterales.....	89
3.1.2.12.3	Análisis Modal Espectral.....	90
3.1.2.13	Porcentaje de Participación de Masa.....	91
3.1.3	Análisis Estructural.....	94
3.1.3.1	Revisión de Desplazamientos Horizontales.....	94
3.1.3.2	Revisión de Desplazamientos Verticales.....	96
3.1.3.3	Control de Irregularidad Torsional (Giro en Planta).....	96
3.1.4	Revisión de la Estructura.....	97
3.1.4.1	Revisión de Conexión Viga – Columna.....	97
3.1.4.2	Revisión de Nudo fuerte – Viga débil.....	98
3.1.5	Presentación del diseño para los elementos estructurales.....	99
3.1.5.1	Revisión de Viga.....	99
3.1.5.1.1	Diseño a Flexión.....	99
3.1.5.1.2	Diseño a Corte.....	104

3.1.5.1.3	Revisión de Torsión.....	108
3.1.5.2	Revisión de Columna	109
3.1.6	Diseño de la Cimentación.....	111
3.2	Diseño estructural de la Vivienda de Acero Estructural	119
3.2.1	Prediseño de los elementos de la estructura	119
3.2.1.1	Materiales Utilizados	119
3.2.1.2	Prediseño de la losa deck	119
3.2.1.3	Definición de las Cargas sobre la losa deck	121
3.2.1.4	Prediseño de Vigas Secundarias	122
3.2.1.5	Prediseño de Vigas Principales.....	126
3.2.1.6	Prediseño de Columnas	129
3.2.2	Generación del Modelo Estructural Convencional en el Programa ETABS 2015	134
3.2.2.1	Definición de los Materiales.....	134
3.2.2.2	Definición y modelación de la losa	136
3.2.2.3	Definición y modelación de las vigas.....	137
3.2.2.4	Definición y modelación de la columna	139
3.2.2.5	Dibujo de la Estructura	139
3.2.2.6	Asignación del Diagrama de Piso.....	141
3.2.2.7	Asignación de Cargas a la estructura	141
3.2.2.8	Definición de las Combinaciones de carga y envolventes de diseño	142
3.2.2.9	Asignación del Origen de Masas (Mass Source)	143
3.2.2.10	Estimación de los periodos de Vibración T de la estructura según la NEC-SE-DS....	144
3.2.2.10.1	Método 1	144
3.2.2.10.2	Método 2.....	145
3.2.2.11	Asignación del Sismo de diseño.....	146
3.2.2.11.1	Método Estático	147
3.2.2.11.2	Fuerzas Laterales	149
3.2.2.11.3	Análisis Modal Espectral	150
3.2.2.12	Análisis de los Modos de Vibración.....	151

3.2.2.13	Porcentaje de Participación de Masa	153
3.2.2.14	Criterio de viga reducida.....	154
3.2.3	Análisis Estructural	156
3.2.3.1	Revisión de Deformaciones Horizontales	156
3.2.3.2	Revisión de Desplazamientos Verticales	158
3.2.3.3	Control de Irregularidad Torsional (Giro en Planta)	159
3.2.3.4	Control de la Frecuencia Natural de Vibración del sistema de piso.....	160
3.2.4	Presentación del Diseño para los Elementos Estructurales	161
3.2.4.1	Comprobación de Columnas	162
3.2.4.2	Comprobación de Vigas Principales.....	167
3.2.4.2.1	Control del pandeo lateral torsional.....	167
3.2.4.2.2	Comprobación de Resistencia.....	168
3.2.4.2.3	Diseño a Corte.....	171
3.2.5	Diseño de las Conexiones.....	173
3.2.5.1	Diseño de la conexión Rígida Viga - Columna.....	173
3.2.5.1.1	Soldadura de Penetración Completa	174
3.2.5.1.2	Soldadura de Filete	176
3.2.5.2	Diseño de la conexión Viga Principal – Viga Secundaria	179
3.2.5.2.1	Diseño de la Soldadura A.....	182
3.2.5.2.2	Diseño de la Soldadura B.....	187
3.2.5.3	Diseño de la Conexión Columna – Placa Base.....	190
3.2.5.3.1	Diseño de la Placa Base	191
3.2.5.3.2	Diseño por córtate de los pernos de anclaje	193
3.2.5.3.3	Diseño de la Soldadura de Filete	194
3.2.6	Diseño del Pedestal de Hormigón Armado	195
3.2.7	Diseño de la Cimentación.....	199
3.2.7.1	Diseño de la Zapata Aislada.....	199
3.2.7.2	Diseño de la Cadena de Amarre	207
Capítulo Cuarto: Análisis Económico.....		213

4.1	Información Preliminar.....	213
4.2	Rubros	219
4.3	Volúmenes de obras.....	220
4.3.1	Vivienda de Hormigón Armado.....	220
4.3.2	Vivienda de Acero Estructural	243
4.4	Análisis de Precios Unitarios	255
4.5	Reajuste de Precios	257
4.6	Programación de obras	257
4.6.1	Lista de Actividades.....	258
4.6.2	Secuencia de Actividades	260
4.6.3	Duración de las Actividades	263
4.6.4	Holguras y Ruta Crítica	266
4.6.5	Diagrama de bloques	269
4.6.6	Plazos de Entrega	272
4.6.7	Cronograma de Actividades	272
4.6.8	Curvas de Inversión.....	275
Capítulo Quinto: Análisis Técnico y Financiero.....		278
5.1	Índices de Evaluación Financiera.....	278
5.1.1	Prepuestos de las Estructuras.....	278
5.1.2	Comparación de costos de mano de obra	281
5.1.3	Comparación de costos de materiales	284
5.1.4	Comparación de costos de equipo y maquinaria	287
5.1.5	Comparación de los tiempos de ejecución.....	289
5.1.6	Comparación de Curvas de Inversión	289
5.2	Criterios Técnicos	293
5.2.1	Influencia del cortante basal.....	293
5.2.1.1	Peso de la Estructura	293
5.2.1.2	Fuerzas Laterales	294
5.2.1.3	Derivas de Piso.....	295

5.2.2	Funcionalidad	297
5.2.3	Mantenimiento de las Estructuras	297
5.2.4	Vida Útil de las Estructuras	298
Capítulo Sexto: Conclusiones y Recomendaciones.....		299
Bibliografía.....		307
Anexos.....		309
Anexo 1: Análisis de precios Unitarios Estructura de Hormigón Armado.....		309
Anexo 2: Análisis de precios Unitarios Estructura de Acero.....		353
Anexo 3: Planos Arquitectónicos		373
Anexo 4: Planos Estructurales de la Estructura de Acero		375
Anexo 5: Planos Estructurales de la Estructura de Hormigón Armado		379

Lista de Ilustraciones

Ilustración 1. Ubicación del proyecto Inmobiliario	5
Ilustración 2. Diagrama del proceso constructivo en Hormigón Armado	9
Ilustración 3. Diagrama del proceso constructivo en Acero Estructural.....	12
Ilustración 4. Diagrama Basado del documento digital de la Arq. Sara Josefina Wilde – Economía de la construcción II.....	18
Ilustración 5. Linderos del terreno en estudio	24
Ilustración 6. Implantación del Proyecto Inmobiliario UKUMARY.....	26
Ilustración 7. Etapas del proyecto.....	27
Ilustración 8. Distribución de áreas del proyecto.....	28
Ilustración 9. Fachada Frontal de la vivienda.....	29
Ilustración 10. Fachada posterior de la vivienda	30
Ilustración 11. Fachada Lateral de la vivienda	30
Ilustración 12. Ubicación de la toma de muestras.....	32
Ilustración 13. Identificación de la geología del proyecto “UKUMARY”	35
Ilustración 14. Identificación Geológica del sitio del proyecto.	35
Ilustración 15. Climatología de Riobamba.	37
Ilustración 16. Diagrama de temperaturas de Riobamba.	37
Ilustración 17. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	38
Ilustración 18. Dimensiones de la losa alivianada.....	57
Ilustración 19. Área de análisis de la losa alivianada.....	58

Ilustración 20. Área colaborante para viga central.....	61
Ilustración 21. Esquema de los momentos aproximados para las vigas de la estructura.	64
Ilustración 22. Área colaborante de la columna crítica de la estructura obtenida del plano arquitectónico.....	68
Ilustración 23. Sistema de grilla para el modelo estructural.	70
Ilustración 24. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$	71
Ilustración 25. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ MOD utilizado para la losa equivalente.....	72
Ilustración 26. Propiedades del acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	73
Ilustración 27. Propiedades de la losa equivalente de hormigón.	74
Ilustración 28. Propiedades de la viga de 25x35cm.....	75
Ilustración 29. Propiedades de la columna de 35x35cm.....	75
Ilustración 30. Esquema de la grada equivalente.....	76
Ilustración 31. Estructura completamente dibujada en el software ETABS 15.....	77
Ilustración 32. Diafragma de piso para el nivel 1 de la estructura.....	78
Ilustración 33. Diafragma de piso para el nivel 2 de la estructura.....	78
Ilustración 34. Definición de cargas en el programa.....	79
Ilustración 35. Asignación del “Mass Source” de la estructura en el programa ETABS.....	81
Ilustración 36. Peso de la estructura utilizada para el cálculo de cortante basal de ETABS 15.....	82
Ilustración 37. Espectro de diseño elástico y reducido para la estructura.....	89
Ilustración 38. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje transversal.....	93

Ilustración 39. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje torsional	93
Ilustración 40. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje longitudinal	94
Ilustración 41. Factor “B/C Capacity Ratio” para los elementos del Eje 2	97
Ilustración 42. Factor “B/C Capacity Ratio” para los elementos del Eje 4	98
Ilustración 43. Factor “Joint Share Capacity Ratio” para los elementos del Eje 2	98
Ilustración 44. Factor “Joint Share Capacity Ratio” para los elementos del Eje 4	99
Ilustración 45. Comparación del cálculo manual con los resultados del software	104
Ilustración 46. Resultados del diseño a corte	106
Ilustración 47. Esfuerzos del suelo bajo cargas de servicio obtenidos del Programa SAFE 14	112
Ilustración 48. Esfuerzos del suelo bajo cargas últimas obtenidos del Programa SAFE 14	113
Ilustración 49. Resumen de las diferentes secciones de zapata obtenidas del modelado ..	114
Ilustración 50. Primer chequeo de punzonamiento en las zapatas de la estructura	114
Ilustración 51. Cantidad de acero en cm ² /m necesario para cada zapata tipo	115
Ilustración 52. Ubicación de las vigas secundarias	122
Ilustración 53. Cargas Puntuales sobre viga principal	126
Ilustración 54. Área colaborante	130
Ilustración 55. Propiedades del acero estructural ASTM A36	135
Ilustración 56. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$	136
Ilustración 57. Propiedades de la losa tipo deck	137
Ilustración 58. Propiedades de la viga de 250X150X12X7 mm	138

Ilustración 59. Propiedades de la viga de 150X100X10X6 mm.....	138
Ilustración 60. Propiedades de la columna de 200X200X5 mm.....	139
Ilustración 61. Vista en elevación de la estructura de acero dibujada en el software ETABS 15	140
Ilustración 62. Estructura completamente dibujada en el software ETABS 15	140
Ilustración 63. Diafragma de piso para el nivel 1 y 2 de la estructura	141
Ilustración 64. Definición de cargas en el programa	142
Ilustración 65. Espectro de Diseño Estructura de Acero	150
Ilustración 66. Periodo de vibración de la estructura con columnas de 200x200x12mm.....	151
Ilustración 67. Primer Modo de vibración – Traslacional en dirección “Y”	152
Ilustración 68. Segundo Modo de vibración – Rotacional alrededor del eje “Z”	152
Ilustración 69. Tercer Modo de vibración – Traslacional en dirección “X”	153
Ilustración 70. Criterio de viga reducida.....	155
Ilustración 71. Ubicación de vigas reducidas	155
Ilustración 72. Máximo desplazamiento vertical en volado bajo carga viva.....	158
Ilustración 73. Máximo desplazamiento vertical bajo carga viva	159
Ilustración 74. Capacidad de columna más cargada.	162
Ilustración 75. Sección de columna definitiva	163
Ilustración 76. Resultados de la columna más cargada de sección COL 250x250x15.....	166
Ilustración 77. Ubicación de vigas para el control de pandeo lateral torsional	168
Ilustración 78. Resultados de la viga más cargada de sección VIGP 250x200x12x5.....	171
Ilustración 79. Conexión rígida viga-columna	174

Ilustración 80. Detalle soldadura de filete	176
Ilustración 81. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.....	177
Ilustración 82. conexión Viga Principal – Viga Secundaria	179
Ilustración 83. Detalle de recortes en viga secundaria.....	180
Ilustración 84. Detalle Soldadura A.....	182
Ilustración 85. Detalle de Soldadura B.....	187
Ilustración 86. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.	195
Ilustración 87. Longitud Confinante para pedestal	197
Ilustración 88. Espaciamiento mínimo de zona confinada	198
Ilustración 89. Acero de refuerzo por cortante	198
Ilustración 90. Esfuerzos máximos en zapatas aisladas bajo cargas de servicio.	200
Ilustración 91. Esfuerzos máximos en zapatas aisladas bajo cargas laterales.	201
Ilustración 92. Asentamiento máximo bajo cargas de servicio.	202
Ilustración 94. Armadura de refuerzo a flexión en zapatas aisladas eje y.	203
Ilustración 93. Armadura de refuerzo a flexión en zapatas aisladas eje x.	203
Ilustración 95. Acero de refuerzo en cadenas de amarre.....	208
Ilustración 96. Acero de refuerzo longitudinal de cadena más cargada	208
Ilustración 97. Armadura a corte en cadenas de amarre.	210
Ilustración 98. Detalle del encofrado para Columnas de 35x35 cm	224
Ilustración 99. Detalle del encofrado para columnas de 35x85 cm	225
Ilustración 100. Longitud total de las cadenas de amarre	227
Ilustración 101. Detalle del encofrado de las cadenas de amarre.....	228

Ilustración 102. Detalle de encofrado para la losa de entrepiso.....	232
Ilustración 103. Detalle del encofrado para vigas de borde	234
Ilustración 104. Detalle del encofrado para vigas centrales	235
Ilustración 105. Detalle del encofrado para losa de cubierta.....	242
Ilustración 106. Detalle de encofrado para cadenas de amarre	248
Ilustración 107. Longitud total de las cadenas de amarre	249
Ilustración 108. Detalle de encofrado para pedestal	251
Ilustración 109. Compra mayorada para el encofrado de pedestal	251
Ilustración 110. Diagramas de bloques para la Estructura de Hormigón Armado	270
Ilustración 111. Diagrama de bloques para la Estructura de Ace.....	271
Ilustración 112. Curva de Inversión parcial de la estructura de Hormigón Armado	275
Ilustración 113. Curva de Inversión acumulado de la estructura de Hormigón Armado	276
Ilustración 114. Curva de Inversión parcial de la estructura de Acero.....	276
Ilustración 115. Curva de Inversión acumulada de la estructura de Acero.....	277
Ilustración 116. Comparación de Costos Totales.....	280
Ilustración 117. Comparación de costos totales de Mano de Obra	283
Ilustración 118. Comparación Costos Totales de Materiales	286
Ilustración 119. Comparación Costos Totales de Maquinaria y equipo.....	288
Ilustración 120. Comparación de tiempos de Ejecución.....	289
Ilustración 121. Comparación de Curvas de Inversión Parcial de los métodos constructivos	291

Ilustración 122. Comparación de Curvas de Inversión Acumulada de los métodos constructivos	292
Ilustración 123. Comparación del Peso de las Estructuras	293
Ilustración 124. Comparación de Fuerzas Laterales en dirección X.....	294
Ilustración 125. Comparación de Fuerzas Laterales en dirección Y.....	295
Ilustración 126. Comparación de Derivas en dirección X.....	296
Ilustración 127. Comparación de Derivas en dirección Y	296
Ilustración 128. Comparación de Costos Totales de las Estructuras	299
Ilustración 129. Comparación de Costos Totales de Mano de Obra para cada sistema constructivo	300
Ilustración 130. Comparación de Costos Totales de Materiales para cada sistema constructivo	301
Ilustración 131. Comparación de Costos Totales de Maquinaria y equipo para cada sistema constructivo	302
Ilustración 132. Comparación de Tiempos de Ejecución para cada sistema constructivo...	303

Lista de tablas

Tabla 1. Reglamentación Cantonal.....	23
Tabla 2. Cuadro de Linderos	24
Tabla 3. Coordenadas de las perforaciones	33
Tabla 4. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica.....	38
Tabla 5. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.	39
Tabla 6. Ensayos de Laboratorio.....	40
Tabla 7. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P1-1	42
Tabla 8. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P1-2	43
Tabla 9. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P2-2	44
Tabla 10. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P2-5	45
Tabla 11. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación 3-1	46
Tabla 12. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación 3-3	47
Tabla 13. Clasificación de suelos según la SUCS y la NEC15.	48
Tabla 14. Análisis de Capacidad de Carga por Asentamiento en función del N (SPT)	50
Tabla 15. Análisis de Asentamientos.....	52
Tabla 16. Tableros de la estructura.	55
Tabla 17. Resumen de Cargas.....	61
Tabla 18. Tabla 6.5.2. del Código ACI 318-14.....	63
Tabla 19. Resumen de Cargas.....	79
Tabla 20. Combinaciones de carga utilizadas en el modelo	80
Tabla 21. Cálculo del peso de la estructura a mano para el cálculo de corte basal	82

Tabla 22. Coeficientes según el tipo de estructura.	83
Tabla 23. Determinación del periodo de vibración de la estructura por el método 2	84
Tabla 24. Determinación del cortante basal estático de la estructura	87
Tabla 25. Fuerzas Cortantes por Nivel para el Método Estático	90
Tabla 26. Modos de vibración y porcentajes de participación de masa obtenidos del programa ETABS	92
Tabla 27. Control de derivas en la estructura	95
Tabla 28. Deformaciones verticales calculadas de la estructura.....	96
Tabla 29. Cálculo de irregularidad torsional de la estructura	97
Tabla 30. Datos de diseño a flexión para la viga a analizar obtenidos de ETABS 15	100
Tabla 31. Momentos y combinaciones de carga para la viga.....	103
Tabla 32. Secciones y propiedades de las vigas	103
Tabla 33. Fuerza axial y Momento de diseño obtenido de ETABS 15	109
Tabla 34. Diagrama de Interacción específico para la columna A4.....	110
Tabla 35. Armado de las zapatas de la estructura.....	118
Tabla 36. Propiedades de Lámina Metálica.....	119
Tabla 37. Características Técnicas de la Losa Deck.	120
Tabla 38. Resumen de Cargas.....	122
Tabla 39. Secciones de vigas secundarias Tipo I	125
Tabla 40. Secciones de vigas principales tipo I	128
Tabla 41. Esfuerzo crítico para elementos a compresión.	131
Tabla 42. Factor de longitud efectiva para elementos a compresión.	133

Tabla 43. Secciones para las columnas	134
Tabla 44. Combinaciones de carga utilizadas en el modelo	143
Tabla 45. Asignación del “Mass Source” de la estructura en el programa ETABS.....	144
Tabla 46. Coeficientes según el tipo de Estructura.....	145
Tabla 47. Periodos de Vibración de la Estructura de Acero.....	146
Tabla 48. Determinación del coeficiente del cortante Basal.....	148
Tabla 49. Fuerzas Cortantes por Nivel	150
Tabla 50. Porcentaje de Participación en masa.....	154
Tabla 51. Derivas elásticas de piso	157
Tabla 52. Cálculo de irregularidad torsional de la estructura de acero.....	160
Tabla 53. Control del pandeo lateral torsional en vigas de pórtico.....	167
Tabla 54. Verificación de secciones sísmicamente compactas.....	169
Tabla 55. Comprobación de resistencias de vigas principales más cargadas.....	170
Tabla 56. Metales de aporte compatible con el metal base.	175
Tabla 57. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.	184
Tabla 58. Secciones definitivas de las zapatas aisladas.....	207
Tabla 59. Sección definitiva de cadenas de amarre	212
Tabla 60. Salario Real Horario	214
Tabla 61. Costos de Materiales de Construcción.....	215
Tabla 62. Costo Horario de Equipo y Maquinaria	216
Tabla 63. Cuadrillas y rendimientos para la Estructura de Hormigón Armado	217
Tabla 64. Cuadrillas y rendimientos para la Estructura de Acero.....	218

Tabla 65. Lista de Rubros para la Estructura de Hormigón Armado	219
Tabla 66. Lista de Rubros para la estructura de Acero	220
Tabla 67. Volumen total de excavación en cimientos	221
Tabla 68. Volumen de suelo natural compactado requerido	222
Tabla 69. Volumen total de tierra a Desalojar	222
Tabla 70. Volumen total de Hormigón para replantillo	222
Tabla 71. Peso total de acero de refuerzo para zapatas aislados.....	223
Tabla 72. Volumen de hormigón simple para plintos aislados	223
Tabla 73. Compra mayorada encofrado de columnas de 35x35cm	224
Tabla 74. Compra mayorada encofrado de columnas de 35x85cm	225
Tabla 75. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N-1.50m a N+0.00m	225
Tabla 76. Peso total de acero de refuerzo para columnas N-1.50m a N+0.00m	226
Tabla 77. Volumen total de hormigón para columnas N-1.50m a N+0.00m	226
Tabla 78. Cantidad de encofrado necesario para las cadenas de amarre para la estructura	227
Tabla 79. Volumen total de hormigón para los cimientos de la cadena de amarre	227
Tabla 80. Compra mayorada para encofrado de cadenas de amarre	228
Tabla 81. Peso total de acero de refuerzo para cadenas de amarre.....	229
Tabla 82. Volumen total de hormigón necesario para cadenas de amarre	229
Tabla 83. Volumen total de lastre para contrapiso.....	230
Tabla 84. Área de mallado para contrapiso	230

Tabla 85. Volumen total de hormigón simple para contrapiso.....	230
Tabla 86. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N+0.00m a N+3.10m	230
Tabla 87. Peso total de acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	231
Tabla 88. Volumen total de hormigón para columnas N+0.00m a N+3.10m	231
Tabla 89. Compra mayorada y área y área necesaria para el encofrado de losa de entrepiso	232
Tabla 90. Peso total de acero de refuerzo para la losa de entrepiso	233
Tabla 91. Área de losa requerida para la colocación del aliviamiento	233
Tabla 92. Compra mayorada para el encofrado de las vigas de borde	234
Tabla 93. Compra mayorada del encofrado para vigas centrales	235
Tabla 94. Peso total de acero de refuerzo requerido para las vigas del primer piso	236
Tabla 95. Área de mallado para entrepiso.....	236
Tabla 96. Volumen de hormigón simple necesario para la losa de entrepiso y gradas	237
Tabla 97. Volumen de hormigón simple para vigas del primer piso	238
Tabla 98. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N+3.10mm a N+6.20m	238
Tabla 99. Peso total de acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	239
Tabla 100. Volumen total de hormigón para columnas N+3.10mm a N+6.20m	239
Tabla 101. Compra mayorada y área necesaria para encofrado de losa de cubierta	239
Tabla 102. Peso total de acero de refuerzo para la losa de cubierta	240
Tabla 103. Área de losa requerida para la colocación del aliviamiento	240
Tabla 104. Área de mallado para cubierta.....	241

Tabla 105. Volumen de hormigón simple necesario para la losa de cubierta.....	242
Tabla 106. Compara mayorada para encofrado de las gradadas	243
Tabla 107. Peso total de acero de refuerzo para las gradadas.....	243
Tabla 108. Área de mallado para gradadas.....	243
Tabla 109. Volumen de Excavación total para zapatas aisladas	244
Tabla 110. Volumen de Excavación total para cimiento de hormigón ciclópeo y cadenas de amarre.....	244
Tabla 111. Volumen total para relleno de suelo natural	244
Tabla 112. Volumen total de tierra a desalojar	245
Tabla 113. Volumen de hormigón para replantillo.....	245
Tabla 114. Volumen de Hormigón para zapatas aisladas.....	246
Tabla 115. Planilla de acero para zapatas aisladas.....	246
Tabla 116. Resumen de acero para zapatas aisladas	247
Tabla 117. Planilla de acero para cadenas de amarre.....	247
Tabla 118. Resumen de Acero para cadenas de amarre.....	248
Tabla 119. Planilla de acero para pedestal.....	249
Tabla 120. Resumen de acero para pedestal	250
Tabla 121. Peso total de la estructura de acero ASTM A36	253
Tabla 122. Volumen de hormigón para losa deck.....	253
Tabla 123. Peso total de lámina metálica	253
Tabla 124. Resumen de Cantidades de Obra para la Vivienda de Hormigón Armado	255
Tabla 125. Resumen de Cantidades de Obra para la Vivienda de Acero Estructural	255

Tabla 126. Componentes del Costo Indirecto.....	256
Tabla 127. Lista de Actividades para la Estructura de Hormigón Armado	259
Tabla 128. Lista de Actividades para la Estructura de Acero	260
Tabla 129. Secuencia de Actividades para Estructura de Hormigón Armado	261
Tabla 130. Secuencia de Actividades para la Estructura de Acero	262
Tabla 131. Duración Real de la Estructura de Hormigón Armado.....	264
Tabla 132. Duración real de la Estructura de Acero	265
Tabla 133. Holguras y ruta crítica para la vivienda de hormigón Armado	267
Tabla 134. Holguras y ruta crítica para la vivienda de Acero de Estructural	268
Tabla 135. Tiempos de Ejecución	272
Tabla 136. Cronograma valorado para la estructura de Hormigón Armado	273
Tabla 137. Cronograma Valorado para la Estructura de Acero.....	274
Tabla 138. Presupuesto de la Estructura de Hormigón Armado	279
Tabla 139. Presupuesto de la Estructura de Acero.....	280
Tabla 140. Costo Total de Mano de obra para la Estructura de Hormigón Armado	282
Tabla 141. Costo Total de Mano de Obra para la Estructura de Acero.....	283
Tabla 142. Costo Total de Materiales para la Estructura de Hormigón Armado.....	285
Tabla 143. Costo Total de Materiales para la Estructura de Acero	286
Tabla 144. Costos Totales de Maquinaria y equipo para la Estructura de Hormigón Armado	287
Tabla 145. Costos Totales de Maquinaria y equipo para la Estructura de Acero	288

Capítulo 1: Generalidades

1.1 Introducción.

Con el fin de evaluar las ventajas y desventajas de dos métodos constructivos, se plantea realizar una comparación técnica económica entre el sistema tradicional de Hormigón Armado y el de Acero estructural que ha ido ganando espacio en el sector de la construcción, por lo cual es necesario realizar un estudio más profundo de las diferencias de estos dos materiales, con el propósito de determinar cuál resultaría el más óptimo y viable para la construcción del proyecto inmobiliario UKUMARY.

Mediante el capítulo 2 de la presente disertación, se describe los parámetros básicos que deben realizarse al iniciar un proyecto de construcción, como son la ubicación exacta del proyecto, las características del sector, aspectos legales y además se describen los detalles arquitectónicos y estudios de suelo, que son muy importantes para empezar con el diseño estructural de ambos sistemas constructivos.

Una vez detallados las características mencionadas en el capítulo 2, se procede a realizar el diseño estructural, donde se puede identificar el comportamiento de ambas estructuras cumpliendo con los requisitos y especificaciones que demanda la Norma Ecuatoriana de la Construcción, siendo uno de ellos el diseño sismo resistente, ya que las edificaciones serán construidas en un sector que se identifica como altamente sísmica. Con el fin de realizar el análisis estructural, se modela la vivienda tanto de hormigón armado como la de acero, en un software profesional ETABS, que nos ayuda a verificar si los elementos estructurales están cumpliendo requisitos de resistencia por cargas gravitacionales y laterales. Posteriormente se realizará una comprobación de los resultados obtenidos mediante el programa, para asegurarnos que las secciones de vigas y columnas

sean las más apropiadas y luego definir los demás elementos estructurales, como la losa y la cimentación.

En el siguiente capítulo consiste en realizar un análisis económico que se basa específicamente en el capítulo anterior, ya que una vez determinadas las dimensiones de los elementos estructurales, se puede calcular los volúmenes de obra, que dan inicio a la determinación de los costos directos e indirectos de los materiales, mano de obra y equipos necesarios para el proyecto inmobiliario, llegando a obtener el presupuesto de cada estructura. Además, con el propósito de evaluar los tiempos de ejecución, se propone establecer una adecuada planificación de las actividades a realizarse, obteniendo los cronogramas, rutas críticas y plazos de construcción para cada uno de los sistemas constructivos propuestos en la presente disertación.

Finalmente se realiza un análisis de comparación entre los costos totales, costos de mano de obra, de materiales y maquinaria, con el fin de evaluar las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas constructivos y que permitan definir el método más óptimo y viable para el proyecto. Además, a partir de un análisis técnico se verificará la funcionalidad de la edificación, el comportamiento de las dos estructuras bajo cargas laterales, los tiempos de ejecución que representan un parámetro importante en la toma de decisiones y por último de manera profesional, tomar una de las dos opciones que representen mayor beneficio para la consolidación del proyecto inmobiliario UKUMARY.

1.2 Justificación

En la ciudad de Riobamba se planea realizar un proyecto inmobiliario, el cual se enfocará en la construcción de 36 viviendas unifamiliares de 120 m² de construcción, en un espacio aproximadamente de 210 m² cada lote, en un terreno de área total de 9078.85 m², para esto se plantea realizar una evaluación técnica y económica que compare dos sistemas constructivos: Acero Estructural y de Hormigón Armado, para determinar cuál de estos sistemas presenta una mejor viabilidad en la construcción del proyecto mediante el análisis técnico se pretende

realizar un estudio que abarque todas las etapas constructivas del proyecto, desde el estudio de suelos, desarrollo de planos arquitectónicos, planos estructurales, procesos constructivos para ambos sistemas, y en base a esta información realizar el análisis económico del proyecto en el que se espera obtener información relacionada a los costos, plazos de construcción y bondades estructurales, y así determinar la opción más viable, la cual garantice seguridad estructural y sea accesible para familias de clase media.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar un análisis técnico y económico mediante la comparación de los dos sistemas constructivos: Hormigón Armado y Acero Estructural, para el proyecto inmobiliario UKUMARY, ubicado en el sector El Troje, parroquia San Luis en la ciudad de Riobamba.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar los estudios preliminares que conlleva un proyecto inmobiliario, como son los detalles arquitectónicos, estudio de suelos y aspectos legales.
- Predimensionamiento, diseño y análisis estructural del sistema de hormigón armado.
- Predimensionamiento, diseño y análisis de la estructura de acero.
- Evaluar el comportamiento estructural de ambos sistemas constructivos.
- Determinar el sistema más óptimo y económico para el proyecto inmobiliario, mediante un análisis comparativo de los parámetros más influyentes en la construcción de ambos sistemas.
- Analizar los procesos constructivos de cada sistema, mediante una debida programación de obras que facilite identificar los tiempos de ejecución.

1.4 Aspectos Generales del Proyecto

El proyecto planteado consiste en el análisis comparativo técnico - económico de la construcción de viviendas unifamiliares aplicando dos tipos de sistemas constructivos: Acero Estructural y el sistema tradicional de hormigón armado.

Para el análisis planteado, se propone el análisis del proyecto inmobiliario del Conjunto Habitacional "UKUMARY", que se encuentra ubicado en la parroquia San Luis de la ciudad de Riobamba, el cual se propone la construcción de 36 viviendas unifamiliares de 120 m² de construcción, en un espacio aproximadamente de 210 m² cada lote. El terreno con clave catastral de 06195356000660682 y un área total de 9078.85 m², tiene las siguientes coordenadas: N 9811516,16; E 765682,04.

El lugar donde se pretende realizar el proyecto planteado, se encuentra ubicado a 5 km del centro de la ciudad, lo cual tomaría 10 minutos para llegar al sector donde está la mayoría de instituciones públicas y privadas de la ciudad. La vía principal que conecta el sector El Troje con la ciudad de Riobamba está totalmente pavimentada, al igual que el camino de acceso directo al terreno donde se ubica el proyecto.



Ilustración 1. Ubicación del proyecto Inmobiliario

El sector donde se ubica el proyecto de acuerdo al Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Riobamba, ha sido considerado como tipo rural y cuyo suelo ha sido destinado en los últimos años para la construcción de viviendas unifamiliares. Este sector ha sido muy acogido para el desarrollo de proyectos urbanísticos, ya que cuenta con todos los servicios básicos y además brinda seguridad, confort y tranquilidad para quienes prefieren alejarse de la ciudad y vivir en un ambiente más natural, sin estar lejos de los centros públicos y financieros de la ciudad.

La vivienda tipo consta de un área de 120 m² de construcción, distribuida en dos plantas: planta baja con un área total de 55.36 m² y la planta alta con un área total de 64.64 m². La zonificación permitida es de 70% en planta baja, 100% en planta alta y una altura de 9 metros.

Los planos arquitectónicos se realizaron de acuerdo a las ordenanzas de arquitectura y urbanismo, tomando en cuenta que la vivienda presente una disponibilidad de espacios adecuados para el confort de los habitantes, siendo estos descritos a continuación:

- Comedor
- Cocina
- Sala
- Jardines
- Lavandería
- Dormitorio Master
- 2 Dormitorios
- 3 baños
- Garaje para 2 autos

Para una mejor visualización de la vivienda unifamiliar que se plantea, se anexa en este documento los planos arquitectónicos y estructurales con los dos sistemas constructivos.

1.4.1 Métodos Constructivos

Para el proyecto inmobiliario UKUMARY se plantea realizar las viviendas unifamiliares con dos métodos constructivos: Hormigón Armado y Acero Estructural, con el propósito de analizar las diferencias técnicas y económicas para llegar a determinar el sistema más viable, mediante la evaluación de costos, tiempos y comportamiento estructural de ambos sistemas constructivos.

1.4.1.1 Hormigón Armado

El sistema constructivo más utilizado es el que utiliza hormigón armado, el cual ha sido muy acogido a nivel mundial y en el Ecuador ha sido un material estructural indispensable para los diferentes tipos de construcciones. Este es un material compuesto el cual consiste de la unión entre el concreto y el refuerzo, el cual se presenta generalmente como varillas de acero. La combinación de estos dos materiales permite la realización de un gran número de estructura, como puentes, edificios, túneles, tuberías, embalses y entre otros, logrando conseguir un excelente comportamiento estructural,

convirtiéndose en un sistema constructivo insustituible, cuyo rango de aplicación sobrepasa de manera significativa a la de otros sistemas.

El hormigón armado se emplea en estructuras que se basan en pórticos estructurales, los cuales están formados por columnas, vigas y losa, unidos entre sí por medio de nudos. Para viviendas unifamiliares, los cimientos generalmente son plintos aislados de hormigón armado, ya que el peso de toda la estructura es relativamente bajo con respecto a edificaciones de gran magnitud, sin embargo, se debe realizar un estudio de suelos que permita conocer la capacidad portante del suelo y así, determinar el tipo de cimentación. Tanto el acero como el hormigón simple deben cumplir especificaciones técnicas y estándares de calidad para conseguir la resistencia necesaria para el tipo de obra a implementarse.

Este material presenta varias características que lo han convertido en el sistema más utilizado en la construcción, gracias a su comportamiento conjunto del hormigón y acero, los cuales presentan una adherencia química y mecánica, esta última, debido a la superficie rugosa del acero, que no permite el deslizamiento entre los dos materiales, creando un elemento estructural unificado. Además, debido a la compatibilidad de deformaciones que presentan estos dos materiales, permite que las deformaciones del acero sean similares a las deformaciones del hormigón, generando un gran comportamiento estructural bajo cargas gravitacionales o sísmicas. Finalmente, se puede decir que los materiales se comportan muy bien juntos bajo cambios de temperatura, ya que sus coeficientes de dilatación son similares.

1.4.1.1.1 Proceso Constructivo en Hormigón Armado

Para todo proyecto constructivo, es necesario llevar a cabo un adecuado proceso constructivo que permita que se desarrolle con orden cada una de las actividades que conllevan a la meta impuesta. Por motivos comparativos es importante describir de manera gráfica, como se desarrollan cada uno de los procesos constructivos de ambas alternativas planteadas.

Para iniciar el levantamiento de la estructura, se parte de uno de los principales procesos que es la cimentación, donde estará asentada toda la estructura y esta misma recibirá todas las cargas provenientes de la columna para luego transmitir las hacia el suelo. Para el caso de estructuras de hormigón armado, la cimentación presentará dimensiones mayores que la estructura de acero, por la diferencia de peso que existe, por lo que es necesario comparar los volúmenes de obra de cada uno de los sistemas constructivos, en cuanto a la cimentación. Este proceso conlleva también a otras actividades importantes de analizar como son la excavación, desalojo de material, relleno compactado, hormigón para replantillo, hormigón ciclópeo para cimientos y por último hormigón simple para las cadenas de amarre.

Una vez determinado cada uno de los procesos descritos anteriormente, se inicia el levantamiento de la estructura, que, en el caso de la estructura de hormigón armado, comprende varios procesos y algunos pueden ser efectuados simultáneamente, entre estos procesos están la compra de los materiales, doblado y corte de las varillas de refuerzo, armado de elementos estructurales, encofrado, desencofrado, dosificación del hormigón, curado e inspecciones.

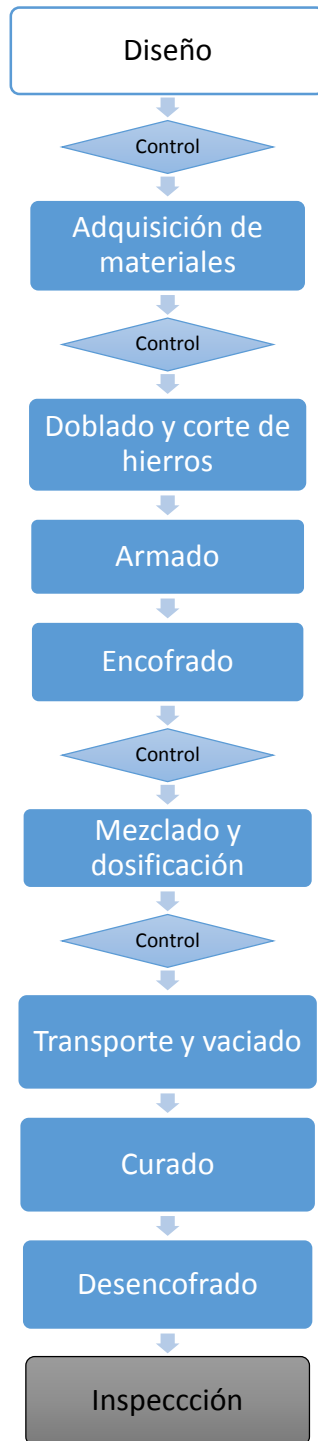


Ilustración 2. Diagrama del proceso constructivo en Hormigón Armado

1.4.1.2 Acero Estructural

En los últimos tiempos, la construcción con estructura metálica ha logrado ganar más espacio en el sector de la construcción del país, ya que, dependiendo de los proyectos, este sistema presenta excelentes características en comparación al sistema tradicional de hormigón armado, siendo uno de sus principales características la facilidad del montaje en el sitio de construcción, reduciendo la mano de obra y tiempos de ejecución. Además, este posee bondades estructurales que presentan varias ventajas como su alta resistencia, tenacidad, ductilidad y uniformidad.

A pesar de que requiere un mantenimiento más costoso para su protección contra el fuego y la corrosión, su capacidad de resistencia permite que proyectos de mayor escala puedan ser construidos como es el caso de puentes que presenta grandes claros y edificaciones de gran altura.

El acero estructural se funde a partir de un compuesto ferroso el cual es identificado como el hierro, que, en combinación de aleaciones de carbono en diferentes proporciones, garantiza que el elemento estructural sea dúctil, con capacidad de resistir grandes deformaciones, de manera que su falla sea previsible y no de manera frágil como es la del hormigón armado.

A continuación, se presenta varias ventajas del acero estructural para la construcción de edificaciones:

- Eficiencia en el proceso de montaje de los elementos estructurales y facilidad en su transporte debido a su peso alivianado.
- Reducción en tiempos de ejecución, por la eliminación de tiempos muertos en los procesos que demanda el sistema de hormigón armado como es el fraguado y encofrado.
- Prefabricación de los elementos estructurales en taller, permitiendo un montaje rápido y sencillo en obra.

- Menor peso de la edificación, permitiendo que las estructuras sean más ligeras y se comporten de mejor manera antes cargas dinámicas.
- Alta resistencia y ductilidad, brindado seguridad estructural.
- Las estructuras metálicas permiten una mejor funcionalidad con respecto a los espacios interiores de las edificaciones.

A pesar de sus ventajas descritas anteriormente, este también presenta desventajas como es el precio por no ser un material que se adquiere con facilidad en nuestro país y puede representar una inversión inicial muy alta para la construcción de proyectos inmobiliarios. En nuestro país generalmente se utiliza acero estructural ASTM A36, el cual cumple con todos los requisitos de resistencia y ductilidad.

1.4.1.2.1 Proceso Constructivo en Acero Estructural

El proceso constructivo para estructuras de acero requiere una inspección y control más vigoroso, puesto que la fabricación y montaje de los elementos estructurales tienen que cumplir criterios técnicos para su adecuada colocación, por tal motivo el personal que realiza los trabajos de ensamblaje y soldado deben ser calificados para garantizar que las conexiones cumplan las especificaciones técnicas descritas en los planos estructurales. Sin embargo, a pesar de sus complicaciones de trabajo, este proceso constructivo es mucho más rápido, obteniendo tiempos de ejecución menores a las estructuras de hormigón armado, debido que sus elementos son prefabricados y transportados hacia el lugar del proyecto para su respectiva colocación.

El acero estructural utilizado es de tipo ASTM A 36, el cual es de fácil acceso en el país y tiene buenas propiedades estructurales. Al ubicarse el proyecto en estudio en un sector de alta sismicidad, se requiere la producción de perfiles laminado en caliente, los cuales son calificados para tener un buen desempeño bajo cargas sísmicas. En el país se fabrican secciones armadas que son conformadas por placas unidas mediante soldadura o pernos.

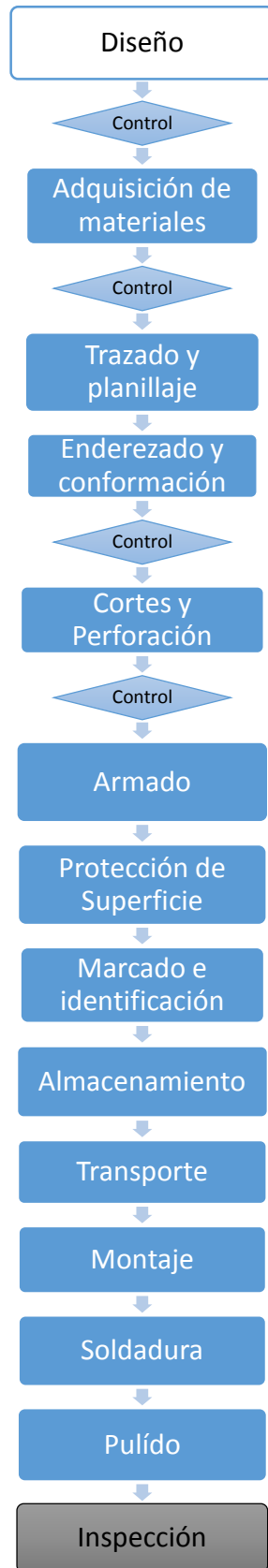


Ilustración 3. Diagrama del proceso constructivo en Acero Estructural

1.4.2 Presupuesto

Con el propósito de conocer el sistema constructivo más óptimo y económico para el proyecto inmobiliario UKUMARY, se debe determinar los costos de construcción para cada método constructivo, para lo cual es necesario identificar los precios unitarios de cada una de las actividades a desarrollarse en el proyecto.

El presupuesto puede definirse como aquel que, por medio de un cálculo aproximado, se llega a determinar un valor referencial que permita obtener el costo total de un proyecto de construcción. Un presupuesto requiere un análisis profundo de los precios unitarios, con la finalidad de conocer el costo de una actividad por una unidad de medida determinada, logrando generar una estimación económica que pueda servir como referencia para determinar si una obra civil es viable.

Dentro del presupuesto se encuentran varios componentes que forman parte de los costos básicos de un proyecto civil, como son:

- Los materiales
- Mano de obra
- Maquinaria, equipos y herramientas
- Gastos de administración y de obra
- Imprevistos
- Impuestos

Todos estos componentes están distribuidos en dos grupos: costos directos e indirectos. Los costos directos tienen una relación directa con la elaboración física del proyecto, incluyendo el costo de materiales, mano de obra, maquinaria, equipos y herramientas necesarias para realizar las actividades de la obra. Mientras que los costos indirectos son todos aquellos gastos técnicos

y de operación, totalmente diferentes a los costos directos, que son indispensables para la elaboración del proyecto, incluyendo los gastos de operación, de obra, imprevistos, impuestos y entre otros.

1.4.2.1 Costo directo

Es el conjunto de materiales, mano de obra y equipos que son indispensables para el desarrollo constructivo y representan una relación directa que compromete la calidad del proyecto. Los términos que forman parte de los costos directos, se definen a continuación:

Materiales: es toda aquella materia prima que es indispensable para la ejecución del proyecto. Para realizar un análisis de los costos que representan los materiales, se debe determinar los procesos constructivos, los volúmenes de materiales que son requeridos y una evaluación del costo de cada uno de los materiales necesarios para cada actividad. Es muy importante identificar un distribuidor, que disponga de materiales duraderos para asegurar una construcción de alta calidad.

Maquinaria, herramienta y equipo: son elementos importantes para empresas que están dedicadas al mundo de la construcción, ya que estos son necesarios para cumplir trabajos como movimientos de tierras, de elementos estructurales, traslado de materiales de construcción y entre otros. Cabe recalcar que los equipos y maquinarias pueden ser alquilados o bien pueden ser propiedad de la empresa, dependiendo de la magnitud del proyecto. Es muy importante considerar que estos elementos a través del tiempo pierden valor, para lo cual se debe determinar su depreciación que será parte del análisis de costo de la maquinaria o equipo y además requieren un mantenimiento adecuado, el cual también será tomado en cuenta en el mismo análisis.

Mano de Obra: se define como un grupo de personas que son necesarios para la realización de un rubro determinado. La mano de obra depende mucho de la complejidad, ya que varía en relación a la facilidad o dificultad

de ejecución de una obra, esto quiere decir que está relacionada directamente con la magnitud del proyecto a implementarse. Es necesario determinar el salario real del personal dependiendo de su cargo o habilidades.

La mano de obra puede estar distribuida en costos directos e indirectos, dependiendo si el personal realiza trabajos que esta relacionados directamente con la ejecución física del proyecto, los cuales se consideran dentro de los costos directos, o bien si el personal realiza trabajos administrativos, logísticos o comerciales, considerándose parte de los costos indirectos.

1.4.2.2 Costo indirecto

Se consideran costos indirectos a todos los gastos de operación y de obra, que son parte de la logística y base principal para la ejecución de un proyecto. El costo directo está relacionado con el tiempo, el tipo de obra, la ubicación del proyecto y entre otros, influyendo sobre el desarrollo de las actividades que serán parte de las etapas de una obra civil. Los costos directos están divididos en dos grupos: gastos de administración central y de obra.

Gastos de administración central: se refiere a todos los gastos necesarios que se hacen para el control y desarrollo correcto de una obra, es decir todos los gastos obligatorios para el funcionamiento y administración de una empresa. Los principales gastos que realizan son:

- Sueldos para el personal administrativo
- Alquiler de oficina
- Amortizaciones de vehículos
- Depreciaciones de los equipos de oficina
- Impuestos

- Gastos para presentación de memorias técnicas, planos, etc.
- Seguros

Gastos de obra: se refiere a todos los gastos que se generan en campo, con la finalidad de asegurar el funcionamiento y desarrollo técnico de la obra. Los costos de campo se pueden definir como:

- Técnico y administrativos
- Transporte para el personal
- Construcciones provisionales
- Consumos varios por parte del personal en campo

1.4.3 Programación de Obra

En base al Manual de Gestión de Proyectos PMBOK, se puede ubicar a la programación de obra como parte de la Gestión de Tiempo del Proyecto, la cual tiene como objetivo incluir todos los procesos necesarios para que el proyecto finalice dentro de los plazos establecidos.

Para este fin el Manual PMBOK marca seis procesos fundamentales, los cuales se refieren a la definición y secuenciación de las actividades, a la estimación de la duración de actividades y de los recursos necesarios que estas puedan llegar a necesitar durante la ejecución del proyecto, y culminando con la elaboración del cronograma del proyecto. Como un proceso adicional se tiene el control del cronograma, que se utiliza para verificar el cumplimiento del cronograma, constatando la cantidad de trabajo que realmente está siendo ejecutado en relación a lo que se tenía planificado, así como realizar las medidas correctivas que permitan solucionar los posibles problemas que se presenten durante su ejecución.

Enfocando estos conceptos dados por el PMBOK para un proyecto de ingeniería civil, la programación de obra se entiende como el proceso en el cual

se definen y ordenan todas las actividades que se deben realizar en el proyecto, de manera secuencial, ordenada y lógica, fijando la posible interdependencia que puede existir entre las diversas actividades que necesitan ser efectuadas para la ejecución correcta del proyecto, y que permitan llegar al término de este sin inconvenientes, y cumpliendo con los plazos de tiempo estipulados en la planificación.

El proceso de programación de obra nos permitirá determinar el orden en el cual se deberá ejecutar la obra, la duración de las actividades, la asignación estimada de recursos para ellas, y además nos permitirá definir las fechas de inicio y fin de actividades, el tiempo total de ejecución de obra, y determinar aquellas a las que deba dárseles una mayor importancia o prioridad.

La Gestión de Tiempo, o en caso más específico, la programación de obra, es un proceso que se encuentra enlazado de manera significativa con la gestión de calidad, en términos de optimización de procesos, sean estos constructivos, como para el producto final del proyecto, y con la gestión de costes, en lo que se refiere al correcto manejo de recursos, y al cumplimiento de los costos previstos para la realización del proyecto.

1.4.3.1 Procedimiento para la Programación de Obras

Como base fundamental para realizar una programación de manera correcta será necesario contar con el presupuesto del proyecto y con las cantidades de obra, incluyendo los cálculos métricos y el análisis de precios unitarios, esto permite apreciar de manera totalizada los costos directos e indirectos del proyecto. De esta información se partirá para transformar el costo total en costos específicos dentro de las condiciones presentes en el momento de la ejecución de las actividades.

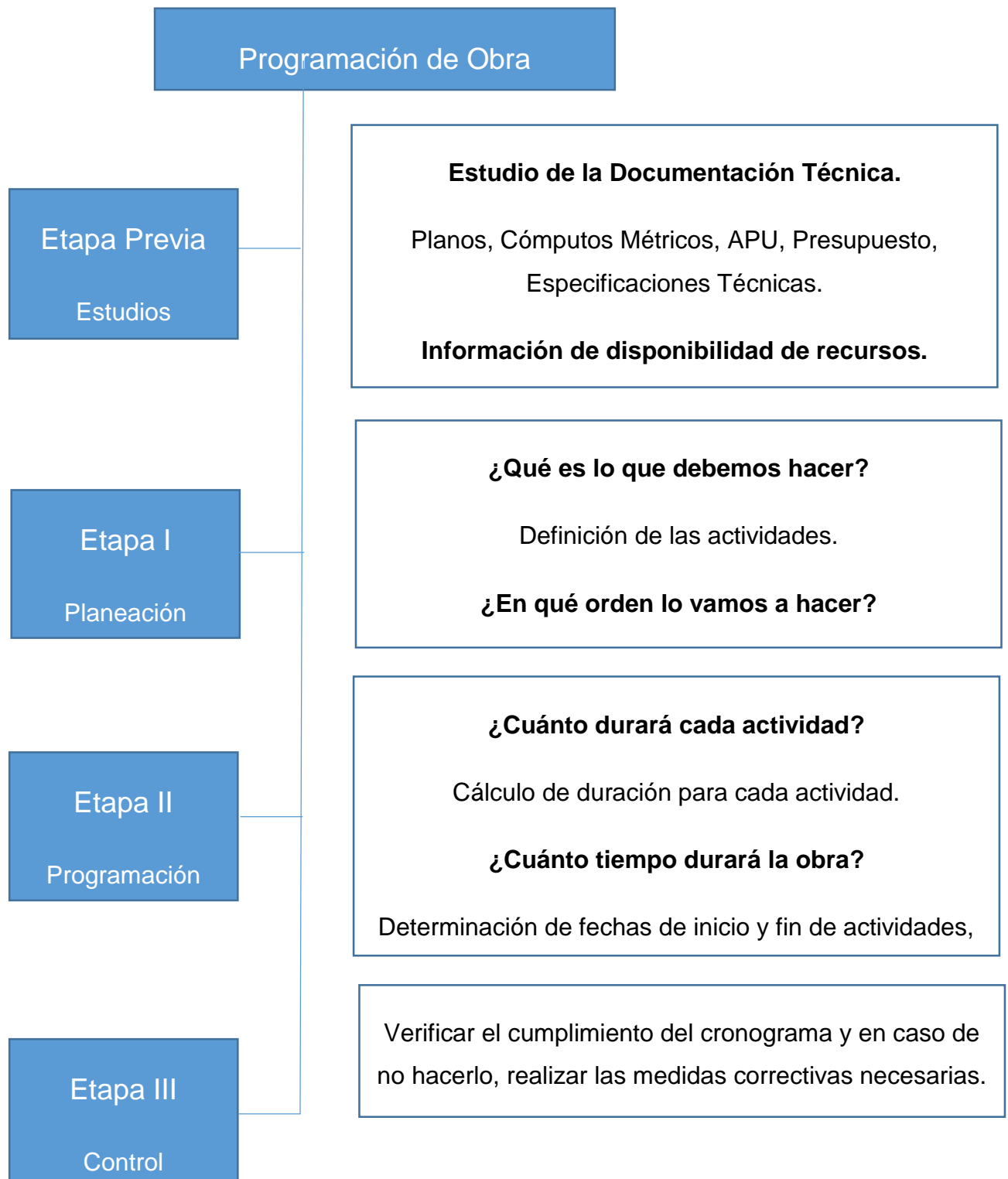


Ilustración 4. Diagrama Basado del documento digital de la Arq. Sara Josefina Wilde – Economía de la construcción II.

1.4.3.2 Métodos utilizados para la programación de obras

El método más utilizado para representar la programación de obra es el método gráfico, conocido también como Diagrama de Barras no de Gantt, llamado así en homenaje a su Autor, éste debe mostrar de manera simple y organizada las actividades que se requieren realizan de acuerdo a un orden, secuencia y prioridad, lo que genera información técnica sobre lo que se quiere controlar y transmitir a los interesados.

1.4.3.2.1 Estructura de división de trabajo (EDT)

El EDT consiste en descomponer o dividir un trabajo, de manera sistemática y lógica, en porciones más pequeñas y que sean más fáciles de manejar, éstas divisiones se realizan dependiendo del nivel de especialización y detalle que se requiera tengan las actividades de un proyecto. La EDT además permiten observar oportunamente cuáles serán los productos entregables de acuerdo a la planificación del proyecto, evitando duplicidad de actividades, interferencia entre los actores, disminuyendo costos, a la postre innecesarios y logrando eficiencia, calidad y optimización en el desempeño de las actividades.

1.4.3.2.2 Tabla de secuencia de actividades

La tabla de secuencia de actividades es una herramienta que se utiliza para dar un orden secuencial y cronológico, además de una ubicación a cada una de las actividades que se deben llevar a cabo en el proyecto, identificando con facilidad, tanto el inicio como el final de cada una de ellas.

1.4.3.2.3 Métodos Gráficos de Programación

Los métodos de programación de actividades más conocidos son: El Diagrama de Barras; El método PERT (Técnica de Revisión y Evaluación de Programas) y el CPM (Método de la Ruta Crítica), de los cuales el primero es el más utilizado incluso por organismos internacionales que se desenvuelven en esta área o en otras similares.

- **Diagrama de barras o Diagrama de Gantt**

Como se señaló anteriormente, este diagrama es el que tiene mayor utilización, fue popularizado por el ingeniero mecánico Henry Laurence Gantt, entre los años 1910 a 1915.

Gantt nació en Maryland, Estados Unidos, el 20 de mayo de 1861 y murió en noviembre 23 de 1919, entre sus aportes científicos más relevantes se destaca el hoy mundialmente conocido “Diagrama de Barras”, método que a través de un gráfico detalla el control de las actividades, el tiempo de duración y sus costos unitarios.

Este tipo de diagrama es de tipo lineal, las barras se dibujan de manera horizontal, representando las distintas actividades del proyecto, además de incluir los tiempos de inicio y finalización y la duración de la actividad.

Se utiliza para el control de actividades de la obra, y tiene la facilidad de mostrar las diversas actividades que pueden estar ocurriendo en serie o paralelo en un periodo de tiempo determinado.

La utilización de este método conlleva ventajas y desventajas como las que se señalan a continuación:

Este tipo de diagrama presentan ciertas limitaciones como son:

- No presenta la interdependencia de actividades.
- Dificultad al momento de definir el trabajo a realizarse en un momento determinado.
- Dificultad al determinar cuál es el progreso del proyecto en periodos de tiempo largos.

Por el contrario, sus ventajas son muchas, en especial su fácil elaboración, comprensión, control e información permanente que presenta, lo que permite introducir rectificaciones e incluso modificaciones para un mejor

desempeño sobre la ejecución de la obra sin afectar los tiempos programados.

- **Diagrama de Redes (PERT/CPM)**

Existen varios tipos de diagramas; como por ejemplo los utilizados por Henry Ford (1863-1947) y Frederick Winslow Taylor (1856-1915), quienes desarrollaron métodos sobre la producción en cadena el primero y la división de actividades el segundo, sobre esta base científica nacieron los métodos denominados de Ruta Crítica, entre los que se encuentran el Método CPM y el PERT, o viceversa, los dos fueron presentados al mismo tiempo aunque su desarrollo se atribuye a diferentes fuentes, el CPM; por ejemplo, fue desarrollado en el año 1957 por la corporación estadounidense DuPont conjuntamente con UNIVAC de Remington Rand, las cuales tenían por objetivo buscar formas de mejorar las actividades de control y optimización de costos de operación utilizando una planificación adecuada para las plantas químicas de la corporación Dupont. Este método consiste en la representación gráfica de la secuencia de actividades de un proyecto con sus respectivas interrelaciones por medio de flechas, las cuales representan las diversas actividades (trabajo que debe realizarse), y de nudos, también conocidos como eventos, los cuales marcan el instante de inicio y finalización de una actividad; es decir, cada actividad se encuentre entre dos eventos (círculos), el inicial y el final que son representados por una flecha (actividad).

A continuación, se describen cada uno de estos dos diagramas:

- **Sistema PERT**

Este sistema es conocido como la Técnica de Revisión y Evaluación de Programas, el cual, según varios autores, fue inventado en los años 1958 por científicos de la Oficina de Proyectos de la Marina de Estados Unidos, con el fin de administrar y gestionar proyectos. Este se utiliza para analizar todas las tareas necesarias para completar correctamente un proyecto,

poniendo especial atención a los tiempos que toma completar las tareas, al igual que el determinar el tiempo mínimo que es necesario para completar el proyecto en su totalidad. Son ampliamente utilizados en proyectos de gran escala y de alta complejidad.

Este sistema se caracteriza por la utilización de las redes PERT (círculos y flechas), las cuales permiten realizar el control y planificación de un proyecto, además de determinar los tiempos de las actividades en base a probabilidades.

- **Sistema CPM**

Como se señaló anteriormente, el sistema CPM (Método de la Ruta Crítica), se desarrolló en 1957 por la corporación Dupont y Remington Rand, con el fin de mejorar las tareas de control, y optimizar costos mediante una planificación adecuada para las actividades que deben realizarse en un proyecto.

En este método se determina una ruta crítica, para determinar el tiempo más corto en el cual es posible completar un proyecto, mediante el análisis de las actividades con mayor duración que se encuentran interrelacionadas entre si desde el inicio hasta la conclusión del proyecto.

Dentro de un proyecto pueden existir varias rutas críticas, la duración de estas rutas críticas determinan cual será la duración del proyecto completo.

El sistema CPM a diferencia del PERT, utiliza tiempos reales o ciertos para sus actividades, sin embargo, ambos sistemas tienen un funcionamiento prácticamente idéntico tanto conceptualmente como metodológicamente.

Capítulo 2: Estudios preliminares del proyecto

2.1 Descripción Arquitectónica

2.1.1 Informe de Reglamentación Cantonal

Mediante el Informe de Reglamentación Cantonal que fue entregado por el GAD Municipal de Riobamba, se realizó la evaluación de la información correspondiente al terreno en estudio, el cual se describe a continuación:

Tabla 1. Reglamentación Cantonal

IDENTIFICACION DEL PREDIO	
Clave Catastral	6195356000660680
En propiedad horizontal	No
Parroquia	San Luis
Barrio	El Troje
DATOS DEL TERRENO	
Área del Terreno	9078.85 m ²
Clasificación del suelo	Rural
PISOS	
Altura	8 m
Numero	2
RETIROS	
Frontal	3 m
Lateral	3 m
Posterior	3 m

Además, mediante el levantamiento topográfico del terreno, se identificaron las dimensiones de los cuatro linderos del terreno sobre el cual se construirá el proyecto inmobiliario:

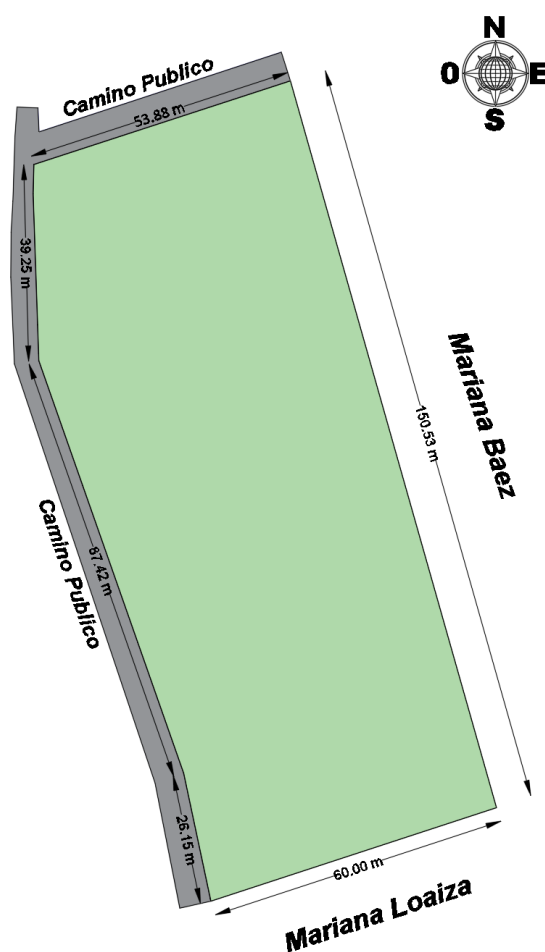


Ilustración 5. Linderos del terreno en estudio

CUADRO DE LINDEROS
Camino Publico (53.88 m)
Propiedad de la Sra. Mariana Loaiza (60.00 m)
Propiedad de la Sra. Mariana Báez (150.53 m)
Camino Publico (152.82 m)

Tabla 2. Cuadro de Linderos

En base a la información mencionada anteriormente, se identificó los retiros que deben ser respetados según la ordenanza municipal, por lo tanto, en la parte frontal del proyecto tiene un retiro de 5.25 m debido a los parqueaderos y tanto a los lados como en la parte posterior se tiene un retiro de 3 m debido a las áreas verdes, cumpliendo con lo que exige la normativa.

Las especificaciones descritas anteriormente, se pueden verificar y visualizar en la sección donde se detalla la implantación del proyecto.

2.1.2 Implantación del Proyecto

El proyecto inmobiliario “UKUMARY” se ha diseñado con el objetivo de brindar a las personas un espacio privado fuera de la ciudad, con un ambiente natural. Este mismo ha sido detallado de tal manera que se aproveche la totalidad del terreno, sin dejar de lado la comodidad de sus futuros habitantes. Además, se tomó en cuenta el cumplimiento de las ordenanzas dictadas por el GAD municipal de Riobamba, para distribuir de manera equitativa las áreas de los terrenos con un tamaño apropiado y elaborar un diseño arquitectónico atractivo para el propósito del proyecto.

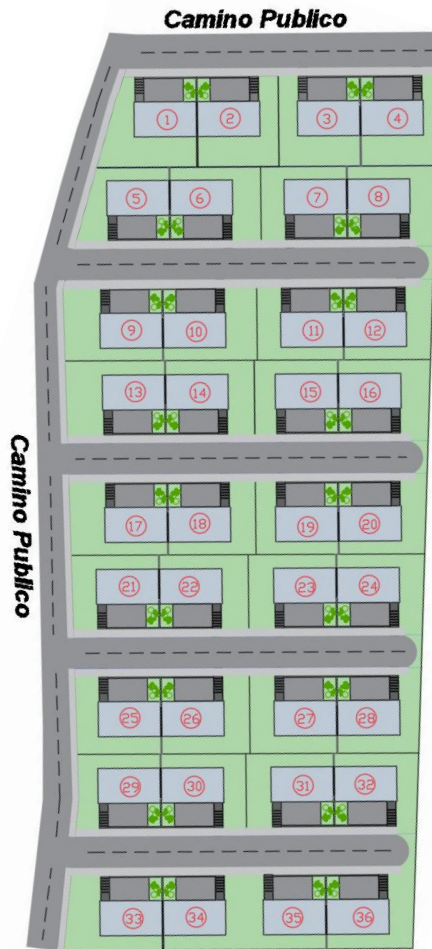


Ilustración 6. Implantación del Proyecto Inmobiliario UKUMARY

El proyecto inmobiliario está conformado por 36 viviendas unifamiliares de 2 pisos, que están distribuidos en 5 bloques individuales en un área de 9078.85 m². El bloque frontal del proyecto cuenta con 4 casas, adosadas cada 2 viviendas como se puede observar la implantación del proyecto, mientras que los siguientes bloques están conformados por 8 casas, igualmente adosadas cada 2 viviendas. Cada terreno comprende un área de 210 m², con un área de construcción de 120 m², y fueron repartidos de tal manera que aproveche el camino público, la totalidad del terreno y ajustando cada bloque de viviendas a

las dimensiones de este mismo y a las ordenanzas municipales en el cual se realizó conjuntos habitacionales independientes en propiedad horizontal.

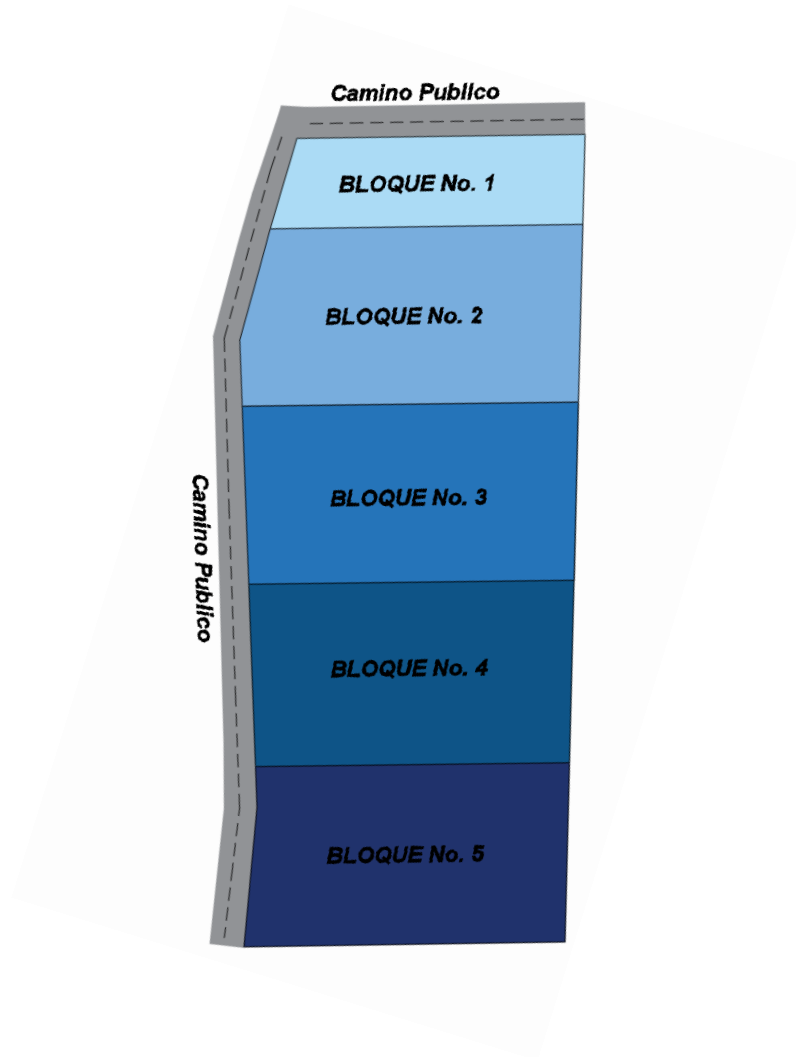


Ilustración 7. Etapas del proyecto

Además, el proyecto cuenta con una vía privada en el segundo, tercer, cuarto y quinto bloque para la circulación vehicular, que se conecta con el camino público y también cuenta con aceras para la libre movilización de los peatones. Para el primer bloque, se aprovechó el camino público para el acceso a cada vivienda y de igual manera se ofrece la construcción de aceras.

A continuación, se muestra la distribución de las áreas del proyecto inmobiliario “UKUMARY”, donde se puede identificar de mejor manera los espacios ocupados por parte de la infraestructura, las vías de circulación vehicular y peatonal, área verde, jardines frontales y los parqueaderos privados que posee cada una de las viviendas.

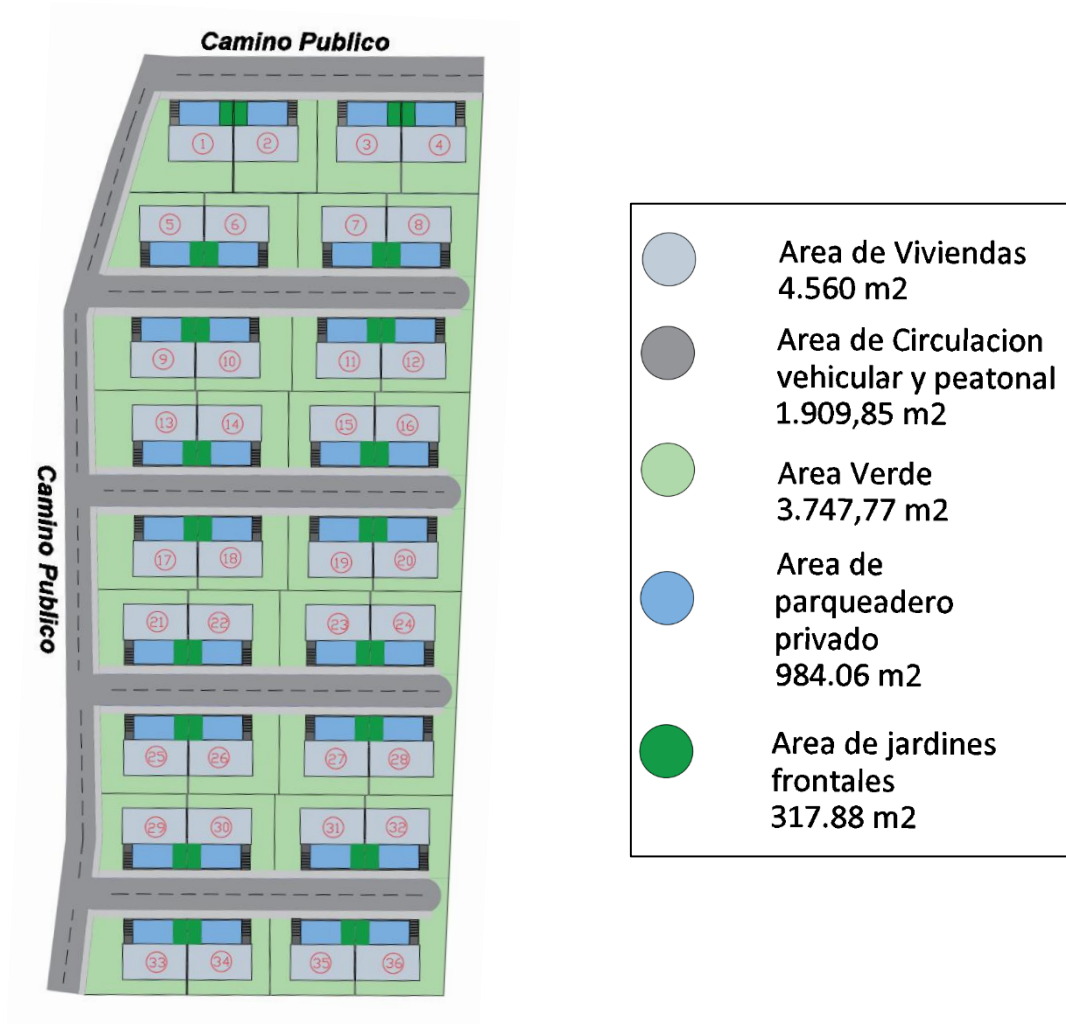


Ilustración 8. Distribución de áreas del proyecto

2.1.3 Detalle Arquitectónico

Las viviendas que forman parte del proyecto inmobiliario, cuentan con las mismas dimensiones, espacios interiores, acabados y servicios básicos, pero tienen diferentes áreas verdes. En la primera planta se encuentran las áreas

sociales como es la sala, cocina, comedor y baño social, mientras que en la segunda planta se ubican los dormitorios y baños privados.

Como se puede identificar en la implantación del proyecto, existen 5 bloques de viviendas, una frontal con 4 viviendas y acceso directo al camino público y los demás bloques posteriores cuenta con una vía privada y 8 viviendas cada una. Todas las casas poseen dos parqueaderos para los vehículos y además cuenta con un área verde en la parte lateral y posterior de la casa, donde se ubica el área de lavado.

Las viviendas poseen un diseño arquitectónico con una fachada moderna que cumple el propósito de generar una atracción inmediata a primera vista y en su interior cuenta con una apropiada distribución de espacios creando una percepción de amplitud y comodidad, convirtiendo a las viviendas en un producto final de excelente calidad para los clientes.

Tanto como el fachada frontal, posterior y lateral, poseen grandes ventanales y mamparas para permitir la iluminación natural, siendo esta última muy importante para convertir los espacios interiores más claros. También cuenta con acabados que le dan un toque elegante y atractivo a las fachadas, que se combinen con el ambiente natural donde se ubica el proyecto.



Ilustración 9. Fachada Frontal de la vivienda

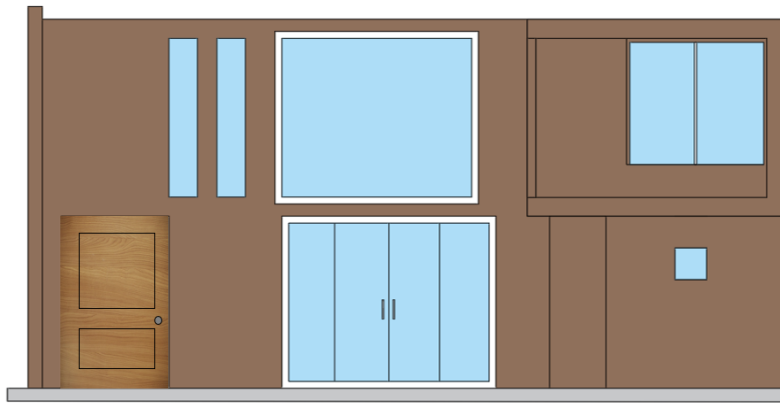


Ilustración 10. Fachada posterior de la vivienda



Ilustración 11. Fachada Lateral de la vivienda

Mientras tanto en los planos arquitectónicos se observa la planta baja y la primera planta, que poseen espacios funcionales seguido de una correcta distribución de las áreas para que generen una percepción de amplitud que es clave principal para la comodidad de las personas que lo habiten. En las siguientes imágenes se puede verificar las características y acotaciones de las viviendas planteadas para el proyecto.

La vivienda tipo consta de un área de 120 m² de construcción, distribuida en dos plantas: planta baja con un área total de 55.36 m² y la planta alta con un

área total de 64.64 m². La zonificación permitida es de 70% en planta baja, 100% en planta alta y una altura de 9 metros.

Los planos arquitectónicos se realizaron de acuerdo a las normativas arquitectónicas y está conformada por diferentes espacios como se describe a continuación:

- Comedor
- Cocina
- Sala
- Jardines
- Lavandería
- Dormitorio Master
- 2 Dormitorios
- 3 baños
- Garaje para 2 autos

2.2 Estudio de Suelos

Para todo proyecto es necesario la realización de estudios geotécnicos para cimentaciones en cualquier tipo de edificaciones, los cuales deberán ser dirigidos por profesionales que garanticen el cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcciones, con el fin de salvaguardar la estabilidad de las futuras edificaciones en el país. Uno de los principales factores que permite un diseño seguro y viable, es la debida caracterización del suelo, lo que implica realizar trabajos de campo y de laboratorio.

Con el fin de garantizar la seguridad de las estructuras que se implantarán en el terreno, se propone realizar un estudio geotécnico, el cual estará sustentado mediante una visita de campo, en donde se tomó muestras significativas de suelo para su posterior análisis en el laboratorio. El estudio geotécnico tiene los siguientes objetivos principales:

- Determinar el perfil estratigráfico del subsuelo.
- Determinar la capacidad de carga admisible del suelo en estudio.
- Determinar los posibles asentamientos causados por la implantación de las estructuras.
- Determinar el nivel de cimentación.
- Indicar las propiedades mecánicas del suelo.

2.2.1 Ubicación de toma de muestras

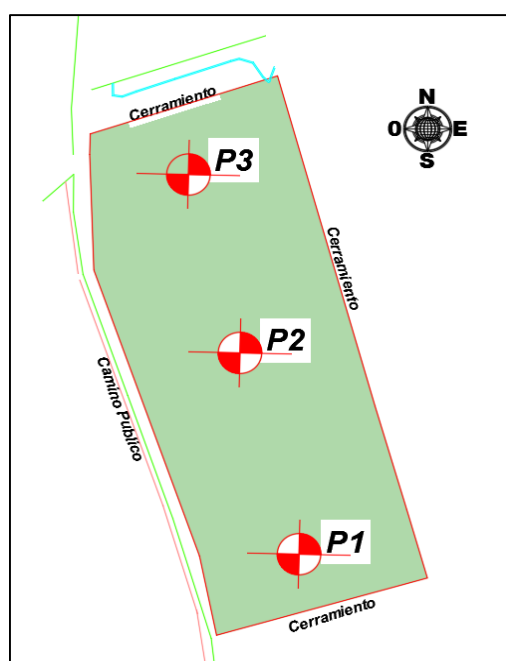


Ilustración 12. Ubicación de la toma de muestras.

Coordenada UTM WGS84				
Muestra	Zona	E	N	Cota m.s.n.m.
P1	17 M	765450	9810989	2693
P2	17 M	765427	9811033	2691
P3	17 M	765407	9811080	2692

Tabla 3. Coordenadas de las perforaciones

2.2.2 Geología del Sector

La geología del sector en la que el Proyecto “UKUMARY” se encontrará ubicado se presenta a continuación de manera general, con el fin de presentar información macro del sitio en el que se implementará las viviendas.

2.2.2.1 Geomorfología

La geomorfología es una ciencia, parte de la geología y la geografía física, la cual se enfoca al estudio de la superficie de la tierra, su relieve, su origen y su comportamiento el cual puede presentarse de manera natural, por efecto de la climatología y la hidrología, además del efecto que tiene la interacción del hombre con el medio.

El proyecto “UKUMARY” presenta una formación topográfica plana, con un relieve homogéneo, con una pendiente aproximada de 6%. Se encuentra ubicado a una altitud de aproximadamente 2688 m.s.n.m.

Se puede observar que el sistema hidrográfico de la cuenca ha producido una erosión vertical profunda en forma de V, la cual, ha dado origen a cañones en medio de rocas de origen, tanto magmáticas, metamórficas y sedimentarias.

Según el Mapa Geológico de la República del Ecuador para la ciudad de Riobamba (1993) se señala:

La ciudad de Riobamba se encuentra en la zona central de la Sierra Ecuatoriana, atravesada de Norte a Sur por las Cordilleras Occidental y Real, formando el Valle Interandino Central. Presenta una topografía montañosa en la parte occidental, mientras que al costado oriental la cota va aumentando hasta alcanzar los 4500 m.s.n.m.

En toda la zona se presentan rocas de origen volcánico y sedimentario de la edad cretácica a paleocénica, están cubiertas por sedimentos terciarios, volcánicos y sedimentarios plio-pleistocénicas y depósitos superficiales holocénicos.

Se encuentra constituida por la Formación Macuchi, con presencia de andesitas de color verde con vetas de cuarzo en proceso de meteorización, la Formación Yunguilla, constituida por argilitas, limonitas y calizas, la Serie Paute constituida por esquistos y cuarcitas abundantes a lo largo del Río Alao, la Formación Yaruquies, con presencia de sedimentos en su base por areniscas finas amarillo rojizas y por cantos redondeados de andesita de color oscuro, la Formación Alausí, constituida por lavas volcánicas, la Formación Pisayumbo, con presencia de lavas andesíticas grises compactadas, la Formación Sicalpa, con presencia de tobas, la Formación de Riobamba, a la cual pertenece nuestro proyecto, con presencia de material piroclástico arrastrado y sedimentos pantus, la Formación Palmira, con material volcánico – sedimentario, la Formación Tarqui, formada principalmente de roca volcánica piroclástica, restos de origen volcánico tanto en Guaranda como el Altar, presencia de cangaguas de color café, y de depósitos glaciales la zona.

2.2.2.2 Geología

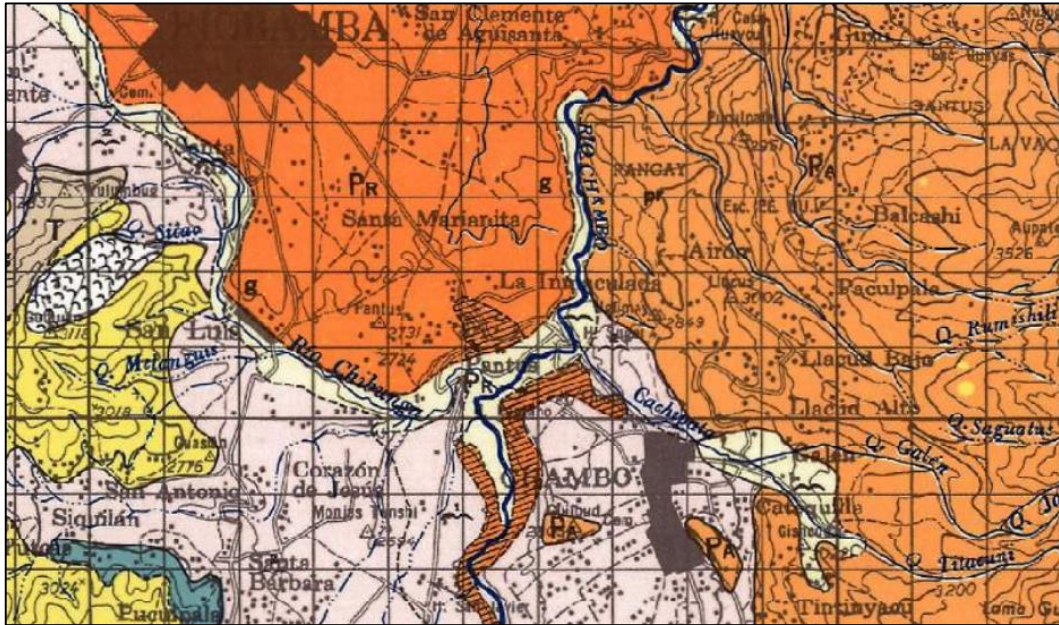


Ilustración 13. Identificación de la geología del proyecto “UKUMARY”.

Fuente: Geológico de la República del Ecuador (Riobamba), Escala 1:100.000, Año 1993

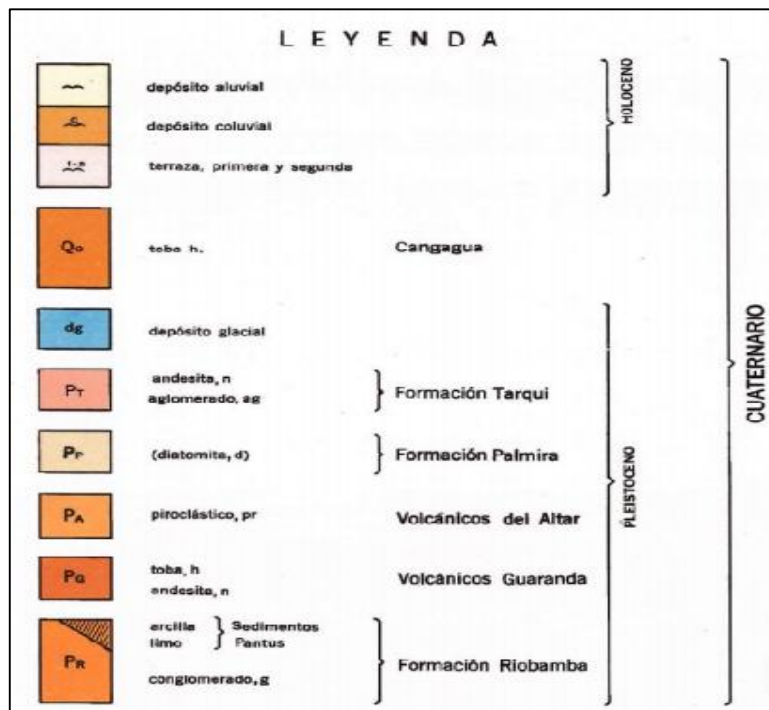


Ilustración 14. Identificación Geológica del sitio del proyecto.

Fuente: Mapa Geológico de la República del Ecuador (Riobamba), Escala 1:100.000, Año 1993

En base a la información geológica obtenida del Mapa Geológico de la República del Ecuador para la ciudad de Riobamba se puede apreciar que el sitio en el que se encontrará ubicado el proyecto forma parte de la Formación de Riobamba, la cual tiene origen laháritico debido al arreste de material piroclástico del volcán Chimborazo. Se constituye por gravas redondeadas y angulosas y de pequeñas acumulaciones de cantos grandes. Además, se encuentra la presencia de Sedimentos Pantus los cuales se forman en parte por arcillas, tohas y cenizas volcánicas, las cuales se las puede encontrar en estratos finos de manera alternada, y con una inclinación que oscila entre 1° y 3° (estratigrafías casi horizontales), como se observa en la ilustración 13. Estas formaciones corresponden a la época del Pleistoceno, en el Periodo Cuaternario, presentando una antigüedad aproximada de 2.59 millones de años.

2.2.3 Climatología

El clima en el sector de Riobamba oscila entre frío y templado todo el año, con precipitaciones significativas, inclusive en el mes más seco, la precipitación media aproximada es de 561 mm, de igual manera la presencia de nieblas es característica de la zona.

El clima del sector se clasifica como Cfb en el sistema Köppen – Geiger, y presenta una temperatura promedio anual de 14°C.

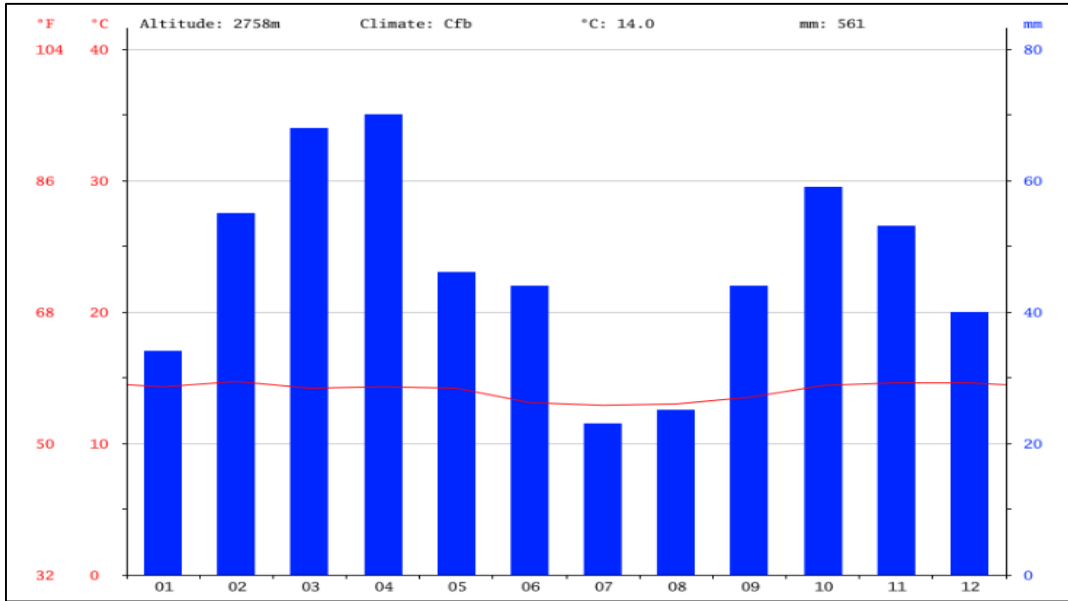


Ilustración 15. Climatología de Riobamba.

Fuente: CLIMATE – DATA, 2017, Enlace: <https://es.climate-data.org/location/2973/>

En base al gráfico se puede observar que la menor cantidad de lluvia en el año ocurre en el mes de julio, con un promedio de 23 mm, y la mayor parte de la precipitación del año ocurre en el mes de abril, con un promedio de 70 mm.

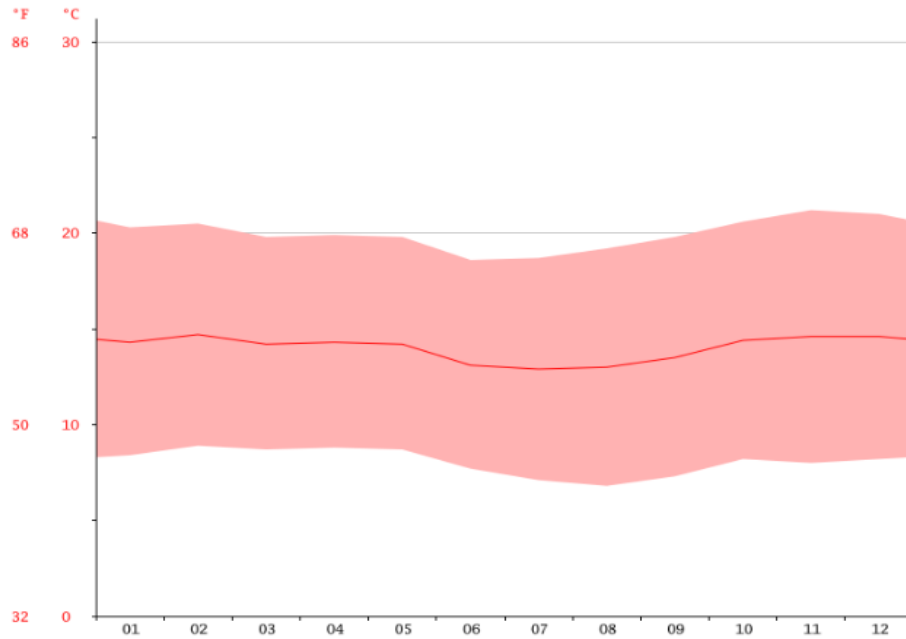


Ilustración 16. Diagrama de temperaturas de Riobamba.

Fuente: CLIMATE – DATA, 2017, Enlace: <https://es.climate-data.org/location/2973/>

En base al grafico podemos observar que las temperaturas promedio más altas ocurren en el mes de febrero, con 14.7°C, mientras que en el mes de julio se presentan las menores temperaturas promedio con 12.9°C.

2.2.4 Análisis Sísmico de la Zona

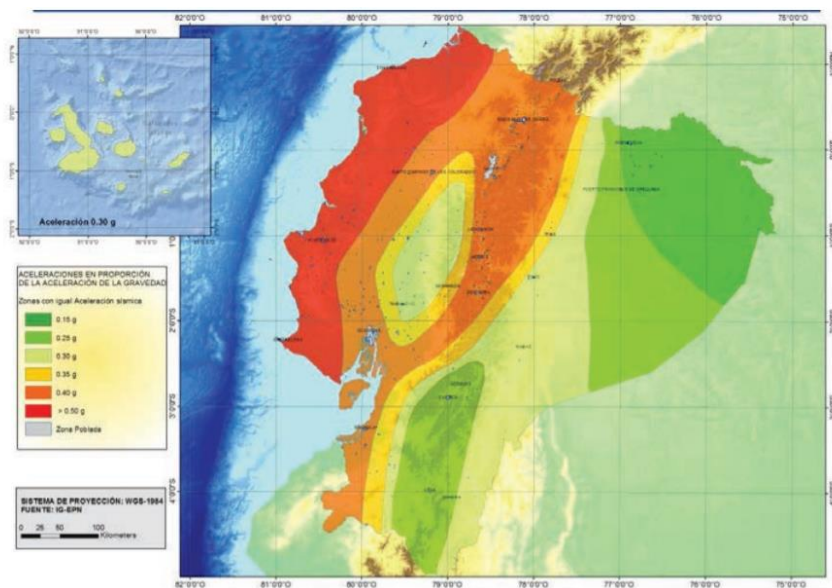


Ilustración 17. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico

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

Tabla 4. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica.

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo de Peligro Sísmico, es posible realizar un análisis de los efectos sísmicos que pueden presentar la

estructura en la zona donde se construirá el proyecto. El área de estudio en el Sector El troje, parroquia San Luis, se encuentra ubicada en una zona de intensidad sísmica de V grado, con un valor de factor $Z=0.40$ y una caracterización de la amenaza sísmica alta.

Mediante los resultados obtenidos del ensayo de SPT de campo, se ha podido correlacionar los coeficientes del perfil del suelo F_a , F_d y F_s , en función al tipo de suelo, la zona sísmica y el factor Z , que se obtuvieron anteriormente según la Norma NEC-SE-DS.

Tipo de suelo	Zona sísmica	Factor Z	F_a	F_d	F_s
D	V	0.4	1.2	1.19	1.28

Tabla 5. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico

2.2.5 Trabajo de Campo

Con el objetivo de obtener la capacidad portante del suelo y el perfil estratigráfico del terreno en estudio se realizaron 3 perforaciones para el ensayo de penetración estándar (SPT Norma ASTM D 1586-99), de 6m de profundidad, cada una ubicada en sectores estratégicos del terreno, los cuales permitan conocer las características mecánicas del suelo en los lugares en los que se ubicaran las viviendas.

El ensayo de penetración consiste en hincar el penetrometro estándar 45 cm empleando una masa estándar de 72 kg, la cual se deja caer en caída libre desde una altura de 78 cm contando el número de golpes para tres segmentos de 15 cm, y utilizando la cuchara partida para obtención de muestras representativas del suelo, las cuales se utilizarán para realizar los ensayos de laboratorio correspondientes. La resistencia a la penetración se define con el número de golpes en los últimos 30 cm de la perforación, sin tomar en cuenta los primeros 15 cm los cuales se considera como zona de alteración que se produce debido al proceso de perforación.

En lo que respecta a los ensayos de laboratorio, estos se realizaran en base a las siguientes normativas:

Tabla 6. Ensayos de Laboratorio

ENSAYOS	NORMATIVAS
Clasificación de suelos SUCS	ASTM D-2487
Contenido de Humedad Natural	ASTM D-422
Análisis Granulométrico	ASTM D-2216
Limites Líquido y Limite Plástico	ASTM D-4318

2.2.6 Características de los Suelos

Los resultados que se presentan a continuación fueron obtenidos en el terreno, mediante la realización del ensayo de SPT y de la observación visual al momento de realizar los sondeos necesarios para el ensayo.

Para este caso se realizó 3 sondeos en las zonas que nos permitieran obtener la información necesaria del tipo de suelo que se podía encontrar en el terreno, para encontrar con esta información la capacidad de carga admisible general en todo el proyecto.

Los resultados de este ensayo se presentan a continuación:

SONDEO 1: En el primer metro se encontró presencia de limo arenoso, de color café, en estado poco húmedo, a continuación en el metro 2 se encontró el mismo material con la presencia adicional de raicillas, en el tercer metro se encontró de igual manera el mismo material esta vez sin la presencia de raicillas, en el cuarto metro se encontró con arena limosa, de clasificación SUCS tipo SM, de color gris, en el quinto metro se tuvo presencia de limo arenoso de color café, y en el sexto metro de perforación, se tuvo el mismo material, con presencia de oxidaciones.

SONDEO 2: En el primer metro de perforación se encontró la presencia de limo arenoso, con grumos de color café, y en estado poco húmedo, en el segundo metro, el mismo material, en el tercer metro, el mismo material, pero con

presencia adicional de pómez, al cuarto metro, de igual manera se tuvo presencia de limo arenoso de color café, sin grumos, en estado poco húmedo, al quinto y sexto metro se encontró con el mismo material.

SONDEO 3: En el primer metro de perforación se encontró con material limo arenoso, de color café con manchas blancas, en estado poco húmedo, en el segundo metro se encontró el mismo material con pómez, en el tercer metro, se tuvo presencia de limo arenoso fino, en el cuarto metro, se encontró presencia de arena limosa, de color gris, en el quinto metro, el mismo material con presencia de gravilla, y finalmente en el sexto metro de perforación, se encontró con limo arenoso, de color café claro, en estado poco húmedo.

Verificación de resultados

Posteriormente estos resultados fueron verificados mediante ensayos de laboratorio, que consistieron en la realización de granulometría, para realizar la clasificación de suelos mediante la SUCS y la Normativa Ecuatoriana NEC15 y ensayos los ensayos de limite líquido y plástico para determinar el nivel de plasticidad del suelo.

2.2.7 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

2.2.7.1 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Los resultados que se muestran a continuación pertenecen a seis muestras tomadas del ensayo N del SPT, para esto se realizó la toma de dos muestras de suelo para cada una de las tres perforaciones realizadas en el proyecto.

Durante la realización de los ensayos de laboratorio se encontró que el material era de consistencia no plástico, al no lograr formar los cilindros de material en estado plástico, ya que estos se desmoronaban sin importar el nivel de saturación al que se lo llevara.

Los resultados de los ensayos se muestran en los cuadros a continuación:

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHO T11 Y T27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:	UKUMARY			FECHA:	24-abr.-17		PROCEDENCIA Sondeo							
LOCALIZACIÓN:	Riobamba			PROFUNDIDAD:	1,00 m		TESISTAS: Esteban Carpio y Pablo Estrada							
SONDEO:	1			MUESTRA No.	1		SPT	N	5	13	18			
TAMIZ	MASA RETENIDA	%	%	%que pasa	TARA	NUMERO	MASA DEL	MASA	MASA	MASA	MASA	CONTENIDO		
INEN	ASTM	parcial	acumulada	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
76,00mm	3'						CONTENIDO DE AGUA							
63,00mm	2½'						69 Z	38.13	36.57	17.81	1.56	18.76	8.32%	
50,80mm	2'						36 z	38.33	36.81	18.17	1.52	18.64	8.15%	
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'											PROMEDIO	8.24%	
19,00mm	¾'						LIMITE LIQUIDO							
12,70mm	½'						NP							
9,50mm	¾'													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ					ARENA			LIMITE PLÁSTICO						
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00		NP							
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.19	0.19	0.24	99.76									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	1.33	1.52	1.89	98.11									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	29.79	31.31	38.87	61.13									
Pasa 75 μm		49.24	61.13											
Σ		80.55												
CLASIFICACIÓN:							W =	8.24%						
SUCS =	ML						WL =	0.00%						
AASHT =	A-4						Wp =	0.00%						
ERVACIONES:	Limo Arenoso de color café en estado poco humedo, de plasticidad nula						Ip =	NP						

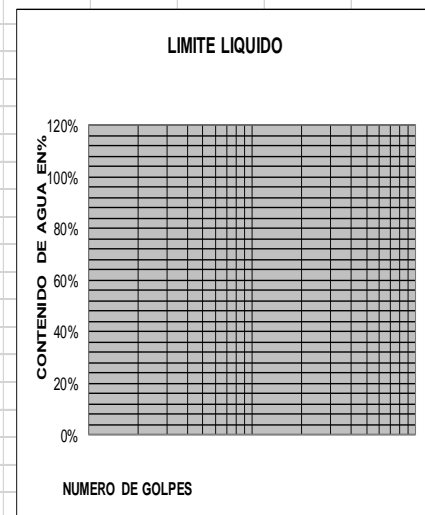


Tabla 7. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P1-1

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHTO T11 Y T 27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:		UKUMARY			FECHA:		24-abr.-17		PROCEDENCIA Sondeo					
LOCALIZACIÓN:		Riobamba			PROFUNDIDAD:		2,00 m		TESISTAS: Esteban Carpio y Pablo Estrada					
SONDEO:		1			MUESTRA No.		2		SPT		N		20 25 30	
TAMIZ	MASA RETENIDA	%	%	%	%	TARA	NUMERO	MASA DEL	MASA	MASA	MASA	MASA	CONTENIDO	
INEN	ASTM	parcial	acumulada	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
CONTENIDO DE AGUA														
76,00mm	3'						65 Z		38.59	37.12	18.12	1.47	19.00	7.74%
63,00mm	2½'						15 S		36.29	34.93	16.51	1.36	18.42	7.38%
50,80mm	2'													
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'													
19,00mm	¾'													
12,70mm	½'													
9,50mm	¾"													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ														
ARENA														
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00									
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.25	0.25	0.31	99.69									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	3.98	4.23	5.23	94.77									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	31.35	35.58	44.01	55.99									
Pasa 75 μm			45.26	55.99										
Σ		80.84												
LIMITE LIQUIDO														
LIMITE PLÁSTICO														
PROMEDIO														
CLASIFICACIÓN:					W =		7.56%							
SUCS =		ML			WL =		0.00%							
AASHT =		A-4			Wp =		0.00%							
OBSERVACIONES:		Limo Arenoso de color café en estado poco húmedo, de plasticidad nula			Ip =		NP							

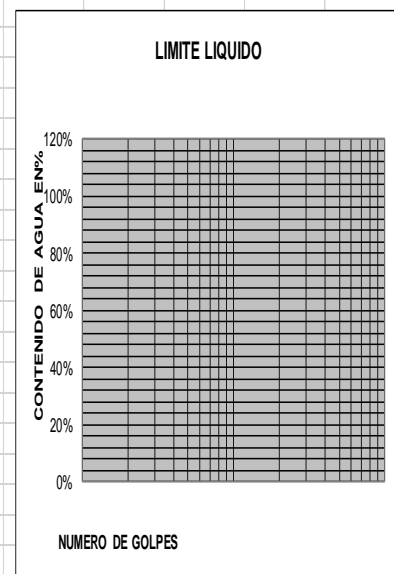


Tabla 8. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P1-2

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHO T11 Y T27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:	UKUMARY			FECHA:	24-abr.-17		PROCEDENCIA: Sondeo							
LOCALIZACIÓN:	Riobamba			PROFUNDIDAD:	2,00 m		TESISTAS: Esteban Carpio y Pablo Estrada							
SONDEO:	2			MUESTRA No.	1		SPT	N	25	25	30			
TAMIZ	ASTM	MASA RETENIDA	%	%	% que pasa	TARA	NUMERO	MASA DEL	MASA	MASA	MASA	CONTENIDO		
INEN	ASTM	parcial	acumulada	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
76,00mm	3'						CONTENIDO DE AGUA							
63,00mm	2½'						44 Z	38.61	37.49	18.08	1.12	19.41	5.77%	
50,80mm	2'						9 Z	38.32	37.26	17.85	1.06	19.41	5.46%	
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'											PROMEDIO	5.62%	
19,00mm	¾'						LIMITE LIQUIDO							
12,70mm	½'						NP							
9,50mm	¾"													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ		ARENA					LIMITE PLÁSTICO							
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00		NP							
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.09	0.09	0.11	99.89									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	1.08	1.17	1.45	98.55									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	33.63	34.80	43.15	56.85									
Pasa 75 μm			45.84	56.85										
Σ		80.64												
CLASIFICACIÓN:				W =		5.62%								
SUCS = ML				WL =		0.00%								
AASHT = A-4				Wp =		0.00%								
ERVACIONES:				Ip =		NP								
Limo Arenoso de color café en estado poco humedo, de plasticidad nula														

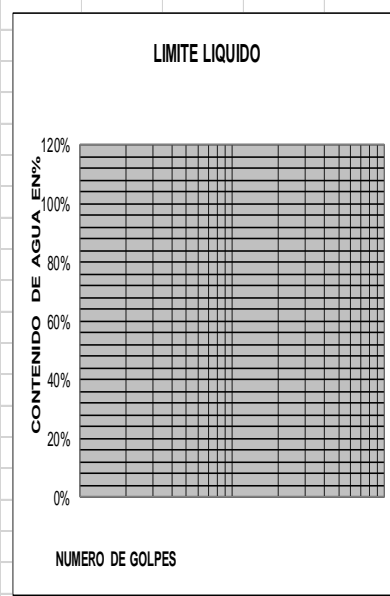


Tabla 9. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P2-2

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHO T11 Y T27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:	UKUMARY			FECHA:	24-abr.-17		PROCEDENCIA: Sondeo							
LOCALIZACIÓN:	Riobamba			PROFUNDIDAD:	5,00 m		TESISTAS: Esteban Carpio y Pablo Estrada							
SONDEO:	2			MUESTRA No.	2		SPT	N	16	15	18			
TAMIZ	MASA RETENIDA		%	%	% que pasa		TARA	NUMERO	MASA DEL		MASA	MASA	CONTENIDO	
INEN	ASTM	parcial	acumulada	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
76,00mm	3'								CONTENIDO DE AGUA					
63,00mm	2½'						13 Z	38.65	38.13	18.13	0.52	20.00	2.60%	
50,80mm	2'						8 Z	37.97	37.45	17.81	0.52	19.64	2.65%	
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'											PROMEDIO	2.62%	
19,00mm	¾'						LIMITE LIQUIDO							
12,70mm	½'						NP							
9,50mm	¾'													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ		ARENA					LIMITE PLÁSTICO							
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00		NP							
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.07	0.07	0.09	99.91									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	1.35	1.42	1.77	98.23									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	35.75	37.17	46.26	53.74									
Pasa 75 μm			43.18	53.74										
Σ		80.35												
CLASIFICACIÓN:				W =		2.62%								
SUCS = ML				WL =		0.00%								
AASHT= A-4				Wp =		0.00%								
OBSERVACIONES:				Ip =		NP								
Limo Arenoso de color café en estado poco humedo, de plasticidad nula														

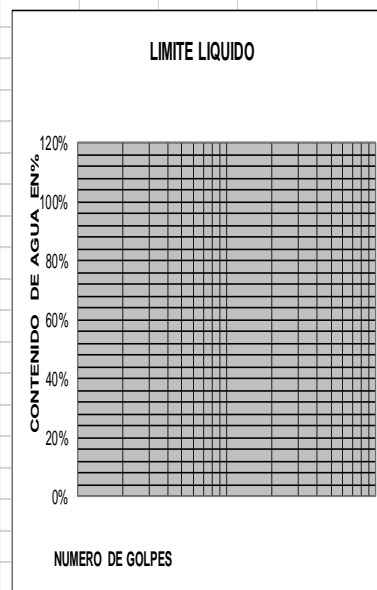


Tabla 10. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación P2-5

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHO T11 Y T27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:	UKUMARY			FECHA:	24-abr.-17		PROCEDENCIA: Sondeo							
LOCALIZACIÓN:	Riobamba			PROFUNDIDAD:	1,00 m		TESISTAS: Esteban Carpio y Pablo Estrada							
SONDEO:	3			MUESTRA No.	1		SPT	N	10	11	7			
TAMIZ	MASA RETENIDA	%	%	%	TARA	NUMERO	MASA DEL	MASA	MASA	MASA	MASA	CONTENIDO		
INEN	ASTM	parcial	acumulada	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
76,00mm	3'													
CONTENIDO DE AGUA														
63,00mm	2½'						6 Z		38.68	37.03	18.00	1.65	19.03	8.67%
50,80mm	2'						111		38.27	36.62	17.05	1.65	19.57	8.43%
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'													
19,00mm	¾'													
12,70mm	½'													
9,50mm	¾"													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ					ARENA									
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00									
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.00	0.00	0.00	100.00									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	1.49	1.49	1.76	98.24									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	34.28	35.77	42.26	57.74									
Pasa 75 μm			48.88	57.74										
Σ		84.65												
CLASIFICACIÓN:				W =	8.55%									
SUCS = ML				WL =	0.00%									
AASHT = A-4				Wp =	0.00%									
ERVACIONES:				Ip =	NP									
Limo Arenoso de color café en estado poco humedo, de plasticidad nula														

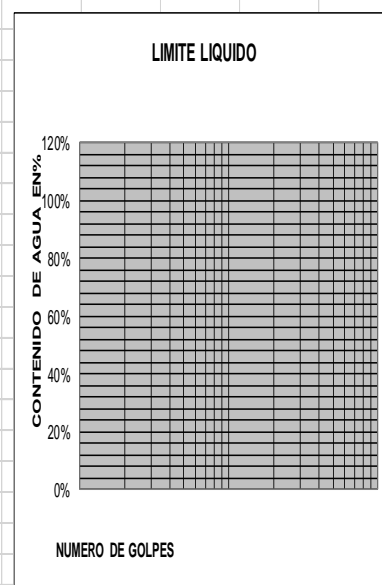


Tabla 11. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación 3-1

ENSAYO GRANULOMÉTRICO A ASHO T11 Y T 27 O INEN 695 - 696														
LABORATORIO EN MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES														
PROYECTO:	UKUMARY			FECHA:	24-abr.-17		PROCEDENCIA:	Sondeo						
LOCALIZACIÓN:	Riobamba			PROFUNDIDAD:	3,00 m		TESISTAS:	Esteban Carpio y Pablo Estrada						
SONDEO:	3			MUESTRA No.	2		SPT	N	8	10	12			
TAMZ	MASA RETENIDA		%	%	% que pasa		TARA	NUMERO	MASA DEL		MASA	MASA	MASA	CONTENIDO
INEN	ASTM	parcial	acumulado	Retenido	que pasa	especificado	No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
76,00mm	3'													
63,00mm	2½'													
50,80mm	2'													
38,00mm	1½'													
25,40mm	1'													
19,00mm	¾'													
12,70mm	½'													
9,50mm	¾"													
4,75mm	No.4													
pasa 4,75mm														
Σ				ARENA										
4,75mm	No.4	0.00	0.00	0.00	100.00									
2,36mm	No.8													
2,00mm	No.10	0.18	0.18	0.21	99.79									
1,68mm	No.16													
850 μm	No.20													
600 μm	No.30													
425 μm	No.40	4.06	4.24	4.93	95.07									
300 μm	No.50													
250 μm	No.60													
150 μm	No.100													
75 μm	No.200	39.20	43.44	50.52	49.48									
Pasa 75 μm			42.55	49.48										
Σ		85.99												
CLASIFICACIÓN:							W =	4.59%						
SUCS = ML							WL =	0.00%						
AASHT = A-4							Wp =	0.00%						
ERVACIONES:							Ip =	NP						
Limo Arenoso de color café en estado poco humedo, de plasticidad nula														

CONTENIDO DE AGUA							
No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
L 18		47.86	46.55	18.03	1.31	28.52	4.59%
SP 75		43.76	42.56	16.41	1.20	26.15	4.59%
						PROMEDIO	4.59%

LIMITE LIQUIDO							
No.	golpes	húmedo	seco	tara	agua	suelo seco	DE AGUA w%
NP							
						PROMEDIO	

Tabla 12. Resultado de la granulometría y ensayos de plasticidad – Perforación 3-3

2.2.7.2 Resultados de la clasificación de suelos mediante la SUCS y la NEC 2015

La clasificación de suelos mostrada a continuación se realizó en base a la clasificación SUCS, la cual depende de los resultados de laboratorio obtenidos, tanto de la granulometría del material, como los límites de plasticidad, y a la NEC15, cuya clasificación de suelos se encuentra en base a el número de golpes del ensayo de SPT, tipo de material y velocidad de propagación de onda S.

PROFUNDIDAD (m)	PERFORACION 1		PERFORACION 2		PERFORACION 3	
	SUCS	NEC	SUCS	NEC	SUCS	NEC
1.0	ML	D	ML	D	ML	D
2.0	ML	D	ML	D	ML	D
3.0	ML	D	ML	D	ML	D
4.0	SM	D	ML	D	SM	D
5.0	ML	D	ML	D	SM	D
6.0	ML	D	ML	D	ML	D

Tabla

13.

Clasificación de suelos según la SUCS y la NEC15.

Como se puede observar en la Tabla anterior, en lo que respecta la clasificación de suelos en base a la SUCS el material predominante en el terreno pertenece a un tipo de suelo ML según la clasificación SUCS, el cual pertenece a limos inorgánicos y arenas muy finas, además de pequeños estratos de material de clasificación SUCS SM, los cuales se los puede encontrar en la perforación 1 y 3 a una profundidad de 4 a 5m, el cual pertenece a arenas limosas, y a mezclas de arena y limo de mala graduación.

En lo que respecta a la clasificación de suelos según la normativa NEC15, el terreno se encuentra conformado en su totalidad por un perfil de tipo D, perteneciente a suelos con número de golpes del ensayo N del SPT entre 15 a 50 golpes.

2.2.8 Memoria Técnica

2.2.8.1 Análisis de Capacidad de Carga

La capacidad de carga admisible del suelo se analizará considerando que la falla será por compresión (asentamiento).

Se utilizarán las siguientes expresiones empíricas propuestas por Teng y Meyerhoff para los cálculos respectivos por compresión:

Según Teng:

$$q_{adm} = 3.52 * (N - 3) * \frac{(B + 3.05)^2}{(2 * B)^2}$$

Según Meyerhoff:

$$q_{adm} = \frac{N * kd}{0.8} \quad \text{Si } B < 1.2 \text{ m}$$

$$q_{adm} = \frac{N}{1.2} * \left(\frac{B+0.305}{B}\right)^2 * kd \quad \text{Si } B \geq 1.2 \text{ m}$$

$$kd = 1 + \frac{0.2 * Df}{B} \leq 1.2$$

Los resultados del análisis de capacidad de carga se presentan a continuación:

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO EN FUNCION DE " N " (SPT)							
PERFORACION No: P - 1							
Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1.20	Q(teng) (tn/m2) 1.50	Q(mey) (tn/m2) 1.20	Q(mey) (tn/m2) 1.50	PROMEDIO
1.00	31.00	23.00	27.68	25.48	35.17	31.45	28.47
2.00	55.00	35.00	44.29	40.78	55.05	50.68	45.73
3.00	21.00	18.00	20.76	19.11	28.31	26.06	22.59
4.00	28.00	21.50	25.61	23.57	33.82	31.13	27.35
5.00	30.00	22.50	26.99	24.85	35.39	32.58	28.71
6.00	45.00	30.00	37.37	34.40	47.19	43.44	38.92
PERFORACION No: P - 2							
Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1.20	Q(teng) (tn/m2) 1.50	Q(mey) (tn/m2) 1.20	Q(mey) (tn/m2) 1.50	PROMEDIO
1.00	32.00	23.50	28.38	26.12	35.94	32.14	29.13
2.00	55.00	35.00	44.29	40.78	55.05	50.68	45.73
3.00	35.00	25.00	30.45	28.03	39.32	36.20	32.12
4.00	36.00	25.50	31.14	28.67	40.11	36.92	32.80
5.00	33.00	24.00	29.07	26.76	37.75	34.75	30.76
6.00	25.00	20.00	23.53	21.66	31.46	28.96	25.31
PERFORACION No: P - 3							
Profund. (m)	N(spt)	Ncorr	Q(teng) (tn/m2) 1.20	Q(teng) (tn/m2) 1.50	Q(mey) (tn/m2) 1.20	Q(mey) (tn/m2) 1.50	PROMEDIO
1.00	18.00	16.50	18.69	17.20	25.23	22.56	19.88
2.00	19.00	17.00	19.38	17.84	26.74	24.62	21.23
3.00	22.00	18.50	21.45	19.75	29.10	26.79	23.27
4.00	60.00	37.50	47.75	43.96	58.99	54.30	49.13
5.00	50.00	32.50	40.83	37.59	51.12	47.06	42.33
6.00	29.00	22.00	26.30	24.21	34.60	31.86	28.03

Tabla 14. Análisis de Capacidad de Carga por Asentamiento en función del N (SPT)

Mediante los resultados del análisis de capacidad de carga por asentamiento en función del N del SPT, se determinó un promedio para el cual se escoge el

más desfavorable, que en este caso se encuentra en la perforación No. 3, a una profundidad de 1 m, con una capacidad de carga de **19.88 tn/m²**, para luego realizar un análisis de asentamiento con dicha capacidad.

2.2.8.2 Análisis de Asentamiento

Una vez determinado las características del suelo y la capacidad de carga más desfavorable del proyecto, se procede a realizar un análisis de asentamiento para determinar si cumple con el máximo asentamiento permisible (2.5 cm) y posteriormente establecer una profundidad de cimentación y la capacidad de carga admisible del suelo en estudio.

Los asentamientos se calcularon a partir de la formula empírica de Meyerhoff, la cual se describe a continuación:

$$S_i = C_d * C_w * \frac{q_{adm}}{1.92 * N} * \frac{(2B)^2}{(B + 0.305)^2}$$

Donde:

C_d es la corrección por empotramiento, y se toma los siguientes valores:

C_d = 1.0 si la zapata es superficial (D_f = 0).

C_d = 0.75 si la zapata se cimienta a una distancia z = B.

C_w es la corrección por profundidad y se toma los siguientes valores:

C_w = 1.0 si el NF está bajo la cota de cimentación.

C_w = 2.0 si el NF está entre la superficie y el nivel de cimentación.

Q_{adm}: capacidad de carga admisible.

N: número de golpes del SPT.

B: ancho de la zapata de cimentación.

Los resultados del análisis de asentamientos se presentan a continuación:

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS						
Df =	1.50 m.					
B asum. =	1.50 m.					
PERFORACION No:	P - 1					
PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Cd :	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2] =	20	20	20	20	20	20
N(SPT) =	23	35	18	22	23	30
Asentam. (cm)	0.94	0.62	1.20	1.00	0.96	0.72
PERFORACION No:	P - 2					
PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	5.00
Cd :	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2]	20	20	20	20	20	20
N(SPT)	24	35	25	26	24	20
Asentam. (cm)	0.92	0.62	0.86	0.85	0.90	1.08
PERFORACION No:	P - 3					
PROFUND:	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
Cd :	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Cw :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q[t/m2]	20	20	20	20	20	20
N(SPT)	17	17	19	38	33	22
Asentam. (cm)	1.31	1.27	1.17	0.58	0.66	0.98

Tabla 15. Análisis de Asentamientos.

Mediante los resultados obtenidos en el análisis de asentamiento, se determinó que, para capacidad de carga más desfavorable obtenida anteriormente, el asentamiento es de 1.31 cm, siendo este menor al asentamiento máximo permisible de 2.5 cm.

2.2.9 Tipo de Cimentación del proyecto

Según los datos suministrados de campo, laboratorio y cálculos de capacidad de carga por asentamiento, se determina el tipo cimentación, tomando las siguientes consideraciones:

Nivel de cimentación: 1.50 metros referido al nivel de proyecto.

Capacidad de carga: 20 Ton/m².

Tipo de cimentación: Plintos Aislados.

El asentamiento máximo total que experimentara la estructura construida está dentro de las normas establecidas, considerando el nivel de cimentación y tipo de cimentación adecuadas para la capacidad de carga admisible del suelo que se obtuvo en el terreno del proyecto.

Capítulo tercero: Diseño Estructural

Cada bloque estructural cuenta con 2 casa adosadas, como se mostró anteriormente en la implantación del proyecto, la primera planta de cada vivienda cuenta con una sala, una cocina, un comedor y un baño, mientras en la segunda planta se encuentran 3 habitaciones, 2 baños y un vestidor. Se propone realizar el diseño estructural para ambos sistemas constructivos: Hormigón Armado y Acero Estructural.

3.1 Diseño estructural de la Vivienda de Hormigón Armado

El ancho del bloque estructural es de 4.85 m, con una altura típica de entrepiso de 3.1 m, y con una superficie de construcción de 128.4 m², y con un peso aproximado de 157 toneladas. Las dimensiones de cada bloque estructural son de 21.4 m por 6.0 m, y posee una cubierta inaccesible plana de hormigón armado, y se propone utilizar aliviamiento de bloque para la losa.

Estructuralmente la vivienda está conformada por pórticos sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas.

3.1.1. Prediseño de los elementos de la estructura

El predimensionamiento de los elementos resistentes de una estructura es una etapa fundamental en el proceso de diseño de esta, en esta etapa se procede a realizar estimaciones iniciales de los materiales y las dimensiones de los elementos a ser utilizados en la modelación, los cuales se someterán al análisis estructural para ser optimizados y así alcanzar un nivel de seguridad, economía y resistencia óptimos para la estructura en análisis.

Un pre dimensionamiento realizado de manera detallada ayudará al ingeniero a acercarse a las solicitaciones a las que realmente estará sometida la estructura, y reducirá una cantidad significativa de tiempo en los procesos de optimización de las secciones y los materiales.

3.1.1.1 Materiales Utilizados

Para el diseño de la estructura en hormigón armado se considera la utilización de hormigón con una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa), valor especificado en la sección 3.3.1. de la NEC-SE-HM como el mínimo recomendado para hormigón normal, de manera que este cumpla con los parámetros de resistencia estructural, de igual manera para la armadura de acero se considera una resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, correspondiente a un acero Grado 60.

3.1.1.2 Prediseño de la losa

El predimensionamiento se realiza utilizando las consideraciones del Método Directo para el diseño de Losas, con el fin de determinar un espesor de losa mínimo para realizar el diseño.

$$\beta = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}}$$

$$\beta \leq 2.0 \rightarrow \text{Losa en dos direcciones}$$

Placa Tipo	L mayor (m)	L menor (m)	β (s.u)	Descripción
1	4.80	3.15	1.52	Losa en dos direcciones
2	4.80	4.55	1.05	Losa en dos direcciones
3	4.80	3.00	1.60	Losa en dos direcciones
4	3.15	1.20	2.63	Losa en una dirección
5	4.55	1.20	3.79	Losa en una dirección
6	3.00	1.20	2.50	Losa en una dirección

Tabla 16. Tableros de la estructura.

Para el pre diseño se considerará al tablero de losa con mayores luces de la estructura, en este caso se utiliza el tablero con dimensiones 4.80m x 4.55m y con un $\beta = 1.05$.

Como se muestra en la tabla anterior existen 3 placas que deben considerarse como losas en una dirección, estas son las correspondientes

a los tableros de losa en los volados de la estructura, con motivo de uniformizar los cálculos y el diseño, se considerará que estos tableros trabajan en dos direcciones.

En base a la Tabla 7.3.1.1. “Espesor mínimo de lasas macizas en una dirección”, de la ACI 318-14, y considerando la condición más crítica presentada en la tabla se tiene:

$$h_{min.} = \frac{l}{28}$$

Donde “l” es el lado mayor del tablero considerado.

$$h_{min.} = \frac{480cm}{28} = 17.14 cm$$

Se obtiene como resultado que el peralte mínimo para las losas en una dirección deberá ser de al menos 17.14cm.

De igual manera utilizando la Tabla 8.3.1.2. “Espesor mínimo de lasas macizas en dos direcciones” de la ACI 318-14, se analizan las condiciones correspondientes a un α_{fm} igual a 0.2, el cual nos proporciona un resultado más crítico.

$$h_{min.} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5cm \quad [kg - cm]$$

$$h_{min.} = 14.67cm$$

El espesor mínimo de diseño para la losa se lo determina realizando un promedio entre el espesor mínimo para losa en una dirección, y el peralte calculado anteriormente con el fin de considerar los efectos de ambos casos.

$$h_{min. \text{ diseño}} = \frac{17.14cm + 14.67cm}{2} \approx 16cm$$

Este valor corresponde al espesor mínimo requerido para el diseño de una losa maciza, ya que en el caso de la estructura en análisis se planea utilizar losas alivianadas, será necesario definir un espesor tentativo de losa alivianada, determinar en base a este un espesor equivalente a losa maciza y verificar que este resultado cumpla con el límite determinado anteriormente.

Este procedimiento es de gran ayuda al momento de utilizar el software, ya que el programa ETABS 15 no permite modelar directamente una losa nervada, por lo cual se debe considerar una losa maciza equivalente, esta losa deberá cumplir con equivalencia tanto en materiales, peso e inercia para garantizar que el comportamiento sea igual a la losa nervada a ser utilizada. Para este caso se consideran bloques de alivianamiento de 20cm x 40cm.

3.1.1.2.1 Definición de la losa alivianada

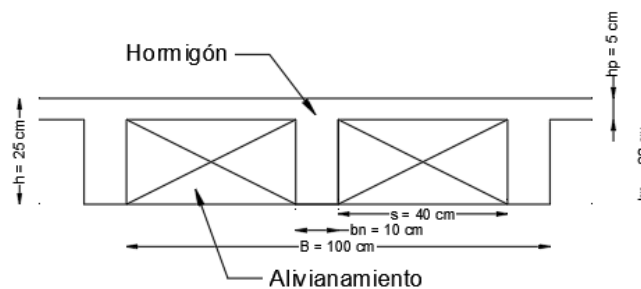


Ilustración 18. Dimensiones de la losa alivianada

Donde:

s : Longitud del alivianamiento.

bn : Longitud del nervio.

b : Ancho total.

B : Longitud de análisis.

hp : altura de placa a compresión.

hn: Altura del nervio.

h: Altura total de la losa alivianada.

Utilizando el teorema de Steiner se obtiene que la inercia de la sección corresponde a:

$$I_{xx} = 24548.6 \text{ cm}^4$$

3.1.1.2.2 Espesor de losa equivalente en inercia

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{xx}}{b}}$$

$$h_{eq} = 18.06 \text{ cm}$$

Comprobando el resultado obtenido con el valor mínimo determinado anteriormente:

$$h_{eq} = 18.06 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \text{ OK!}$$

3.1.1.2.3 Espesor de losa equivalente en peso

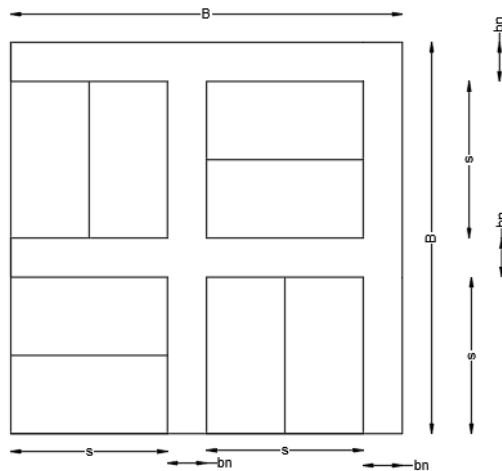


Ilustración 19. Área de análisis de la losa alivianada

Peso hormigón en la losa alivianada:

$$W_{hormig.} = [B^2 * h - 4 * s^2 * hn] * \gamma_{hormig.}$$

$$W_{hormig.} = 0.2928 \text{ tn}$$

Peso del alivianamiento:

$$W_{aliv.} = 4 * s^2 * hn * \gamma_{aliv.}$$

$$W_{aliv.} = 0.1088 \text{ tn}$$

Peso losa nervada:

$$W_{losa \text{ nerv.}} = W_{hormig.} + W_{aliv.}$$

$$W_{losa \text{ nerv.}} = 0.2928 \text{ tn} + 0.1088 \text{ tn} = 0.402 \text{ tn}$$

Peso losa nervada por metro cuadrado:

$$w_{losa \text{ nerv.}} = 0.4016 \text{ tn/m}^2$$

$$h_{eq} = \frac{w_{losa \text{ nerv.}}}{\gamma_{hormig.}}$$

$$h_{eq} = 16.73 \text{ cm}$$

Con esta información se procede a calcular un factor de corrección al peso, el cual afecta al peso específico del hormigón, y que es requerido para definir la losa maciza equivalente en el programa.

$$f_{corr.} = \frac{16.73 \text{ cm}}{18.06 \text{ cm}} = 0.926$$

3.1.1.3 Definición de las Cargas sobre la losa

La determinación de las cargas aplicadas en la losa es muy importante para continuar con el pre diseño de los demás elementos estructurales (vigas y columnas) que se encargan de transmitir las hacia la cimentación de la edificación. Por lo tanto, se tiene:

- **Carga muerta de la losa:**

Peso de la placa ($e = 0.65 \text{ mm}$) = 0.00637 tn/m^2

Peso de Hormigón simple = 0.1668 tn/m^2

Peso propio total = 0.1732 tn/m^2

- **Carga permanente entrepiso (PP):**

Enlucido piso: $0.03\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^3$ = 0.054 tn/m^2

Recubrimientos: $0.015\text{m} \times 2.1\text{tn/m}^2$ = 0.032 tn/m^2

Mampostería = 0.2 tn/m^2

Peso Permanente Total = 0.286 tn/m^2

- **Carga permanente cubierta (PP):**

Enlucido piso: $0.03\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^2$ = 0.054 tn/m^2

Impermeabilización: $0.04\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^2$ = 0.072 tn/m^2

Peso Permanente Total = 0.126 tn/m^2

- **Carga viva (LL):**

Para la determinación de carga viva, se utilizó la Tabla 9. Sobrecargas mínimas la Estructura de la NEC-SE-CG:

Residencia = 0.2 tn/m^2

Cubiertas planas = 0.15 tn/m^2

En el siguiente cuadro se describe las cargas que serán aplicadas en la losa de entrepiso y de cubierta:

Cargas	Cubierta	Entrepiso
	(tn/m ²)	(tn/m ²)
LL	0.150	0.200
PP	0.126	0.286

Tabla 17. Resumen de Cargas

3.1.1.4 Prediseño de la viga

En el caso de las vigas se analizaron dos casos presentes en el modelo, una para vigas centrales y otra para las vigas de borde en dirección al volado. En ambos casos se presentaron resultados similares por lo que se presenta a continuación el procedimiento seguido para la determinación de la sección. Por motivos de pre diseño se asume una dimensión para las vigas de 25x30cm.

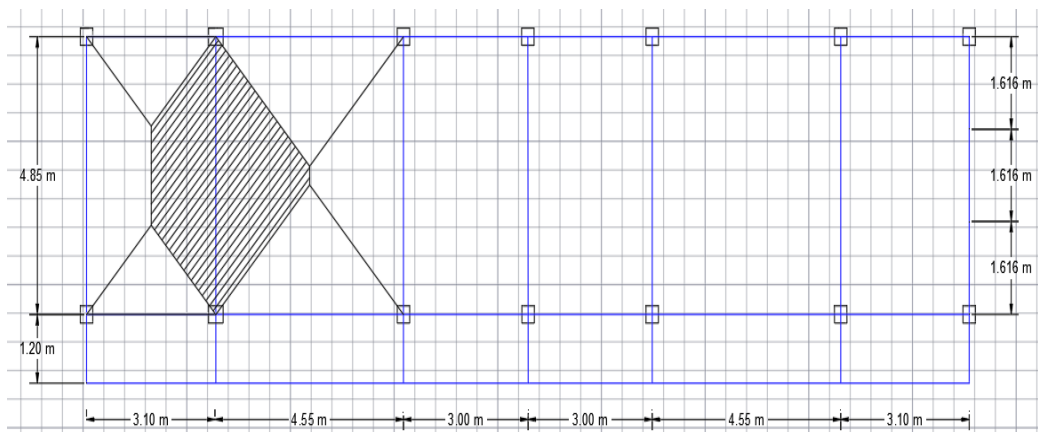


Ilustración 20. Área colaborante para viga central.

$$A_{colab.} = 10.99m^2$$

Peso propio de la viga: $W_{viga} = Vol.viga * \gamma_{hormig.}$

$$W_{viga} = (0.30m * 0.25m * 4.8m) * 2.4tn/m^3 = 0.864tn$$

Peso de la viga por m²: $w D viga: \frac{W_{viga}}{A_{colab.}}$

$$w D viga: \frac{0.864tn}{10.99m^2} = 0.079tn/m^2$$

Para el cálculo de la carga última se utilizará la combinación de carga 2 de la Tabla 3.4.3. de la NEC-SE-CG.

$$Comb. 2 = 1.2D + 1.6L$$

$$wu = 1.2(0.079 + 0.402 + 0.0358) + 1.6(0.2) = 1.34t/m^2$$

Donde 0.079tn/m² corresponde al peso de la viga, 0.402tn/m² corresponde al peso de la losa nervada, y 0.0358tn/m² corresponde a las cargas permanentes.

Para determinar la carga final se debe transformar las cargas trapezoidales o triangulares obtenidas con las áreas colaborantes mostradas en la ilustración anterior, por cargas rectangulares equivalentes que faciliten el cálculo, y posterior determinación de los momentos flectores. La carga rectangular equivalente para cada una se presenta a continuación:

$$m = \frac{L_{menor}}{L_{mayor}}$$

Para la carga trapezoidal se tiene que:

$$q_{u \text{ eq. trapezoidal}} = \frac{wu * L_{menor}}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

Para la carga triangular se tiene:

$$q_{u \text{ eq. triangular}} = \frac{wu * L_{menor}}{3}$$

Así, la carga de diseño se considera:

$$q_{u \text{ diseño}} = \frac{1.33 * 3.15}{3} \left(\frac{3 - 0.66^2}{2} \right) + \frac{1.33 * 4.55}{3} \left(\frac{3 - 0.95^2}{2} \right)$$

$$q_{u \text{ diseño}} = 1.79tn/m + 2.11tn/m = 3.90tn/m$$

- Cálculo aproximado de los momentos flectores

Las determinaciones de los momentos flectores en la viga se calculan en base a la Tabla 6.5.2. del Código ACI 318-14, “Momentos Aproximados para vigas continuas”.

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 10 pies (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Tabla 18. Tabla 6.5.2. del Código ACI 318-14.

Donde “ ℓ_n ” para momento positivo corresponde al a luz del vano, y para momento negativo corresponde al promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Esquemáticamente se muestra a continuación los valores para momentos en los dos pórticos de la estructura, con el fin de trabajar con el mayor momento obtenido, al momento de realizar los cálculos de pre diseño.

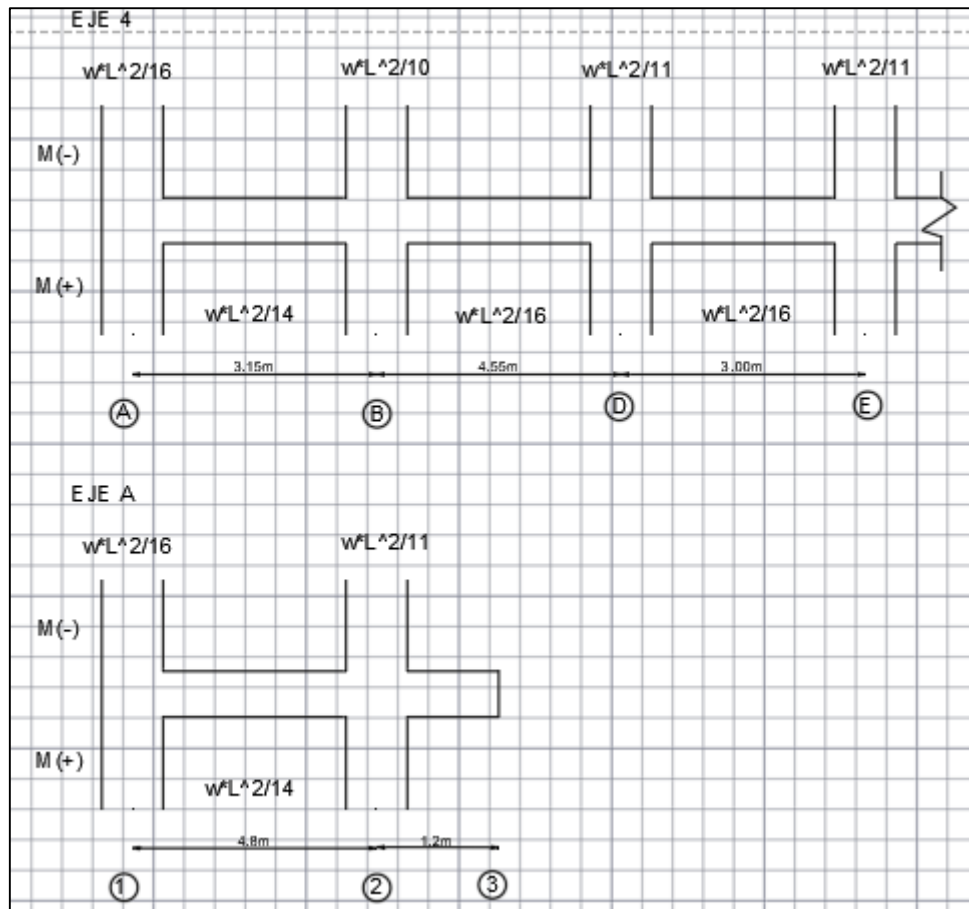


Ilustración 21. Esquema de los momentos aproximados para las vigas de la estructura.

A continuación, se calculan los momentos positivos y negativos en base al esquema mostrado anteriormente.

Para los momentos aproximados en el Eje 4 se tiene:

$$M_A = 2.42tn*m$$

$$M_B = 3.61tn*m$$

$$M_D = 3.47tn*m$$

$$M_E = 2.19tn*m$$

$$M_{A-B} = 2.77tn*m$$

$$M_{B-D} = 5.05 \text{tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{D-E} = 2.19 \text{tn} \cdot \text{m}$$

Los momentos en el Eje A se obtienen:

$$M_1 = 5.62 \text{tn} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 3.19 \text{tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-3} = 6.42 \text{tn} \cdot \text{m}$$

El momento con mayor magnitud es el que se considera como momento de diseño para la determinación de las dimensiones de la viga. En este caso además se realizará mayoración del momento seleccionado en un 20% para considerar la acción sísmica.

$$M_u \text{ diseño} = 1.2 * 6.42 \text{tn} * \text{m} = 7.70 \text{tn} * \text{m}$$

Utilizando las expresiones planteadas en la teoría de última resistencia para el diseño de vigas se tiene que:

$$R_u = \rho * f_y * \left(1 - 0.588 * \frac{\rho * f_y}{f'_c} \right) \quad [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{R_u * \phi_f * b}} \quad [\text{kg} - \text{cm}]$$

Donde:

ϕ_f : factor de reducción de capacidad de carga a flexión [$\phi_f=0.90$]

M_u : momento último (kg-cm).

R_u : Factor de resistencia (kg/cm²) [Para $f'_c = 210 \text{kg}/\text{cm}^2$ se tiene un $R_u = 39.32 \text{kg}/\text{cm}^2$]

d : altura efectiva (cm).

h : altura de viga (cm).

b : ancho de viga (cm).

$$d = \sqrt{\frac{7.70 * 10^5}{39.32 * 0.90 * 25}} = 29.51 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{recub.} = 29.51 \text{ cm} + 4.0 \text{ cm} = 33.51 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

Como resultado del pre diseño se obtiene una sección de viga de 25x35cm. La cantidad de refuerzo longitudinal y transversal necesario para las vigas será diseñada con la utilización del software ETABS 15 y los resultados obtenidos serán comprobados con los requerimientos estructurales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción

3.1.1.5 Prediseño de columnas

La sección 22.4.2.2 del Código ACI 318-14 nos presenta que para miembros de hormigón no presforzado que estén compuestos por concreto y acero la carga axial última se puede definir con la siguiente expresión:

$$P_o = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st}$$

La ACI 318-14 en su sección 22.4.2.1. nos explica que la resistencia nominal axial de compresión “Pn” no debe ser mayor que “Pn máx.”, expresión que se define para miembros no pre esforzados y con refuerzo transversal que cumpla con los requerimientos de confinamiento con estribos de la siguiente manera:

$$P_n \text{ máx.} = 0.80 * P_o$$

De igual forma en la ACI 318-14, en la sección 10.5.1.1. se muestra que la resistencia de diseño a compresión en todas las secciones de la columna debe cumplir con la condición:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia a fuerza axial, en este caso se utiliza el valor de 0.65, correspondiente a elementos sometidos a compresión pura.

En base a estas consideraciones se obtiene:

$$P_u = \phi * 0.80 * [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Donde A_g es el área de concreto y A_{st} el área de acero de la sección.

Además, se considera la siguiente expresión:

$$A_{st} = \rho * A_g$$

Donde ρ se asume igual al 1%, valor mínimo recomendado para cuantía de acero en secciones de hormigón armado por la Norma NEC 15.

De las dos ecuaciones anteriormente planteadas se obtiene que para un hormigón de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, la sección de hormigón requerida puede determinarse con la siguiente expresión:

$$A_g = \frac{P_u}{114} \quad \text{para } f'c = 210\text{kg/cm}^2$$

En cuanto al valor correspondiente a la carga última P_u esta se determina mediante la ecuación:

$$P_u = n * w_u * A_c$$

Donde “n” corresponde al número de pisos de la estructura, “ A_c ” a el área colaborante de la columna crítica de la estructura, obtenida del plano arquitectónico, y “ w_u ” correspondiente a la carga mayorada por metro cuadrado obtenida por los pesos de la columna, viga, losa y cargas sobreimpuestas.

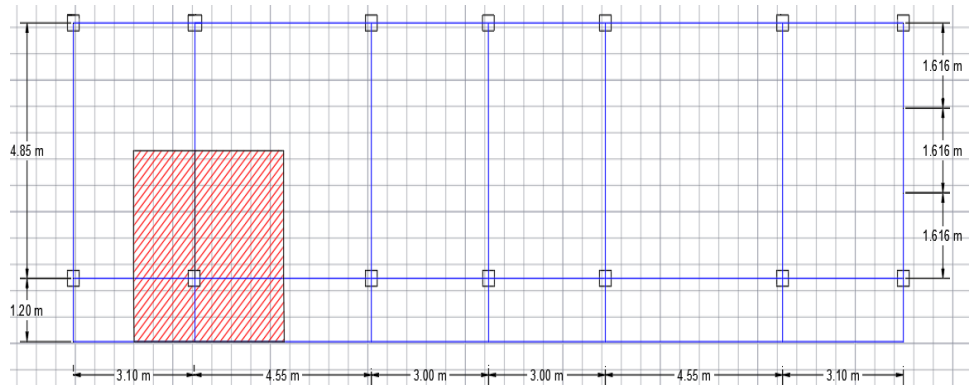


Ilustración 22. Área colaborante de la columna crítica de la estructura obtenida del plano arquitectónico.

Carga muerta:

Por motivos de cálculo se asume dimensiones de columna de 30x30cm, altura de entrepiso de 2.4m, y Área cooperante de 13.9225m² obtenido del plano arquitectónico.

Carga muerta de columna: 0.048tn/m²

Carga muerta de viga: 0.089tn/m²

Carga muerta de losa nervada: 0.402tn/m²

TOTAL 0.539tn/m²

Carga permanente:

Carga de enlucido de piso: 0.054tn/m²

Carga de recubrimiento de piso: 0.032tn/m²

Carga de mampostería: 0.20tn/m²

TOTAL 0.286tn/m²

Carga viva:

Carga de residencia: 0.2 tn/m²

Mayorando las cargas obtenidas, y utilizando la combinación de carga número 2 de la NEC 15 se tiene:

$$U2 = 1.2D + 1.6L$$

$$wu = 1.2(0.286 + 0.539) + 1.6(0.2) = 1.31tn/m^2$$

Considerando que la estructura tiene 2 pisos se obtiene un resultado de carga axial última $P_u = 36.47$ tn, y considerando además una mayoración de 1.5 por la acción de carga sísmica se tiene el valor final de $P_u = 54.71$ tn.

Con este resultado se procede a determinar las dimensiones de la columna aplicando la expresión mostrada anteriormente:

$$A_g = \frac{P_u}{114} = \frac{54.71tn}{114} * \frac{1000kg}{1tn} = 479.91cm^2$$

$$\sqrt{472.75cm^2} = 21.91cm$$

Para el caso de esta estructura se comenzará el proceso de Prediseño considerando secciones de 35x35cm.

3.1.2 Generación del Modelo Estructural convencional en el programa ETABS 2015

Como primer paso en el proceso de modelación de la estructura se debe definir las unidades de trabajo, en este caso se trabajará en el sistema MKS (Metro, Kilogramo, Segundo), y continuación se procede a la definición de la grilla "Grid" de trabajo correspondientes al número de líneas en el sentido X y sentido Y, para definir la distancia dentro los ejes, o líneas auxiliares de la estructura, y sentido Z, para definir la altura y el número de pisos.

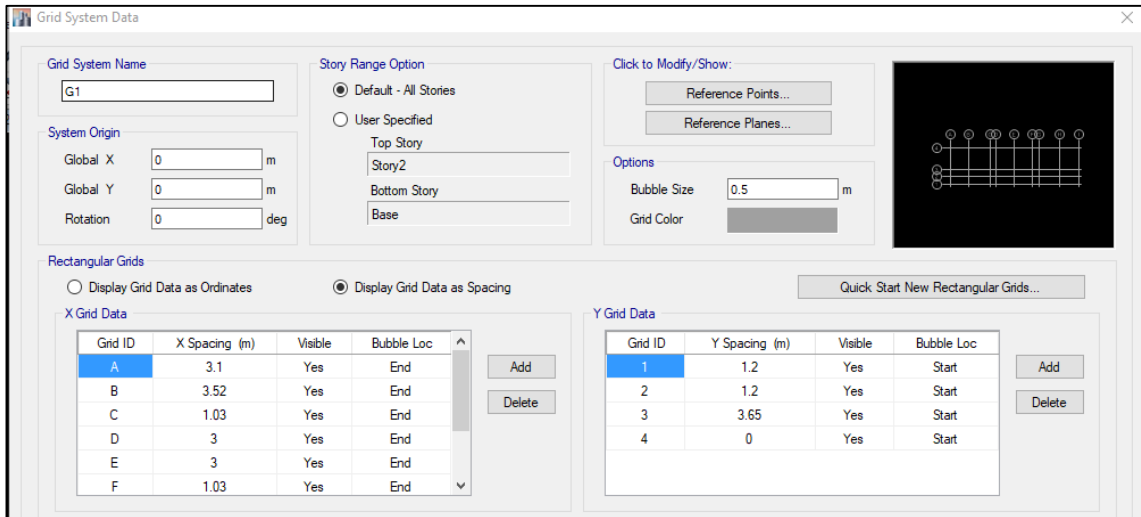


Ilustración 23. Sistema de grilla para el modelo estructural.

3.1.2.1 Definición de los Materiales

Una vez terminado el proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales se ingresa al programa de modelación estructural ETABS 15, en el cual se procede a definir los materiales a ser utilizados en el modelo, en este caso se definen 3 materiales, hormigón armado con esfuerzo de compresión $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, y una modificación de este material, el cual será utilizado para definir la losa equivalente determinada anteriormente, y acero de refuerzo de con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ cuyas propiedades se muestra en los cuadros a continuación.

Material Property Data
✕

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density
 Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: tonf/m²

Material Property Design Data
✕

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: tonf/m²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Ilustración 24. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$.

Material Property Data [X]

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: tonf/m²

Ilustración 25. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2\text{MOD}$ utilizado para la losa equivalente

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: tonf/m²

Minimum Tensile Strength, Fu: tonf/m²

Expected Yield Strength, Fye: tonf/m²

Expected Tensile Strength, Fue: tonf/m²

Ilustración 26. Propiedades del acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

3.1.2.2 Definición y Modelación de la Losa

Para la modelación de la losa se procede a definir un elemento “slab” tipo “shell”. Sobre este elemento se colocarán las cargas permanentes (PP), vivas (Viva), y de ceniza (S) definidas anteriormente, tanto para la cubierta como para el entrepiso. Es importante notar que al utilizar un elemento tipo “Shell” es necesario discretizar la losa, para que el programa reparta los esfuerzos a las vigas de manera más precisa.

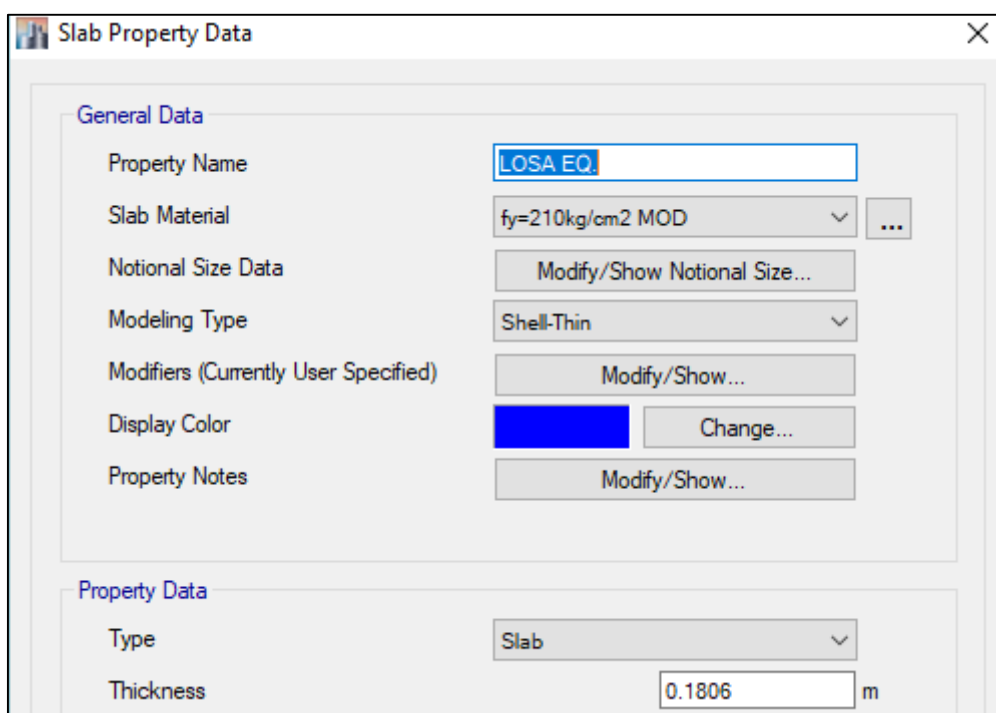


Ilustración 27. Propiedades de la losa equivalente de hormigón.

3.1.2.3 Definición y Modelación de vigas

Inicialmente se definirá mediante el menú “frame sections” una sección de viga rectangular de dimensiones 25x35cm, para todas las vigas de la estructura, resultante del proceso de predimensionamiento. Además, se es necesario considerar el agrietamiento de las secciones de hormigón, especialmente en el caso de requerirse un análisis no lineal, ya que el agrietamiento en el concreto da lugar a un incremento en las deflexiones laterales de las estructuras, que si son excesivas pueden causar daños

graves a las estructuras, en el caso de vigas la Norma NEC-SE-DS en la sección 6.1.8. estipula que se debe considerar una inercia agrietada correspondiente a $0.5 \cdot I_g$.

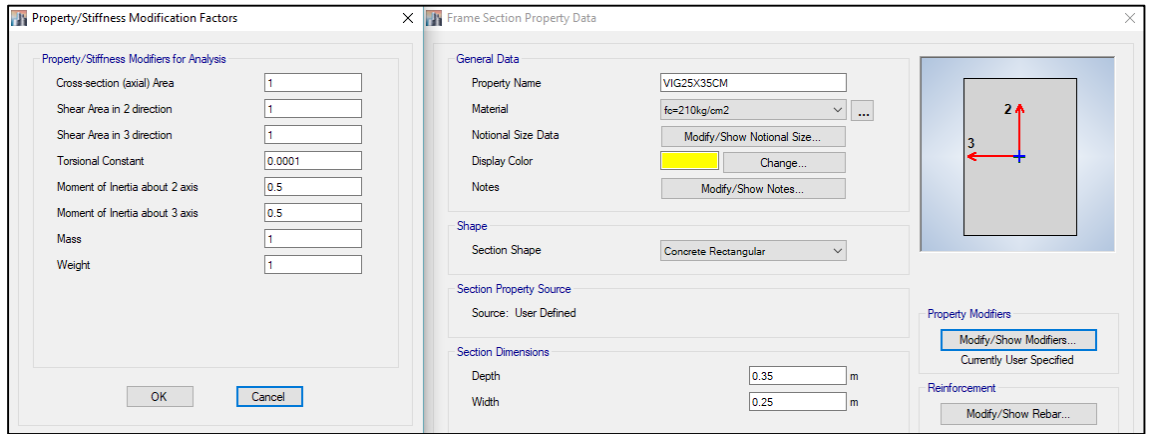


Ilustración 28. Propiedades de la viga de 25x35cm.

3.1.2.4 Definición y Modelación de columnas

De manera similar al procedimiento realizado para las vigas, se define una sola sección de columna rectangular de dimensiones 35x35cm, resultante del proceso de pre dimensionamiento, y considerando un agrietamiento en las secciones de columnas correspondiente al $0.8 \cdot I_g$, valor especificado en la Norma NEC-SE-DS en la sección 6.1.8.

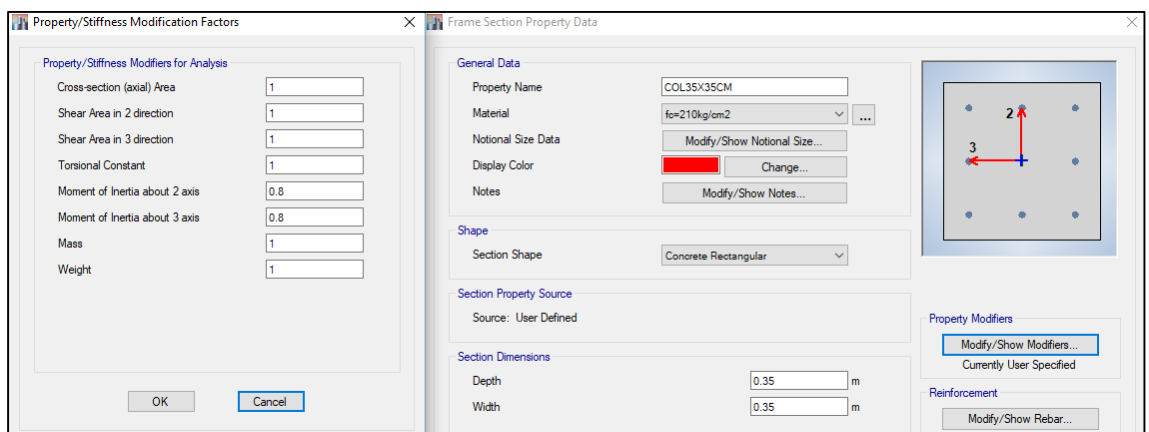


Ilustración 29. Propiedades de la columna de 35x35cm

3.1.2.5 Modelación de las gradas

Las gradas se modelan como una losa maciza equivalente, la cual estará apoyada sobre una viga principal en el primer piso.

Para determinar el valor correspondiente al espesor total de la losa maciza equivalente se determina una altura equivalente rectangular para el escalón, la cual se sumará al espesor de la placa losa de grada que se considera para este caso de 10cm. Se considera además que la longitud de huella es de 26cm y la contrahuella tiene un valor de 18cm.

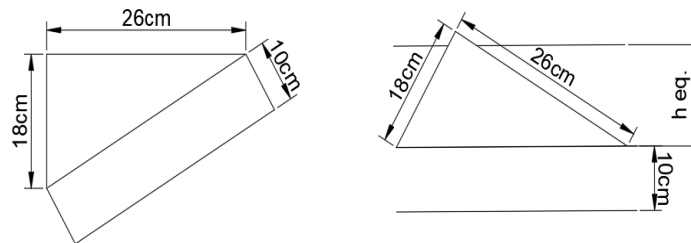


Ilustración 30. Esquema de la grada equivalente

$$\text{Área escalón: } \frac{26\text{cm} * 18\text{cm}}{2} = 234\text{cm}^2$$

$$r = \sqrt{\text{huella}^2 + \text{contrahuella}^2} = \sqrt{26\text{cm}^2 + 18\text{cm}^2} = 31.62\text{cm}$$

$$\text{Área escalón} = \text{Área rectangular equivalente}$$

$$234\text{cm}^2 = 31.62\text{cm} * \text{heq.}$$

$$\text{heq.} = 7.40\text{cm}$$

$$h \text{ losa de grasa} = 10\text{cm} + 7.40\text{cm} = 17.40\text{cm}$$

3.1.2.6 Dibujo de la Estructura

Tras haber definido todos los elementos estructurales a ser utilizados en el modelo se procede a dibujarlos utilizando las herramientas del software, teniendo cuidado de dibujar los elementos donde correspondan. De igual

manera una vez dibujada la estructura se procede a asignar empotramientos en la base para simular el comportamiento de una cimentación rígida.

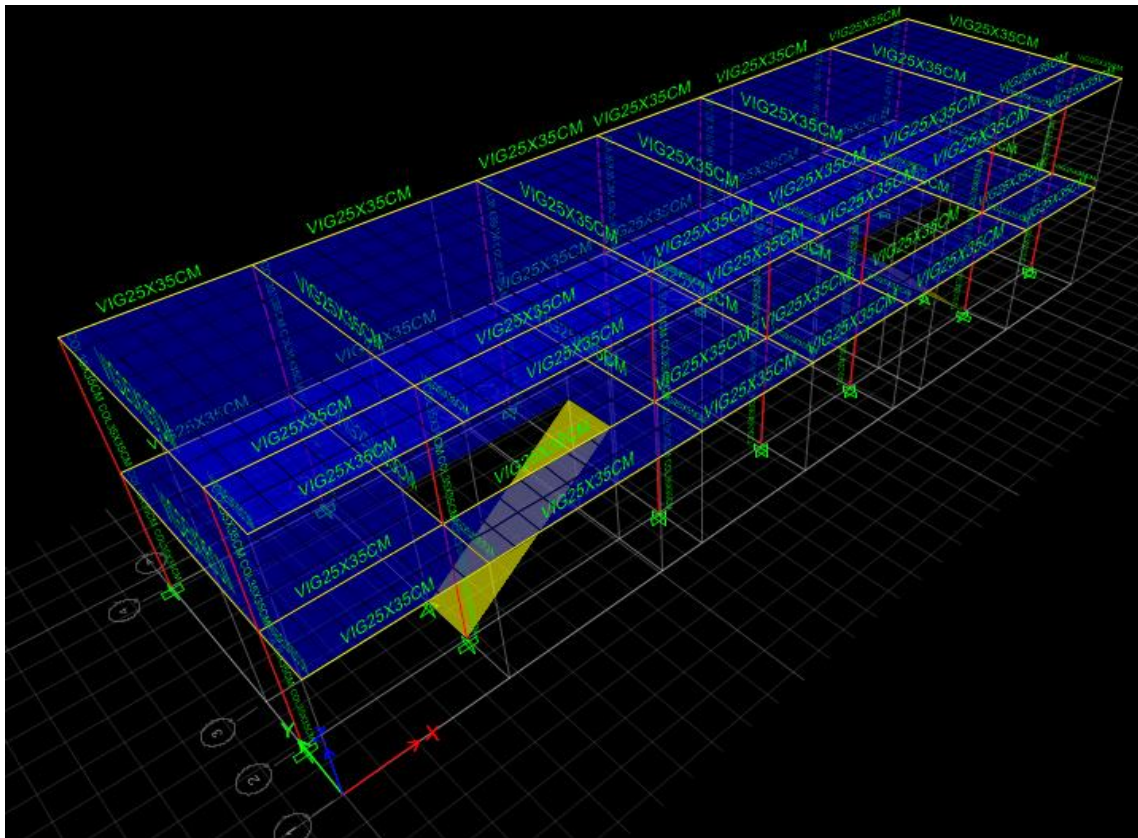


Ilustración 31. Estructura completamente dibujada en el software ETABS 15

3.1.2.7 Asignación del Diafragma de piso

Se define un diafragma de piso rígido con el fin de garantizar que todo el sistema de masa en la losa converja a un solo punto (la losa tendrá un solo centro de masa), haciendo que todas las placas dibujadas en el modelo actúen como una sola masa, y asegurando que estos tengan los mismos grados de libertad (traslación y rotación), ayudando al programa a reducir tiempo de análisis.

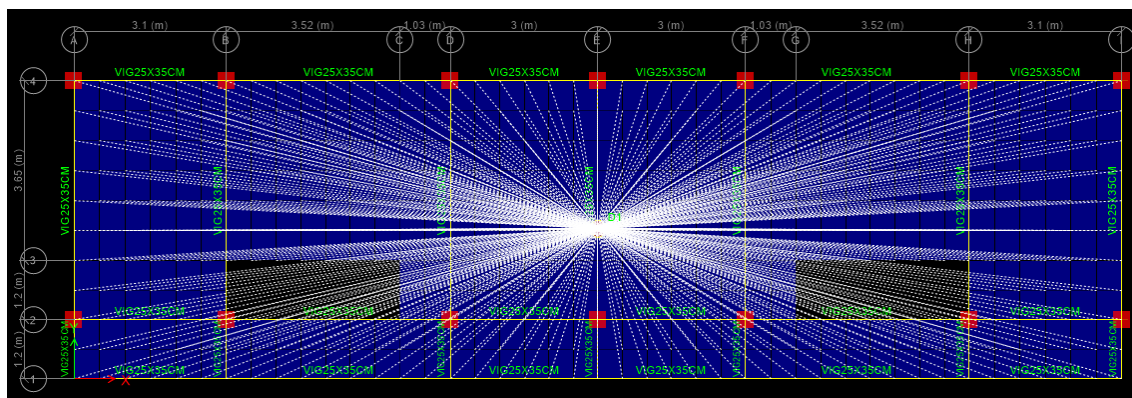


Ilustración 32. Diafragma de piso para el nivel 1 de la estructura

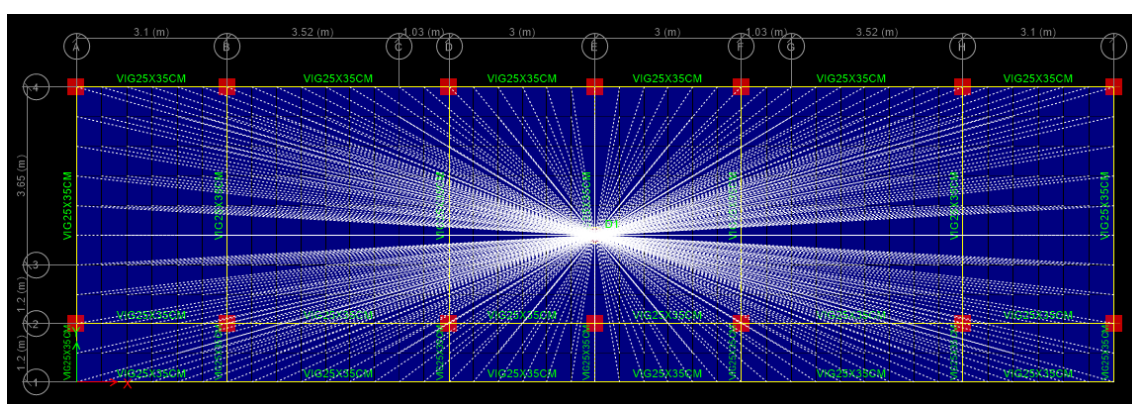


Ilustración 33. Diafragma de piso para el nivel 2 de la estructura.

3.1.2.8 Asignación de cargas a la estructura

Las cargas se aplican sobre el elemento “Losa” definido anteriormente como una carga por metro cuadrado, la cual será asignada a cada una de las condiciones de carga definidas, en este caso corresponde a las cargas permanentes (PP), y a las cargas vivas (LIVE), para cada piso, además se considerará para el diseño una carga adicional de ceniza en la cubierta correspondiente a 0.1 tn/m^2 , valor mínimo recomendado por la norma NEC-SE-CG de peligro sísmico para cubiertas con pendientes menores al 5%, el resumen de cargas se presenta a continuación.

CARGAS	CUBIERTA	ENTREPISO
	(tn/m ²)	(tn/m ²)
LL	0.150	0.200
PP	0.126	0.286

Tabla 19. Resumen de Cargas

Posteriormente en el software se asignan los tipos de solicitaciones a los que estará sometida la estructura, definiendo en primer lugar la carga por peso propio (DEAD), las cargas permanentes (PP), una carga de ceniza (S) adicional para la cubierta, la carga viva (LIVE), y las cargas correspondientes a la fuerza lateral estática en las dos direcciones principales EX y EY. Se debe tomar en cuenta que en caso de ser necesario realizar un análisis dinámico se deberán incluir cargas sísmicas para realizar un análisis modal espectral.

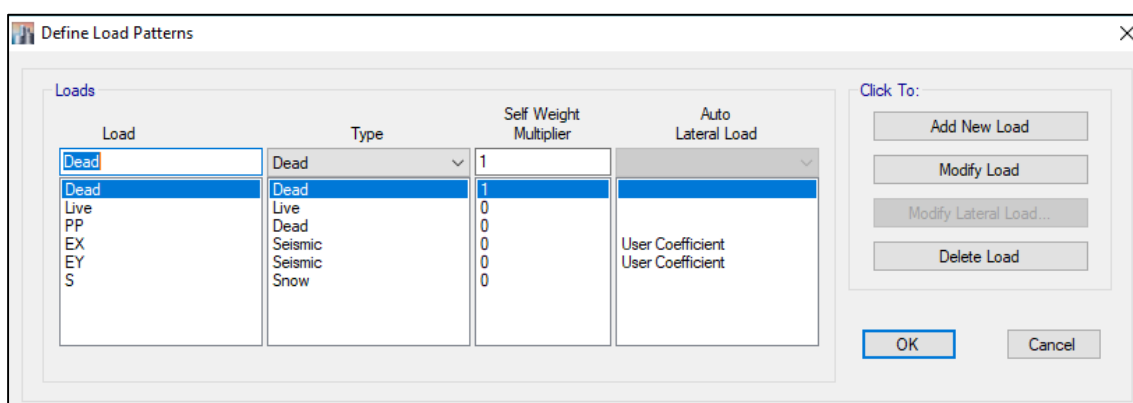


Ilustración 34. Definición de cargas en el programa

El factor “Self Weight Multiplier” igual a 1 implica que el software realizará el cálculo automáticamente el peso de esos elementos, mientras que el factor 0 implica que el usuario deberá ingresar manualmente las cargas para que estas sean consideradas en el cálculo,

3.1.2.9 Definición de las Combinaciones de Carga y Envolventes de Diseño

Las combinaciones de carga que serán utilizadas en el modelo se obtienen de la Norma NEC-SE-CG (Cargas no Sísmicas), y se presentan a continuación:

CASO	COMBINACIÓN
U1	$1.4(D+PP)$
U2	$1.2(D+PP) + 1.6CV + 0.5S$
U3	$1.2(D+PP) + 1.0CV + 1.6S$
U4	$1.2(D+PP) + 1.0CV + 0.5S$
U5	$1.2(D+PP) + 1.0CV + 1.0EX + 0.2S$
U6	$1.2(D+PP) + 1.0CV - 1.0EX + 0.2S$
U7	$1.2(D+PP) + 1.0CV + 1.0EY + 0.2S$
U8	$1.2(D+PP) + 1.0CV - 1.0EY + 0.2S$
U9	$0.9(D+PP)$
U10	$0.9(D+PP) + 1.0EX$
U11	$0.9(D+PP) - 1.0EX$
U12	$0.9(D+PP) + 1.0EY$
U13	$0.9(D+PP) - 1.0EY$

Tabla 20. Combinaciones de carga utilizadas en el modelo

Para el diseño de la estructura se definirán envolventes de las combinaciones de carga mostradas en el cuadro anterior, las cuales considerarán los casos críticos de cada combinación en la dirección de análisis X y.

3.1.2.10 Asignación del Origen de Masas (Mass Source)

Como se explicó en el punto anterior el programa ETABS 15 solamente realiza el cálculo del peso de la estructura para los elementos definidos como “frame”, sin considerar el efecto de las cargas permanentes o cargas vivas, si estas llegasen a ser necesarias, por lo que el modelador deberá realizar un chequeo de que el peso de la estructura que el programa utiliza para los análisis sea el correcto.

La sección 6.1.7. de la Norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) especifica, como caso general, que la carga sísmica reactiva “W” a ser considerada en el análisis sísmico debe ser igual al total de las cargas muertas de la estructura “D”, las cuales incluyen al peso propio de la estructura, y a las cargas permanentes. En casos especiales, como en bodegas y almacenes se requiere incluir un 25% de la carga viva de la estructura al cálculo. En el caso de esta estructura no se toma en cuenta este caso.

$$W = D$$

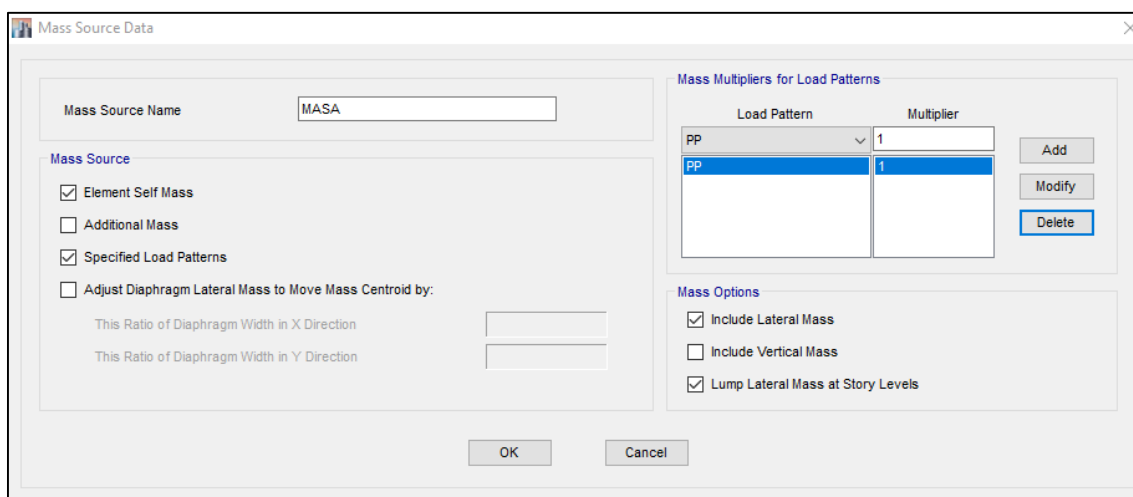


Ilustración 35. Asignación del “Mass Source” de la estructura en el programa ETABS

Como se puede observar en el cuadro anterior, al marcar la opción “Element Self Mass” el programa automáticamente incluirá al peso propio de la estructura en el cálculo de la carga sísmica, adicionalmente se deberá

agregar la carga correspondiente a las cargas permanentes (PP) para ser considerada dentro del cálculo, como se requiere en la Norma.

A continuación, se presenta una hoja de cálculo realizada en Excel con el objetivo de realizar un cálculo aproximado del peso total de la estructura para ser comprobado con el que calcula el programa, con fines de determinar que la estructura del modelo este considerando el valor correcto.

Elemento	Número	Dimensión	A. Total de secciones	Peso por metro	Peso
Columnas 2.4m	28	35x35 cm	3.430	8.23 t/m	25.519 t
Vigas 4.55m	12	25x35 cm	1.050	2.52 t/m	11.466 t
Vigas 3.1m	12	25x35 cm	1.050	2.52 t/m	7.812 t
Vigas 3m	12	25x35 cm	1.050	2.52 t/m	7.560 t
Vigas 4.85m	14	25x35 cm	1.225	2.94 t/m	14.259 t
Vigas 1.2m	14	25x35 cm	1.225	2.94 t/m	3.528 t
Grada 0.232m	2	120x352 cm	8.448	20.28 t/m	4.704 t
Losa 0.1806cm 2	1	2140x600 cm	128.400	285.36 t/m	51.535 t
Losa 0.1806cm 1	1	2140x600 - Abertura cm	121.219	269.40 t/m	48.653 t
Peso permanente 1	1	2140x600 cm	-	0.286 t/m2	33.496 t
Peso permanente 2	1	2140x600 cm	-	0.126 t/m2	16.178 t
					224.711 t

Tabla 21. Cálculo del peso de la estructura a mano para el cálculo de corte basal

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overidden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
EX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story2	Base	0.1488	1	214.9507	31.9847
EY	Seismic	Y - Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story2	Base	0.1488	1	214.9507	31.9847

Ilustración 36. Peso de la estructura utilizada para el cálculo de cortante basal de ETABS 15

Como se puede observar tanto el cálculo del peso de la estructura realizado a mano como el obtenido mediante el programa ETABS 15 arrojan resultados similares, en el cálculo manual se obtiene un valor de 224.711tn, mientras que el programa un valor de 214.9507tn, lo que comprueba la importancia de realizar la asignación de masa “Mass Source” al programa.

3.1.2.11 Estimación del Periodo de Vibración T de la estructura según la NEC-SE-DS

La estimación del periodo de vibración T de la estructura se determina mediante el procedimiento expuesto en la sección 6.3.3. de la norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico). La norma nos presenta dos métodos de cálculo,

uno aproximado, y otro dependiente de las propiedades estructurales y de las características de deformación de la estructura.

La norma permite realizar la estimación inicial del periodo de vibración a partir de uno de los dos casos que se detallan para determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura y realizar el dimensionamiento, en este caso se utilizará el Método 1 descrito a continuación.

3.1.2.11.1 Método 1

$$T_1 = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = altura de entrepiso = 3.1 m

C_t y α = coeficientes que se determinan de acuerdo al tipo de la estructura.

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

Tabla 22. Coeficientes según el tipo de estructura.

Fuente: Norma NEC-SE-DS (pág. 62)

Por lo tanto, el periodo de vibración de la estructura mediante el método uno es:

$$T = 0.055 * 6.20m^{0.9} = 0.28 \text{ seg.}$$

3.1.2.11.2 Método 2

El periodo de vibración calculado mediante el método 2, toma en cuenta las características estructurales y sus deformaciones por cargas laterales, siendo este método mucho más apropiado que el método 1. Además de esto la Norma indica que el valor del periodo de vibración en cada dirección principal puede ser determinado según la siguiente expresión:

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

Donde:

w_i =peso del piso

δ_i =deformación elástica horizontal del piso debido a las fuerzas laterales

f_i =carga lateral aplicada en el piso

Mediante los resultados de fuerzas laterales, deformaciones elásticas y peso de la estructura, obtenidos del programa ETABS, se procede a determinar los periodos de vibración para cada una de las direcciones principales de la estructura.

DIRECCION "X"										
PISO	H (m)	hi (m)	wi (tn)	di (m)	wi*di^2	Fx (Etabs) acum.	fi (t)	fi*di (t*m)	Ta	
2	3.10	6.20	103.77	0.00599	0.0037	22.514	22.514	0.135	0.322	
1	3.10	3.10	131.18	0.00175	0.0004	36.813	14.300	0.025	0.322	
					$\sum wi*di^2$	0.0041			$\sum fi*di$	0.160

DIRECCION "Y"										
PISO	H (m)	hi (m)	wi (tn)	di (m)	wi*di^2	Fy (Etabs) acum.	Fx (t)	fi*di (t*m)	Ta	
2	3.10	6.20	103.77	0.00584	0.0035	22.514	22.514	0.131	0.320	
1	3.10	3.10	131.18	0.00205	0.0006	36.813	14.300	0.029	0.320	
					$\sum wi*di^2$	0.0041			$\sum fi*di$	0.161

Tabla 23. Determinación del periodo de vibración de la estructura por el método 2

Además de esto la Norma indica que el valor Ta calculado por el Método 2 no puede exceder en un 30% al valor calculado mediante el Método 1.

$$T_{m\acute{a}x.} = 1.3 * T = 1.3 * 0.28 \text{ seg.} = 0.37 \text{ seg.}$$

Así, tras un proceso de rigidización de la estructura que se realizó para que esta se encuentre dentro con los límites establecidos en la norma se tiene:

$$0.37 \text{ seg.} > 0.322 \text{ seg.} \quad \mathbf{OK!}$$

Este resultado se obtiene tras aumentar la rigidez de los elementos A4, A2, E4, E2, I4, I2, correspondientes a columnas, y aumentado, de igual manera las dimensiones para los elementos viga a 30x35cm.

3.1.2.12 Asignación del Sismo de Diseño

De acuerdo a la Norma NEC-SE-DS en la sección 6.2. estipula que el procedimiento de análisis estático y el pseudo dinámico se debe realizar de manera obligatoria para todo tipo de estructura a excepción de las que sean totalmente regulares.

3.1.2.12.1 Método Estático

El método estático consiste en la determinación del cortante basal de diseño V , el cual será distribuido a la estructura en forma de cargas laterales en ambas direcciones de análisis. El cortante basal se puede obtener mediante la siguiente expresión planteada en el numeral 6.3.1. de la NEC-SE-DS:

$$V = \frac{I * Sa_{(Ta)}}{R * \phi_e * \phi_p} * W$$

Donde “ I ” es el factor de importancia de la estructura,” $Sa_{(Ta)}$ ”, es la aceleración espectral respecto al periodo de vibración de la estructura, “ R ” es el factor de reducción de carga sísmica, y los factores ϕ_p y ϕ_e , son los coeficientes de irregularidad en planta y elevación respectivamente.

A continuación, se definen los parámetros que influyen en la determinación del cortante basal, en base al a configuración estructural, ubicación, y tipo de suelo de nuestra edificación.

- En base a la Tabla 6, Sección 4.1. de la NEC-SE-DS, el factor de importancia I, de nuestra estructura, no se considera dentro de las categorías esenciales o especiales, por lo que se le asigna un valor de 1.0.
- $S_{a(T_a)}$ se define en base la Sección 3.3.1. de NEC-SE-DS, el cual se define en base a los periodos de vibración de la estructura determinados anteriormente.
- El factor de reducción de carga sísmica R se determina utilizando la Tabla 15, Sección 6.3.4. de la NEC-SE-DS, la cual especifica que, para sistemas estructurales dúctiles, con pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado con vigas descolgadas, considera un factor igual a 8.
- Los coeficientes de irregularidad en planta y elevación se regirán a lo expuesto en las Tablas 12 y Tabla 13 de la NEC-SE-DS, en base a estas se determina que ambos factores les corresponde un valor igual a 1.0, ya que la estructura es regular.

A continuación, se adjunta una hoja de cálculo en la que se presenta la determinación del cortante basal de diseño para la estructura en análisis:

Tabla 24. Determinación del cortante basal estático de la estructura

<u>1. METODO ESTATICO</u>	
Elaborado por: Pablo Estrada y Esteban Carpio	
1. DATOS INICIALES:	
ALTURA TOTAL DE LA ESTRUCTURAR:	6.20 m
2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	
Región:	Sierra, Esmeraldas
Seleccione la Provincia:	CHIMBORAZO
Seleccione la Población:	SAN LUIS
FACTOR Z:	0.40
ZONA SÍSMICA:	V
PELIGRO SÍSMICO:	Alta
VALOR DE n:	2.48
PERFIL DEL SUELO:	D
VALOR DE r:	1
3. DETERMINACION DE Fa, Fd y Fs	
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
3. CALCULO DE To y Tc	
Periodo Límite en T = To =	0.127 s
Periodo Límite en T = Tc =	0.698 s
Periodo Límite en T = TL=	2.856 s

4. ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (Sección.6.3.3)											
$T1 = C_t * h_n^\alpha$	Periodo Teórico Metodo 1										
$T2 = 1.3 * T1$	Periodo Teórico Metodo 1 Mayorado (Limite Máx. Norma)										
Ct	0.055										
α	0.90										
hn	6.20										
T1 =	0.284	S									
T2 =	0.369	S									
Período fundamental direccion X (Ta)	0.322	S									
Período fundamental direccion Y (Ta)	0.320	S									
5. COEFICIENTES DE CONFIGURACION EN PLANTA Y ELEVACION											
φp	1.0										
φE	1.0										
6. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA											
I	1										
7. FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA SISMICA											
R	8										
8. CORTANTE BASAL											
$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Valores de T (s)</th> <th>k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≤ 0.5</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>0.5 < T ≤ 2.5</td> <td>0.75 + 0.50 T</td> </tr> <tr> <td>> 2.5</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>		Valores de T (s)	k	≤ 0.5	1	0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T	> 2.5	2
Valores de T (s)	k										
≤ 0.5	1										
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T										
> 2.5	2										
Aceleración en T=0 (Sa)	0.480 g										
Aceleración en T=To (Sao)	1.190 g										
DIRECCION X:		DIRECCION Y:									
Sa(Ta)x:	1.190 g	Sa(Ta)y:	1.190 g								
Cortante Basal:	0.1488 W	Cortante Basal:	0.1488 W								
Coefficiente k:	1.000 s.u.	Coefficiente k:	1.000 s.u.								

Con ayuda de esta tabla podemos encontrar los coeficientes de cortante basal tanto en la dirección X como en la dirección Y, valores que se determinan en función del peso de la estructura “W”, además del coeficiente “k” relacionado con el periodo de vibración de la estructura. Estos coeficientes son importantes ya que con estos se ingresará al programa para realizar el cálculo del cortante basal de diseño.

De igual manera se debe considerar que el centro de masa de cada nivel se debe encontrar desplazado una distancia igual al 5% del a máxima dimensión de la estructura en ese piso para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental en estructuras tanto regulares como irregulares.

Una vez ingresados estos valores se puede determinar el valor del cortante basal de diseño en las direcciones de análisis:

$$V = 0.1488 * W$$

$$V_x = 0.1488 * 247.56tn = 36.825tn$$

$$V_y = 0.1488 * 247.56tn = 36.825tn$$

A continuación, se presenta el espectro de diseño elástico de respuesta, construido en base a la norma NEC-SE-DS.

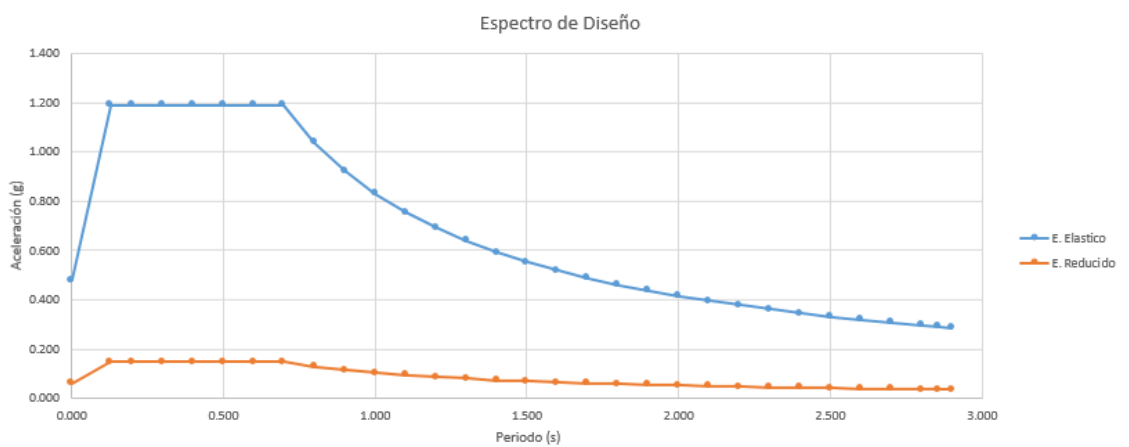


Ilustración 37. Espectro de diseño elástico y reducido para la estructura

3.1.2.12.2 Fuerzas Laterales

La fuerza lateral que se aplicada en cada piso de la estructura se determina mediante la siguiente expresión ubicada en la sección 6.35.5 de la NEC-SE-DS:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

A continuación, se realiza la corrección de valores del cortante basal en el programa ETABS para las fuerzas horizontales de cada piso de tal manera que estos coincidan con los calculados utilizando la Norma mediante una hoja de cálculo la cual se puede encontrar en la sección de Anexos.

En el cuadro a continuación se presentan las fuerzas cortantes por nivel para el método estático:

Fuerzas Cortantes por Nivel (Tn)		
PISO	Dirección X	Dirección Y
2	22.51	22.51
1	14.30	14.30

Tabla 25. Fuerzas Cortantes por Nivel para el Método Estático

3.1.2.12.3 Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral, o método dinámico, utiliza un espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, el cual se construye en base a las curvas de peligro sísmico de la NEC-SE-DS. El espectro de respuesta se expresa en función de la aceleración espectral (S_a), la cual es la normalizada con respecto a la gravedad, y se elabora en base al factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo, y de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s , además de esto se debe asegurar que el espectro tenga un amortiguamiento respecto al crítico de un 5.0%.

De acuerdo a la norma NEC-SE-DS, en su sección 6.2.2, la aplicación del análisis modal espectral, deberá realizarse de manera obligatoria, junto con el análisis estático para todo tipo de estructuras exceptuando las regulares. En el caso de nuestra edificación, su configuración estructural es regular, por lo que la norma permite realizar únicamente el método estático.

3.1.2.13 Porcentaje de Participación de Masa

La Norma NEC-SE-DS dispone que para el análisis modal espectral se deben considerar todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta total de la estructura, se requiere que los modos de vibración involucrados presenten una masa modal acumulada de por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, en las direcciones principales de la estructura.

El análisis modal espectral requiere conocer todos los modos de vibración y periodos de vibración natural de la estructura en un sistema de múltiples grados de libertad.

Una manera rápida de determinar la cantidad de modos de vibración que existen en la estructura se obtiene de multiplicar el número de pisos por el número de grados de libertad de cada piso, en una estructura común se presentaran 3 grados de libertad, desplazamiento en el eje X, desplazamiento en el eje Y, y una rotación alrededor del eje Z, correspondiente a la torsión.

En el caso de nuestra estructura, se tiene que esta tiene 2 pisos, por lo que multiplicado este valor el número de grados de libertad de cada piso que se definieron como 3, se obtiene un total de 6 modos de vibración que deberán ser analizados. Se presentan a continuación:

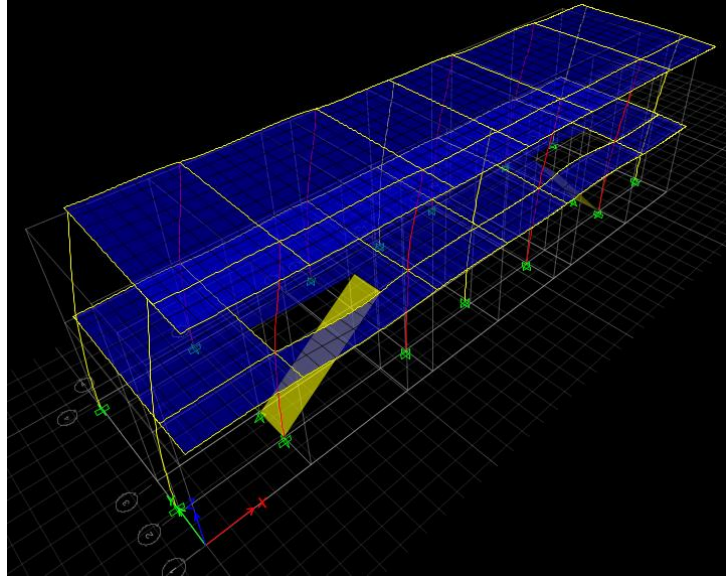


Ilustración 38. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje transversal

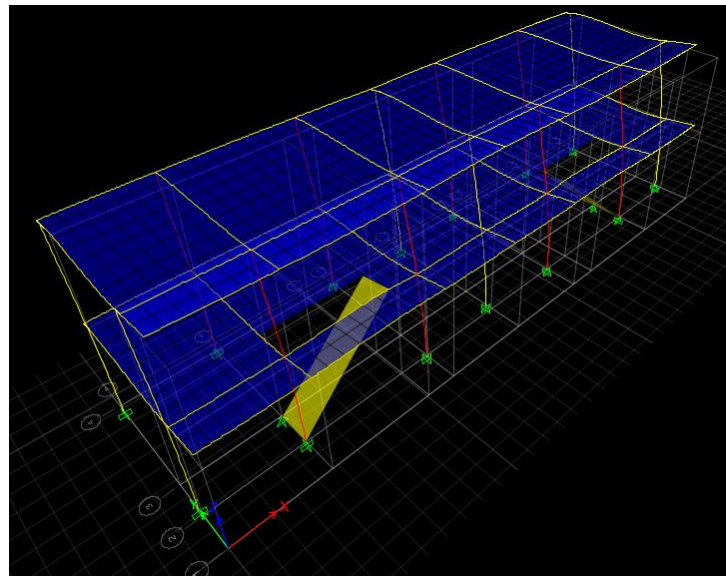


Ilustración 39. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje torsional

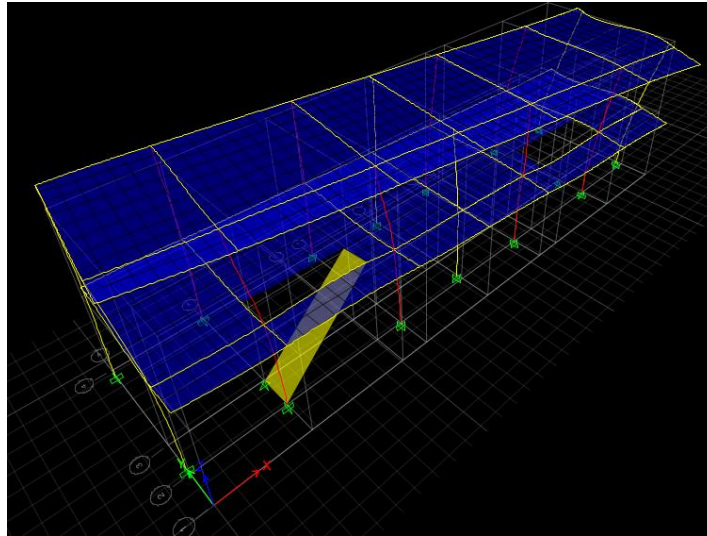


Ilustración 40. Primer modo de vibración de la estructura que ocurre principalmente en el eje longitudinal

3.1.3 Análisis Estructural

3.1.3.1 Revisión de Desplazamientos Horizontales

Una vez terminado de ingresar todas las características del modelo, geometría, materiales, cargas, etc., se procede a realizar el análisis de la estructura. En esta etapa del modelaje se procede a revisar que el modelo cumpla con las limitaciones correspondientes deformaciones horizontales (derivadas de piso), y a deformaciones verticales impuestas por la norma. Estas revisiones se realizan para limitar las deformaciones inelásticas de la estructura mejorando el rendimiento del a estructura. Las derivas de piso se analizan para estados de carga, como son las cargas de sismo o de viento, no se debe realizar este chequeo para combinaciones de carga.

La Norma NEC-SE-DS limita el valor máximo de las derivas para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera al 2%, expresado como fracción de la altura de piso.

$$\Delta M \text{ máx.} = 0.02$$

Las derivas obtenidas por efecto de las cargas sísmicas laterales introducidas al modelo (ΔE), sean de origen estático o dinámico en cada dirección se deberán calcular para cada piso, mediante un análisis elástico. La deriva máxima inelástica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M \leq \Delta M \text{ máx.}$$

Donde R corresponde al factor de reducción de resistencia sísmica utilizado para el cálculo del cortante basal estático, con un valor de 8, ΔM no puede exceder el máximo valor estipulado en la norma de 2% aplicable a estructuras de hormigón armado, metal y madera, y ΔE corresponde a la deriva de la estructura la cual puede ser determinada con la siguiente expresión:

$$\Delta E = \frac{\Delta_{sup.} - \Delta_{inf.}}{H}$$

El valor ΔE se utiliza para limitar las derivas de la estructura, las cuales no deberán exceder el valor de 0.00444.

Los resultados de deriva obtenidos del programa ETABS 15 se presentan a continuación.

Revisión de Derivas						
Piso	Load Case/Combo	UX	UY	ΔE	ΔM	Chequeo
		mm	mm	s.u.	s.u.	$\Delta M \leq \Delta M \text{ máx. Adm.}$
2	EX	5.985	0.848	0.00136774	0.008206452	Ok!
1	EX	1.745	0.432	0.0005629	0.003377419	Ok!
Base	EX	0	0	0	0	Ok!
Piso	Load Case/Combo	UX	UY	ΔE	ΔM	Chequeo
		mm	mm	s.u.	s.u.	$\Delta M \leq \Delta M \text{ máx. Adm.}$
2	EY	0.311	5.836	0.00122194	0.007331613	Ok!
1	EY	0.136	2.048	0.00066065	0.003963871	Ok!
Base	EY	0	0	0	0	Ok!

Tabla 27. Control de derivas en la estructura

Como se observa las derivas máximas obtenidas de las condiciones de carga de sismo estático, tanto en la dirección X, como en la Y, no exceden

el valor máximo determinado, por lo que la estructura no sufre de problemas de derivas.

3.1.3.2 Revisión de Desplazamientos Verticales

Las deformaciones verticales se analizan en las dos direcciones principales, en elementos estructurales que en el modelo se muestren significativos, utilizando la carga de servicio de la estructura. Se utiliza la expresión siguiente para determinar la máxima deformación vertical de un elemento.

$$\delta_{max.} = \frac{L}{480}$$

Donde L corresponde a la luz máxima donde se analizará la deformación vertical.

	Luz máxima (mm)	δ calc. (mm)	δ máx. (mm)	
Eje D	4800	4.93	10.00	Ok!
Eje 4	4550	5.73	9.48	Ok!
Volado	1200	4.67	5.00	Ok!

Tabla 28. Deformaciones verticales calculadas de la estructura

3.1.3.3 Control de Irregularidad Torsional (Giro en Planta)

En base a los requerimientos de la Norma NEC-SE-DS se requiere analizar si existe irregularidad torsional en planta de la estructura, la NEC describe que este comportamiento se presenta cuando la máxima deriva de piso en un extremo de la estructura medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor a 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, con respecto al mismo eje analizado.

$$\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

Donde Δ corresponde al desplazamiento relativo máximo que existe entre pisos sucesivos.

PISO	CARGA	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LAS ESQUINAS (mm)		MÁX. DESPLAZAMIENTO (mm)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (mm)	RELACIÓN (s.u.)
		2	EX	5.503	5.985	5.985
1	EX	1.500	1.745	1.745	1.623	1.08
PISO	CARGA	DESPLAZAMIENTO ESQUINAS (mm)		MÁX. DESPLAZAMIENTO (mm)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (mm)	RELACIÓN (s.u.)
		2	EY	4.027	5.835	5.835
1	EY	1.403	2.047	2.047	1.725	1.19

Tabla 29. Cálculo de irregularidad torsional de la estructura

Como se puede ver al analizar el cuadro anterior, no se presenta irregularidad en planta para ningún caso de análisis de carga analizado, por lo que no se considera en el cálculo de fuerza sísmica.

3.1.4 Revisión de la Estructura

Las revisiones para conexión viga – columna, como para nudo fuerte – viga débil se deben realizar con la cantidad de acero realmente colocado en los elementos estructurales. Para este fin se procede a definir elementos estructurales tipo, tratando en lo posible de no saturar a la estructura de un numero innecesario de elementos tipo, si no tratando de mantener su número al mínimo posible. En esta estructura se definen 2 elementos tipo viga de 30x35cm, V1, V2, y dos elementos tipo columna, COL35x35cm, y COL35x85cm.

3.1.4.1 Revisión de Conexión Viga – Columna

El análisis de la conexión viga – columna la puede realizar de manera automática el programa ETABS 15, se debe cumplir que la relación “B/C Capacity Ratios” sea menor a 1.0 para todos los elementos.

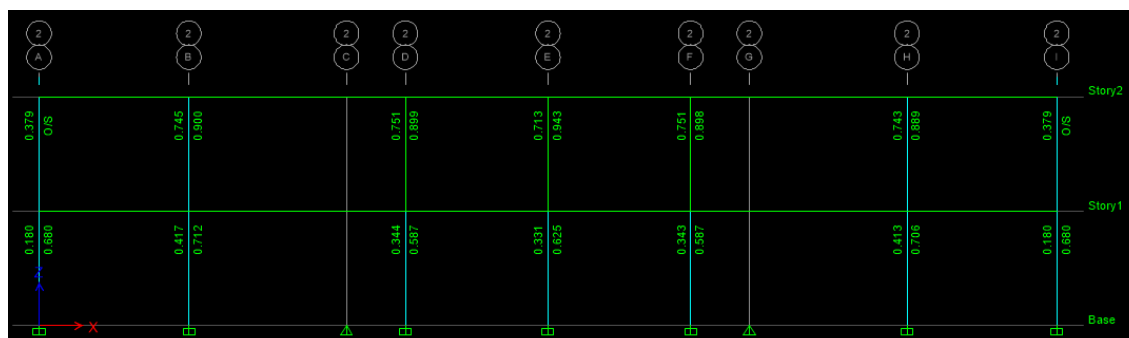


Ilustración 41. Factor “B/C Capacity Ratio” para los elementos del Eje 2

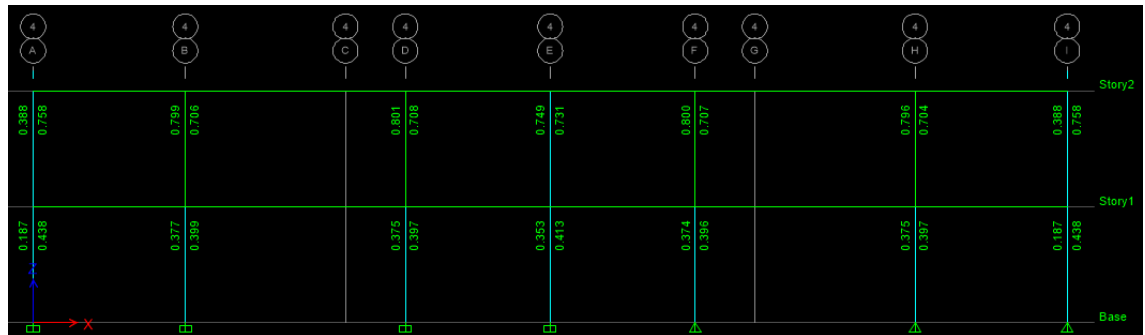


Ilustración 42. Factor “B/C Capacity Ratio” para los elementos del Eje 4

Como se puede observar en los dos cuadros superiores todos los elementos analizados cumplen con los requerimientos para conexión viga – columna.

3.1.4.2 Revisión de Nudo fuerte – Viga débil

Al igual que para la conexión viga – columna, la revisión de nudo fuerte – viga débil la puede realizar de manera automática el programa ETABS 15, en este caso el factor “Joint Share Capacity Ratio” debe ser menor a 1.0 para todos los elementos analizados.

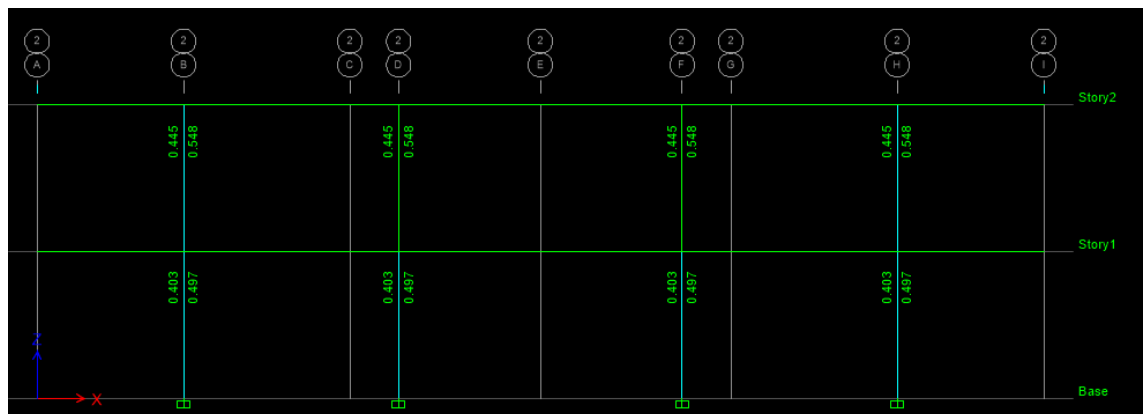


Ilustración 43. Factor “Joint Share Capacity Ratio” para los elementos del Eje 2

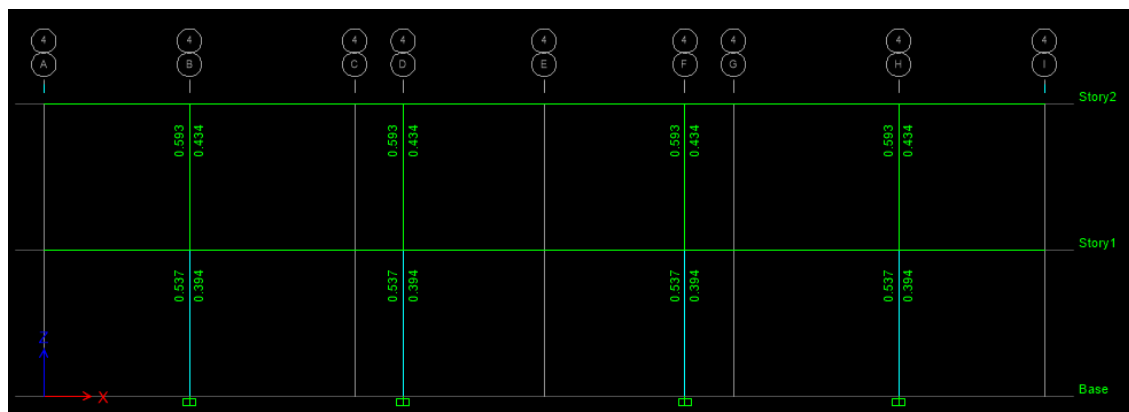


Ilustración 44. Factor “Joint Share Capacity Ratio” para los elementos del Eje 4

Como se puede observar en los dos cuadros superiores todos los elementos analizados cumplen con los requerimientos necesarios para nudo fuerte – viga débil.

Una vez terminados estas revisiones de la estructura, se puede dar por terminado el trabajo de modelado y se procede a la elaboración de los planos estructurales para la edificación.

3.1.5 Presentación del diseño para los elementos estructurales

A continuación, se presenta una revisión de los resultados obtenidos del programa ETABS como revisión del proceso de diseño.

3.1.5.1 Revisión de Viga

Utilizando el método de comprobación con el programa ETABS 15 planteado en la Guía de Diseño para estructuras de hormigón armado, se realiza la revisión del diseño a flexión, corte y torsión del siguiente elemento de tipo viga de la estructura utilizando la envolvente de las combinaciones de carga planteadas en el modelo. Se analiza la viga del primer piso ubicada entre los ejes 3H y 4H.

3.1.5.1.1 Diseño a Flexión

Como datos del elemento analizado se tiene:

Base de la viga (b): 25cm

Altura de la viga (h): 30cm

Altura efectiva (d): 26cm

Esfuerzo a compresión del hormigón: 210 kg/cm² (20.6MPa)

Esfuerzo de fluencia del acero: 4200kg/cm² (411.90MPa)

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-5.2565		6	0	2.176	6
Bottom (-2 Axis)		0.9451	0	0.979	1.305	1.305

Tabla 30. Datos de diseño a flexión para la viga a analizar obtenidos de ETABS 15

Se comienza revisando la cantidad de acero requerido en el elemento utilizando las siguientes expresiones:

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu * 10^5}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y}$$

Donde Mu se encuentra en tn-m. Reemplazando en las expresiones anteriores se tiene:

$$k = \frac{0.85 * 210 \text{kg/cm}^2 * 25 \text{cm} * 26 \text{cm}}{4200 \text{kg/cm}^2} = 27.625 \text{cm}^2$$

$$A_s (-) = 27.625 \text{cm}^2 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.2565 \text{tn} - \text{m} * 10^5}{0.90 * 27.625 \text{cm}^2 * 26 \text{cm} * \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) = 6.0001 \text{cm}^2$$

$$A_s (+) = 27.625 \text{ cm}^2 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.9451 \text{ tn} - m * 10^5}{0.90 * 27.625 \text{ cm}^2 * 26 \text{ cm} * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}}} \right) = 0.9789 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero se puede determinar con la siguiente expresión:

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

$$\rho = \frac{6 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} * 26 \text{ cm}} = 0.00923$$

Se comprueba que este valor sea menor a la cuantía máxima admisible, utilizando las expresiones encontradas en la norma NEC-SE-HM:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}; \beta_1 = 0.85$$

$$\rho \text{ máx.} = 0.5 * \rho_b$$

Reemplazando en las expresiones anteriores se tiene:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{\frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{0.003}{\frac{\frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}}{2000556.6 \text{ kg}} + 0.003} = 0.0212$$

$$\rho \text{ máx.} = 0.5 * 0.0212 = 0.0106$$

Entonces:

$$0.00923 < 0.0106 \quad \mathbf{OK!}$$

La cuantía mínima de acero por temperatura se determina con la expresión:

$$\rho \text{ temp.} = 0.0018 * b * d$$

$$\rho_{temp.} = 0.0018 * 25cm * 26cm = 1.17cm^2$$

La cantidad de acero mínima necesaria en el elemento se determina con las expresiones de la NEC-SE-HM:

$$As_{min.} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min.} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

Reemplazando se obtiene:

$$As_{min.} = \frac{14}{4200kg/cm^2} * 25cm * 26cm = 2.167cm^2$$

$$As_{min.} = \frac{0.7 * \sqrt{210kg/cm^2}}{4200kg/cm^2} * 25cm * 26cm = 1.57cm^2$$

Se toma el mayor valor obtenido de las dos expresiones anteriores, por lo que”

$$As_{min.} = 2.167cm^2$$

Se compara el valor obtenido del cálculo con el valor mínimo determinado:

$$As(-) = 6.00cm^2 > 2.167cm^2 \quad \mathbf{OK!}$$

$$As(+) = 0.9789cm^2 < 2.167cm^2 \quad \mathbf{NO CUMPLE!}$$

En el caso de que el acero de refuerzo sea menor al mínimo calculado el programa ETABS 15 aplica la expresión:

$$As_{min.} = \frac{4}{3} * As_{calc.}$$

$$As_{min.} = \frac{4}{3} * 0.9789cm^2 = 1.305cm^2$$

Este nuevo valor de acero mínimo determinado aún es menor al que requerido por la norma NEC-SE-HM, por lo cual se debe tener cuidado de con cual cantidad de acero se está trabajando en realidad para evitar errores de diseño.

A continuación, se muestra el cálculo del acero de refuerzo calculado comparado con el acero de refuerzo entregado por el programa ETABS.

Se comienza encontrando los valores máximos de los momentos últimos de diseño, en base a cada combinación de carga ingresada al programa.

Sección	MD	MPP	ML	MEY	MEX	COMB1.	COMB2.	COMB3.1	COMB3.2	COMB4.1	COMB4.2	MAX.
	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m	tn-m
1	-1.228	-0.899	-0.641	2.051	0.229	-2.978	-3.578	-1.142	-5.244	-2.965	-3.422	-5.244
2	0.548	0.487	0.376	0.078	0.009	1.449	1.844	1.696	1.540	1.627	1.609	1.844
3	-0.805	-0.644	-0.458	1.584	0.164	-2.028	-2.471	-0.612	-3.780	-2.032	-2.360	-3.780

Tabla 31. Momentos y combinaciones de carga para la viga

A continuación, se determina la cantidad de refuerzo que se requiere colocar en cada sección de la viga en base a los momentos determinados anteriormente.

Sección	b	h	d	f'c	fy	Mu	k	As
	cm	cm	cm	kg/cm2	kg/cm2	tn-m	cm2	cm2
1	25.00	30.00	26.00	210.00	4200.00	5.244	27.625	5.984
2	25.00	30.00	26.00	210.00	4200.00	1.844	27.625	1.944
3	25.00	30.00	26.00	210.00	4200.00	3.780	27.625	4.160

Tabla 32. Secciones y propiedades de las vigas

Ahora se presenta una comparación entre los resultados obtenidos del cálculo manual, con el programa.

		As. Calculado	
	Sección 1		Sección 3
M(-)	5.98 cm ²		4.16 cm ²
	Sección 2		
M(+)	1.94 cm ²		
		As. Obtenido de ETABS	
	Sección 1		Sección 3
M(-)	6.00 cm ²		4.16 cm ²
	Sección 2		
M(+)	1.96 cm ²		

Ilustración 45. Comparación del cálculo manual con los resultados del software

Como se puede observar los valores determinados manualmente son bastante parecidos a los obtenidos del cálculo utilizando el programa, no se debe olvidar que el valor determinado de 1.94cm² mediante el cálculo manual debe ser reemplazado por el valor de acero mínimo calculado en base a los requerimientos de la norma NEC.

3.1.5.1.2 Diseño a Corte

En las vigas de hormigón armado el esfuerzo de corte se resiste mediante dos maneras, la resistencia que presenta el hormigón trabajando solo, y otra con la resistencia que del acero transversal.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c corresponde a la resistencia del hormigón solo, y V_s la resistencia del acero transversal.

Del programa ETABS se obtiene que para la viga en análisis $V_n = 8.30 \text{ tn}$

Además, los requisitos de corte de la NEC-SE-HM requieren que se cumpla la condición:

$$Vu \leq \phi Vn$$

Donde Vu corresponde al corte mayorado de la sección, Vn es la resistencia nominal a corte de la viga, y ϕ corresponde al factor de reducción de resistencia por cortante de 0.75.

El valor de Vs y Vc se determinan mediante las expresiones:

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Entonces se tiene que:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * 25cm * 26cm = 5.0 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{8.30tn - 0.75 * 5.0tn}{0.75} = 6.07tn$$

El acero de diseño por cortante se determina con la expresión:

$$Av = \frac{Vs * s}{fy * d}$$

Reemplazando, y asumiendo un espaciamiento de 10cm se tiene:

$$Av/s = \frac{6070kg}{\frac{4200kg}{cm^2} * 26cm} = 5.56cm^2/m$$

Además, se requiere realizar el diseño de los estribos por capacidad, ya que esta metodología permite considerar que en los extremos de la viga se presentan momentos de doble curvatura, que provocan fuerzas cortantes hiperestáticas. Estas fuerzas se determinan mediante la expresión:

$$Vp = \left(\frac{Mi(-) + Mj(+)}{Ln}; \frac{Mi(+) + Mj(-)}{Ln} \right)$$

Donde Mi (-) y Mj (-) corresponden a los momentos resistentes negativos iniciales y finales, Mi (+) y Mj (+) corresponden a los momentos resistentes positivos iniciales y finales, y Ln la luz libre de la viga.

Para determinar los momentos en los extremos se utiliza la siguiente expresión:

$$Mp = \alpha * fy * As * \left(d - \frac{a}{2} \right) ; \alpha = 1.25$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Las expresiones mostradas anteriormente requieren que se utilice el acero realmente colocado en la viga, obtenido del diseño a flexión. Los resultados se presentan a continuación:

As (cm2):	6.88		5.65
	2.26		2.26
a (cm):	8.09		6.65
	2.66		2.66
Mp (tn-m):	7.93		6.73
	2.93		2.93
Vp (tn):	2.44		2.17
Vp =	2.44 tn		

Ilustración 46. Resultados del diseño a corte

El valor del cortante estático gravitacional, Va, se obtiene de los diagramas de corte y momento obtenidos del programa ETABS.

Así se tiene que:

$$Vu = Va + Vp$$

$$Vu = 5.52tn + 2.44tn = 7.96tn$$

La norma además nos permite hacer la siguiente consideración:

$$Si Vp \geq * 0.50 * Vu ; Vc = 0$$

Entonces, comprobando:

$$2.44tn \geq * 0.50 * 7.96tn = 3.98tn$$

Por lo tanto, sí se debe considerar el aporte de Vc al cálculo del refuerzo por cortante. Así se tiene que:

$$Av = \frac{\frac{Vu}{\phi} - Vc}{fy * d}$$

$$Vc = 0.17 * \sqrt{f'c(Mpa)} = 0.17 * \sqrt{20.6Mpa} = 771.58tn$$

Entonces, reemplazando y asumiendo un espaciamiento de 10cm:

$$Av = \frac{\frac{7960kg}{0.75} - 771.58kg}{4200kg/cm^2 * 26cm} = 9.01cm^2/m$$

Entonces se escoge el mayor Av determinado por los 2 métodos desarrollados, y se obtiene que se requiere Av = 9.01cm²/m.

En cuanto al requerimiento mínimo se requiere que se cumpla la siguiente expresión:

$$Av \text{ min.} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \geq 0.35 * \frac{b * s}{fy}$$

$$Av \text{ min.} = 0.0625 * \sqrt{210kg/cm^2} * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2} \geq 0.35 * \frac{25cm * 10cm}{4200kg/cm^2}$$

$$Av \text{ min.} = 0.054 \geq 0.0208$$

$$Av = 0.0901 \geq 0.054 \quad \mathbf{OK!}$$

3.1.5.1.3 Revisión de Torsión

Es necesario revisar torsión si se cumple con la siguiente condición:

$$Tu \leq \phi Tth$$

Donde ϕ tiene un valor de 0.75, Tth corresponde al umbral de torsión, y Tu es la torsión de fisuración. Se realiza el cálculo a continuación:

Aoh = Area encerrada por el eje del refuerzo

$$\begin{aligned} Aoh &= (0.25m - 2 * 0.04m - 0.01m) * (0.30m - 2 * 0.04m - 0.01m) \\ &= 0.0336m^2 \end{aligned}$$

$$Ao = 0.85 * Aoh$$

$$Ao = 0.85 * 0.0336m^2 = 0.0286m^2$$

$$Acp = \frac{3}{2} * Ao$$

$$Acp = \frac{3}{2} * 0.0286m^2 = 0.0428m^2$$

$$Pcp = 2 * (0.16m + 0.21cm) = 0.74m$$

$$Tth = 0.0833 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$Tth = 0.0833 * \sqrt{20.6Mpa} * \left(\frac{0.0428m^2}{0.74m} \right) * 1000 = 0.094 \text{ tn} * m$$

Donde Acp es el área encerrada por el perímetro exterior de la sección, Ao es el área total encerrada por la trayectoria del flujo torsional de cortante,

Pcp es el perímetro exterior de la sección transversal. Tu se obtiene del modelo de la estructura, y se compara:

$$T_u \leq \phi T_{th}$$

$$0.0001tn * m \leq 0.094tn * m$$

Al cumplir con la condición no se requiere considerar los efectos producidos por la torsión.

3.1.5.2 Revisión de Columna

Se realiza la comprobación de diseño de la columna A4, en base a los diagramas de interacción específicos de la columna a analizar.

Como datos del elemento analizado se tiene:

Columna cuadrangular (bxh): 35x35cm

Altura efectiva (d): 31cm

Esfuerzo a compresión del hormigón: 210 kg/cm² (20.6MPa)

Esfuerzo de fluencia del acero: 4200kg/cm² (411.90MPa)

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P _u tonf	Design M _{u2} tonf-m	Design M _{u3} tonf-m	Minimum M ₂ tonf-m	Minimum M ₃ tonf-m	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
8.7817	2.977	-0.226	0.226	0.226	1.01	0.325

Tabla 33. Fuerza axial y Momento de diseño obtenido de ETABS 15

A continuación, se presenta el diagrama de interacción específico de la columna analizada:

SIN CONSIDERAR PHI:			CONSIDERANDO PHI:		
Punto	Pn	Mn	Punto	ϕPn	ϕMn
	tn	tn*m		tn	tn*m
1	214.5402	0	1	139.4511	0
2	214.5402	5.5499	2	139.4511	3.6074
3	196.635	8.7456	3	127.8127	5.6847
4	164.8825	11.1583	4	107.1736	7.2529
5	130.3464	12.7827	5	84.7251	8.3088
6	90.8706	13.7629	6	59.0659	8.9459
7	65.3624	12.7127	7	49.5162	9.6307
8	35.1487	10.9354	8	31.6338	9.8418
9	8.8321	8.1576	9	7.9489	7.3418
10	-31.9597	3.1098	10	-28.7638	2.7988
11	-51.7104	0	11	-46.5394	0
Pu (tn):	8.78 tn				
Mu (tn*m):	2.97 tn*m				

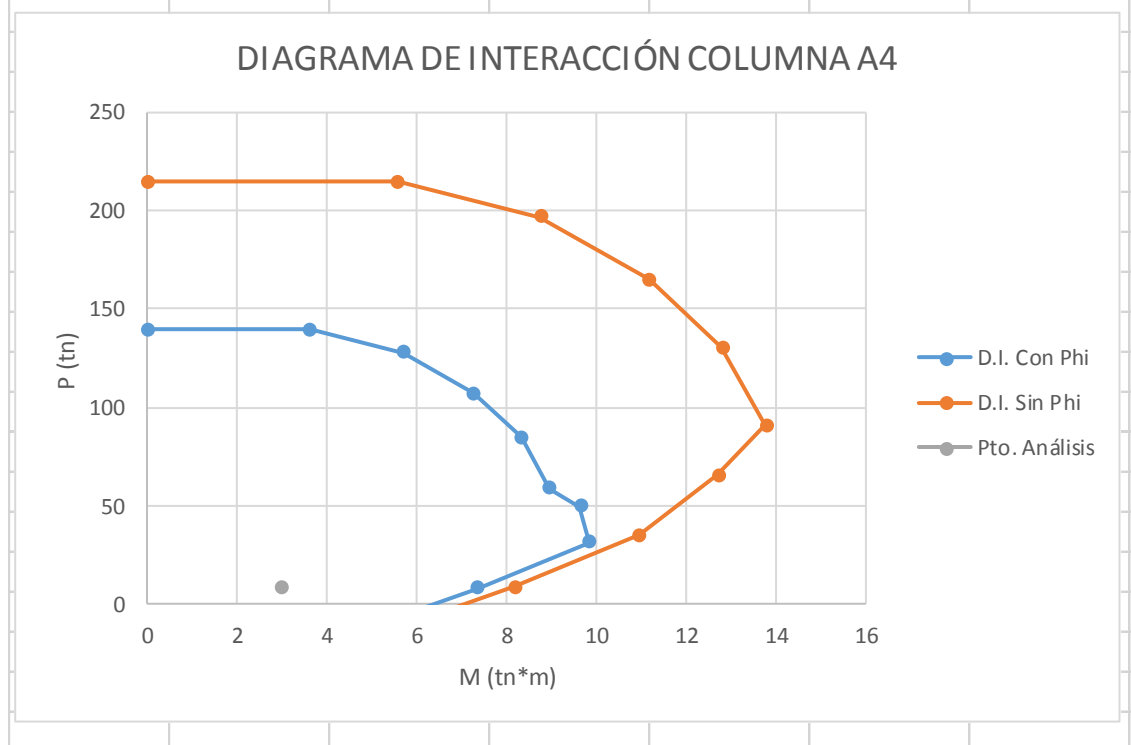


Tabla 34. Diagrama de Interacción específico para la columna A4

Como se puede observar en el diagrama de interacción de la columna A4, de 35x35cm, el punto de análisis correspondiente a $P_u = 8.78\text{tn}$ y $M_u = 2.97\text{tn}\cdot\text{m}$ se encuentra dentro de los diagramas, lo que quiere decir que las cargas aplicadas sobre la columna si serán soportadas sin presentar fallas.

3.1.6 Diseño de la Cimentación

Finalmente se detalla el diseño de la cimentación a ser utilizada para la estructura, en base a la recomendación realizada en el estudio de suelos se procede a considerar la utilización de zapatas aisladas de hormigón armado colocadas a una profundidad de desplante de 2m. El diseño se realizó mediante la utilización del programa SAFE 14, software especializado en la modelación de cimentaciones, de manera de se facilite el proceso de optimización geométrica y de chequeo de asentamientos y cortante para las diferentes zapatas de la estructura.

El programa permite analizar el comportamiento de las diferentes zapatas modeladas ante la acción de las diversas combinaciones de carga según se requiera para realizar el diseño, como por ejemplo el análisis del comportamiento de las zapatas ante cargas de servicio o ante las acciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas.

El diseño de las zapatas se realiza de manera iterativa de la manera optimizar el comportamiento de los elementos estructurales, se comienza este proceso utilizando zapatas cuadrangulares de 1.0x1.0m y de 25cm de peralte, dimensiones mínimas recomendadas en la NEC-SE-VIVIENDA. A continuación, se presenta el resultado del proceso iterativo realizado para la estructura analizada.



Ilustración 47. Esfuerzos del suelo bajo cargas de servicio obtenidos del Programa SAFE 14

Como se puede observar el esfuerzo máximo obtenido en la zapata es de 19.19 tn/m^2 en el Eje 2-C, bajo cargas de servicio, menor al valor de esfuerzo admisible del suelo obtenido del estudio de suelo de 20 tn/m^2 , cumpliendo con el requisito de diseño.

$$q_{calc.} < q_{adm.}$$

$$\frac{18.708 \text{ tn}}{\text{m}^2} < \frac{20.0 \text{ tn}}{\text{m}^2} \quad \mathbf{OK!}$$

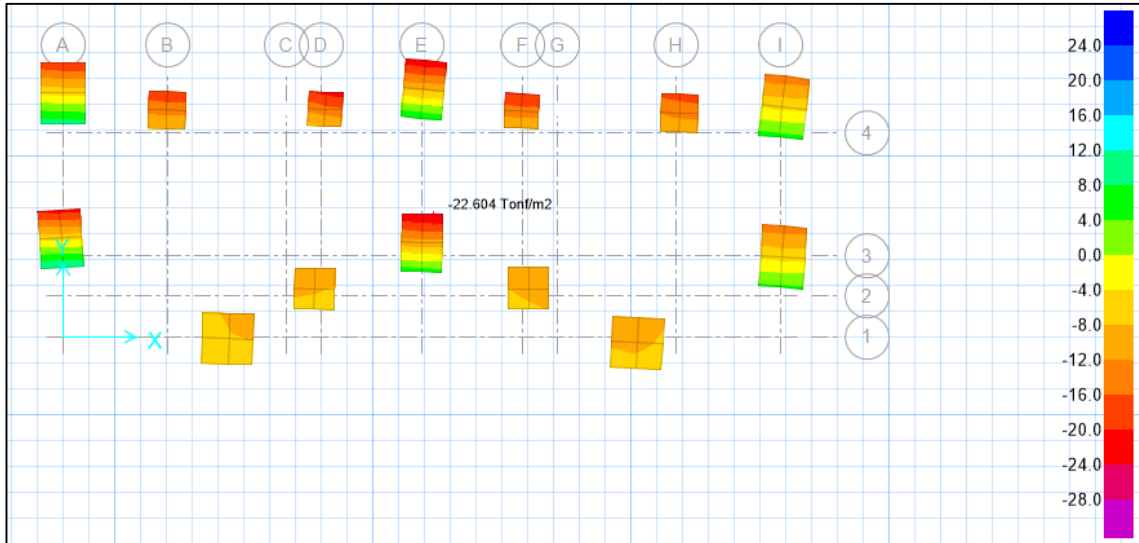


Ilustración 48. Esfuerzos del suelo bajo cargas últimas obtenidos del Programa SAFE 14

En este caso, el esfuerzo máximo del suelo obtenido, bajo el análisis de condiciones de cargas últimas, que involucran estados de carga sísmicas y gravitacionales, corresponde a un valor de 24.75 tn/m^2 , en el Eje 2-E, valor superior al esfuerzo admisible del suelo de 20 tn/m^2 , pero considerando recomendaciones de diseño se permite mayorar esta carga hasta un 30%, si en el análisis se han considerado condiciones de carga sísmica, teniendo así un esfuerzo admisible del suelo de 26.0 tn/m^2 , mayor al esfuerzo obtenido mediante el análisis, de manera que se cumple con los requisitos de diseño.

$$q_{adm.-sismo} = (1.30 * q_{adm})$$

$$q_{calc.} < q_{adm.-sismo}$$

$$\frac{24.75 \text{ tn}}{\text{m}^2} < 1.30 * \frac{20 \text{ tn}}{\text{m}^2} = \frac{26.0 \text{ tn}}{\text{m}^2} \quad \text{OK!}$$

Tras realizar el análisis de esfuerzos en el suelo se obtuvieron 4 zapatas cuadradas tipo, de dimensiones $1.0 \times 1.0 \text{ m}$, $1.10 \times 1.10 \text{ m}$, $1.20 \times 1.20 \text{ m}$ y $1.20 \times 1.20 \text{ m}$, y una zapata tipo rectangular de $1.30 \times 1.80 \text{ m}$, como se puede observar en el siguiente cuadro.

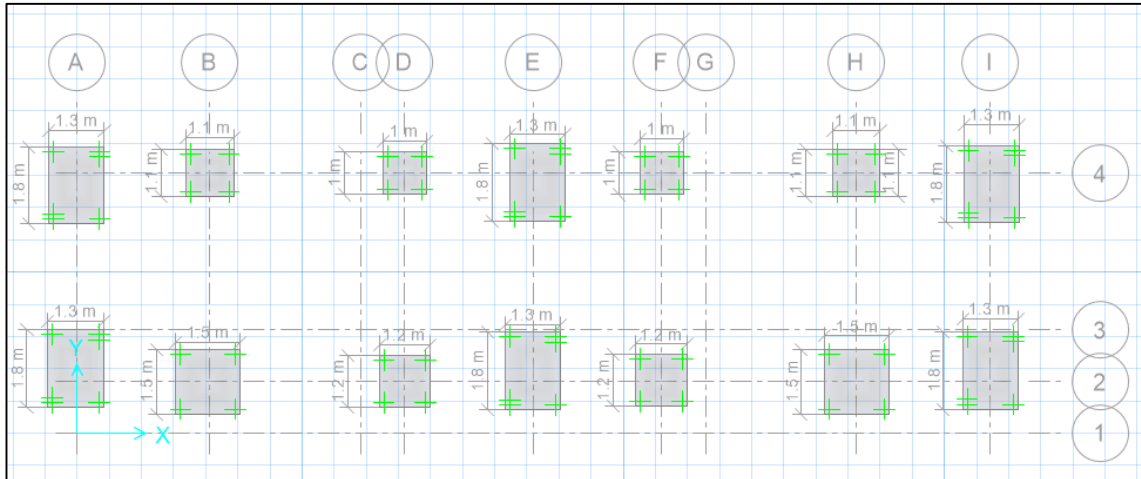


Ilustración 49. Resumen de las diferentes secciones de zapata obtenidas del modelado

Se procede a realizar el análisis de punzonamiento utilizando el software SAFE 14, el programa presenta este cheque en forma de un coeficiente el cual debe ser menor a la unidad para no presentar problemas de cortante en la zapata.

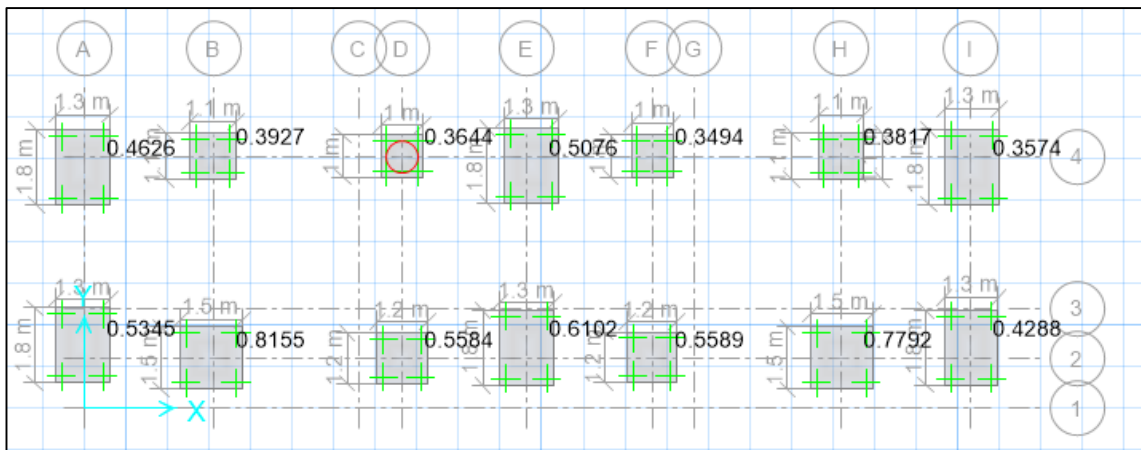


Ilustración 50. Primer chequeo de punzonamiento en las zapatas de la estructura

Como se puede observar, ninguno elemento de la cimentación presenta problemas de punzonamiento, por lo que se da por terminado el diseño de estos elementos y se procede a realizar el armado de las cuatro zapatas tipo determinadas anteriormente.

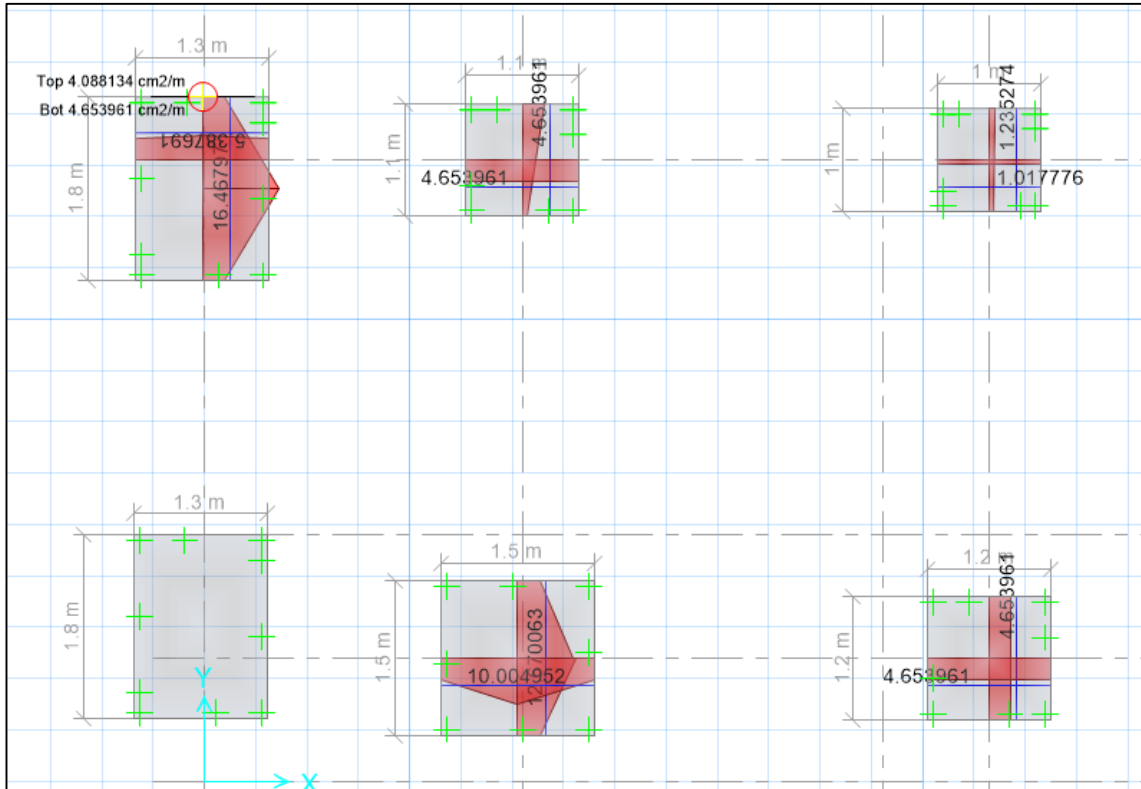


Ilustración 51. Cantidad de acero en cm²/m necesario para cada zapata tipo

Los resultados obtenidos del programa se comprueban manualmente mediante la utilización de una hoja de cálculo, de manera ilustrativa se presenta a continuación el diseño de la zapata con dimensiones 1.0x1.0m, y de 20cm de peralte.

Acero de Refuerzo requerido en la dirección X (obtenido del SAFE): 3.723 cm²/m

Acero de Refuerzo requerido en la dirección Y (obtenido del SAFE): 3.723 cm²/m

Recubrimiento mínimo (NEC-SE-Vivienda): 5 cm

Se calcula el acero mínimo por cada metro:

$$A_{s \min} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s \min} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{s\ min} = 3.6 \frac{cm^2}{m} < 5.227 \frac{cm^2}{m}$$

Entonces la armadura total será:

$$A_s = 5.227 \frac{cm^2}{m} * 1.20\ m = 6.273\ cm^2$$

Se usa una varilla de diámetro igual a 12 mm y se determina el número de varillas que se necesitan en cada dirección:

$$A_{12\ mm} = 1.131\ cm^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{6.273\ cm^2}{1.131\ cm^2} = 5.55 \cong 6 \text{ varillas}$$

6Ø12mm en cada dirección

la NEC-SE-Vivienda recomienda utilizar un recubrimiento mínimo es de 5 cm para cimentaciones, por el motivo que esta misma estará en contacto con el suelo, tratando de evitar que se afecte el acero de refuerzo. Además, según la NEC permite una distancia libre mínima entre barras igual al diámetro, pero no menor a 25 mm.

$$S_{min} > 25\ mm$$

La distancia máxima entre varillas debe ser igual a 3 veces el espesor de la zapata, pero no mayor a 300 mm.

$$S_{max} \leq 300\ mm$$

$$S_{calc.} = \frac{B\ efectiva}{\text{Número espacios}} = \frac{(1000\ mm - 2 * 50\ mm)}{5} = 180\ mm \quad \mathbf{OK!}$$

6Ø12mm @ 18 cm

Luego se verifica si se necesita una longitud de desarrollo a tracción, según la ecuación que exige el ACI en su capítulo 12:

$$l_d = \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{4.4 * \lambda * \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Donde:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.594 \text{ Mpa}$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1 \text{ (varillas sin recubrimiento)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (hormigón con peso normal)}$$

$$l_d = \left(\frac{411.88 \text{ Mpa} * 1 * 1}{4.4 * 1 * \sqrt{20.594 \text{ Mpa}}} \right) * 0.012 \text{ m}$$

$$l_d = 0.25 \text{ m}$$

La longitud de acero que será colocado es de 0.90 m y la longitud de desarrollo l_{dh} se determina desde la sección crítica (cara de la columna) hasta el extremo del gancho:

$$l_{dh} = \frac{0.90 \text{ m}}{2} - \frac{0.35}{2} \text{ m} = 0.28 \text{ m}$$

$$l_{dh} = 0.28 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$$

No se requiere colocar un gancho para el desarrollar el esfuerzo a tensión.

Finalmente se chequea que la zapata no presente fallas por punzonamiento, para lo cual se utiliza las formulas propuestas por el ACI en su capítulo 10:

$$A_1 = \text{Área cargada} = (0.35\text{m} * 0.35\text{m}) = 0.123\text{m}^2$$

$$A_2 = \text{Área de soporte} = (1.0m * 1.0m) = 1.0m^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.85, \text{ se usa el valor de } 2$$

La resistencia admisible al aplastamiento sobre la zapata se puede considerar como:

$$V_c = 2 * 0.85 \phi f'c$$

$$V_c = 2 * 0.85 * 0.65 * 210 \frac{kg}{cm^2} = 232.05 \frac{kg}{cm^2}$$

Mientras que la resistencia al aplastamiento se puede determinar de la siguiente manera:

$$V_u = 0.85 \phi f'c$$

$$V_u = 0.85 * 0.65 * 210 \frac{kg}{cm^2} = 116.025 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_c > V_u \text{ OK!}$$

A continuación, se presenta el armado final de las zapatas diseñadas para la estructura:

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN											
TIPO	Sección Zapata			As/m requerido (SAFE)	As requerido	As mín.	Diámetro Varilla	As varilla	# varillas	Espaciamiento	Acero de Refuerzo en ambas direcciones (Asx, Asy)
	L (cm)	B (cm)	H (cm)	cm ² /m	cm ²	cm ²	mm	cm ²	u.	cm	
1	100	100	25	1.235	1.235	4.500	10	0.785	6	18	6Φ10mm @ 18 cm
2	110	110	25	4.654	5.119	4.950	10	0.785	7	16	7Φ10mm @ 16 cm
3	120	120	25	4.654	5.585	5.400	12	1.131	5	27	5Φ12mm @ 27 cm
4	150	150	25	12.670	19.005	6.750	14	1.539	13	11	13Φ14mm @ 11 cm
5	130	150	25	5.387	7.003	5.850	12	1.131	7	20	7Φ12mm @ 20 cm
				16.467	8.081	6.750	12	1.131	8	20	8Φ12mm @ 20 cm

Tabla 35. Armado de las zapatas de la estructura

3.2 Diseño estructural de la Vivienda de Acero Estructural

3.2.1 Prediseño de los elementos de la estructura

El pre dimensionamiento de los elementos de acero estructural es procedimiento muy importante para estimar secciones de elementos que puedan ser capaces de resistir las solicitaciones posteriormente planteadas, y con el análisis estructural, usando un programa especializado (ETABS), se cambiara de secciones si fuese necesario.

3.2.1.1 Materiales Utilizados

Para el diseño de la estructura de acero se considera para la losa Deck, la utilización de hormigón con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa) y con una placa de acero ASTM A992Fy50. De igual manera para los perfiles de acero estructural soldado tanto para las columnas y vigas, se considera un acero ASTM A36, con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 2536.37 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo ultimo de $F_u = 4086.37 \text{ kg/cm}^2$.

3.2.1.2 Prediseño de la losa deck

Para la elaboración del pre dimensionamiento de la placa colaborante sismo resistente, se basó en las especificaciones impuestas por el fabricante. En la siguiente tabla se puede identificar las características técnicas de las losas deck escogida, incluyendo las propiedades del panel, volumen de hormigón y cargas viva sobre impuesta que puede soportar el panel.

Espesor Deck	ESPESOR DE LA LOSA			PESO PROPIO PANEL		
	Altura total Losa	Volumen de Hormigón	Altura de Hormigón sobre Cresta	Hormigón	Peso Deck	Peso Total
mm	cm	m ³ /m ²	cm	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
0.65	10	0.0695	5	166.8	6.37	173.17

Tabla 36. Propiedades de Lámina Metálica.

Fuente: Hoja Técnica Kubilosa

Se selecciona un espesor de losa de 10 cm, conformada por 5 cm de altura de hormigón sobre la cresta y 5 cm de altura que forma la ondulación de la placa deck, la cual tiene un espesor de 0.65 mm.

MAXIMA LUZ SIN APUNTALAR SEGUN CONDICIONES DE APOYO				
Espesor Deck	Espesor Losa	1 luz	2 luces	3 luces
mm	cm	m	m	m
0.65	5	1.58	2.1	1.94
	6	1.51	2.02	1.86
	7	1.46	1.95	1.8
CARGA VIVA SOBREPUESTA (kg/m ²)				
Espesor Deck	Espesor Losa	Separación entre apoyos (m)		
mm	cm	1.6	1.8	2
0.65	5	1940	1487	1164
	6	2252	1734	1364
	7	2252	1981	1564

Tabla 37. Características Técnicas de la Losa Deck.

Fuente: Hoja Técnica Kubilosa

La NEC-2011 especifica una carga viva para edificaciones tipo viviendas de 200 kg/m², el cual es un valor muy inferior a la carga viva sobrepuesta según las especificaciones para un espesor de losa de hormigón de 5 cm. Por lo tanto, mediante el análisis de las características de la losa deck, se determina que se colocaran 2 vigas secundarias, con un espaciamiento de 1.616 metros en cada vano de 4.85 metros de longitud.

Para controlar los efectos por temperatura y contracción del hormigón se utilizará una malla electrosoldada, la cual es determinada mediante la cuantía mínima especificada por el ACI 318-11:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * h$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se escoge una malla Electrosoldada: $d=5$ mm, 10x10 cm

3.2.1.3 Definición de las Cargas sobre la losa deck

La determinación de las cargas aplicadas en la losa es muy importante para continuar con el pre diseño de los demás elementos estructurales (vigas y columnas) que se encargan de transmitir las hacia la cimentación de la edificación. Por lo tanto, se tiene:

- **Carga muerta de la losa:**

$$\text{Peso de la placa (e = 0.65 mm)} = 0.00637 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Peso de Hormigón simple} = 0.1668 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Peso propio total} = \mathbf{0.1732 \text{ tn/m}^2}$$

- **Carga permanente entrepiso (PP):**

$$\text{Enlucido piso: } 0.03\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^3 = 0.054 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Recubrimientos: } 0.015\text{m} \times 2.1\text{tn/m}^2 = 0.032 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Mampostería} = 0.2 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Peso Permanente Total} = \mathbf{0.286 \text{ tn/m}^2}$$

- **Carga permanente cubierta (PP):**

$$\text{Enlucido piso: } 0.03\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^2 = 0.054 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Impermeabilización: } 0.04\text{m} \times 1.8\text{tn/m}^2 = 0.072 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Peso Permanente Total} = \mathbf{0.126 \text{ tn/m}^2}$$

- **Carga viva (LL):**

Para la determinación de carga viva, se utilizó la Tabla 9. Sobrecargas mínimas la Estructura de la NEC-SE-CG:

Residencia = 0.2 tn/m²

Cubiertas planas = 0.15 tn/m²

En el siguiente cuadro se describe las cargas que serán aplicadas en la losa de entepiso y de cubierta:

Cargas	Cubierta	Entrepiso
	(tn/m ²)	(tn/m ²)
LL	0.150	0.200
PP	0.126	0.286

Tabla 38. Resumen de Cargas

3.2.1.4 Prediseño de Vigas Secundarias

Para el prediseño de vigas secundarias se deberá considerar que la conexión entre vigas secundarias y vigas principales serán simplemente apoyadas. Además, las vigas secundarias estarán orientadas en dirección perpendicular a luz de mayor longitud (4.85 m), como se puede observar en la siguiente figura:

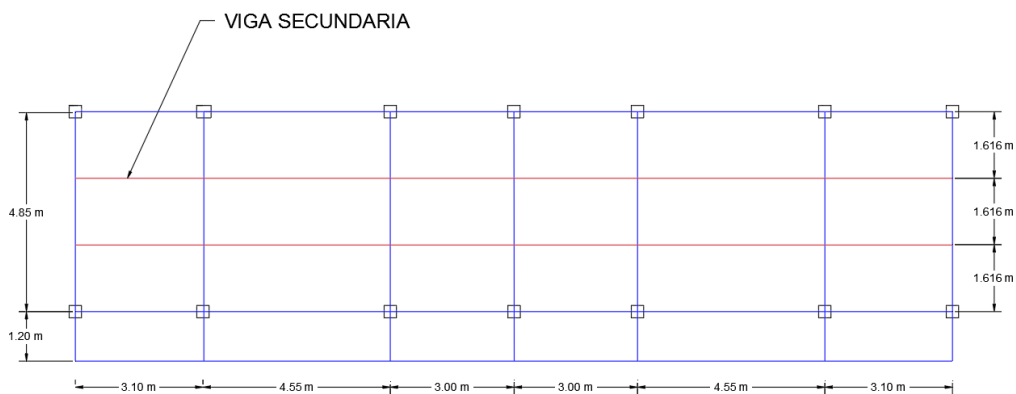


Ilustración 52. Ubicación de las vigas secundarias

Por lo tanto, para el pre dimensionamiento de la viga secundaria, se considerará la viga de mayor longitud, que este caso será de 4.55 metros y con un ancho cooperante de 1.616 m. Por motivos de pre diseño se asume una viga

W5X16 de acero estructural ASTM A36, con un peso de 0.0239 tn/m. De esta manera se describen los valores de carga viva y carga muerta a continuación:

$$A_{colab.} = 4.55m * 1.62m = 7.37 m^2$$

Peso propio de la viga:

$$W_{viga} = W_{viga/m} * L_{viga}$$

$$W_{viga} = 0.0239 tn/m * 4.55m = 0.1085 tn$$

Peso de la viga por m²:

$$w_{D\ viga} = \frac{W_{viga}}{A_{colab.}}$$

$$w_{D\ viga} = \frac{0.1085 tn}{7.37 m^2} = 0.0148 tn/m^2$$

$$\text{Carga muerta total} = 0.1732 tn/m^2 + 0.358 tn/m^2 + 0.0148 tn/m^2 = 0.545 tn/m^2$$

$$\text{Carga Viva total} = 0.200 tn/m^2$$

Para el cálculo de la carga ultima se utilizará la combinación de carga 2 de la Tabla 3.4.3. de la NEC-SE-CG.

$$Comb. 2 = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 1.2(0.545) + 1.6(0.2) = 0.97 t/m^2$$

Con el dato de carga ultima se procede a obtener la carga uniformemente distribuida que actúa sobre la viga secundaria, multiplicando por el ancho cooperante:

$$q_u = 0.97 \frac{t}{m^2} * 1.616 m = 1.58 t/m$$

Con el valor de la carga distribuida se puede determinar las reacciones en los apoyos y el valor de momento máximo positivo para una viga simplemente apoyada:

$$Ru = \frac{qu * L}{2}$$

$$Ru = \frac{1.58 * 4.55}{2} = 3.58 \text{ tn}$$

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1.58 * 4.55^2}{8} = 4.08 \text{ tn.m}$$

Una vez obtenido el resultado de momento máximo positivo, se calcula el módulo plástico requerido mediante la siguiente expresión:

$$Zx \text{ req.} = \frac{Mu}{\Phi b * fy}$$

$$Zx \text{ req.} = \frac{4.08}{0.9 * 2536.37} = 178.6 \text{ cm}^3 = 10.9 \text{ plg}^3$$

Finalmente se toman valores aproximados al módulo plástico requerido mediante la tabla del AISC, donde se describen las características de perfiles laminados en caliente. A pesar de que estos perfiles no se encuentran en el mercado nacional, para fines de pre dimensionamiento es válido la utilización de secciones I conformados por soldadura y de esta manera obtener una sección que cumpla con las solicitudes. A continuación, se presenta una tabla con las secciones escogidas:

SECCION	Area	Peralte, d	Espesor Alma, tw	Patin		Zx
	plg ²	plg	plg	Ancho, bf (plg)	Espesor, tf (plg)	plg ³
M 12X10	2.95	12.00	0.15	3.25	0.18	12.20
W 5X19	5.56	5.15	0.27	5.03	0.43	11.60
W 6X15	4.43	5.99	0.23	5.99	0.26	10.80
W 8X13	3.84	7.99	0.23	4.00	0.26	11.40

Tabla 39. Secciones de vigas secundarias Tipo I

Como se puede observar en el cuadro de las secciones escogidas, el perfil W5x19 es la que más se aproxima al valor del módulo plástico requerido, la cual presenta las siguientes dimensiones:

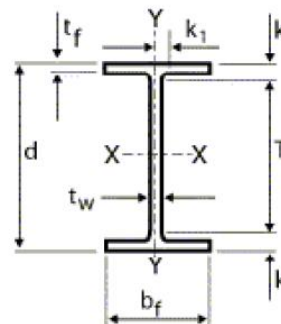
$$A = 35.87 \text{ cm}^2$$

$$d = 13.081 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.685 \text{ cm}$$

$$b_f = 12.776 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.109 \text{ cm}$$



A continuación, se escoge una sección de acero estructural soldado, que presenta similares dimensiones y características de la sección W de acero laminado:

$$A = 28 \text{ cm}^2$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

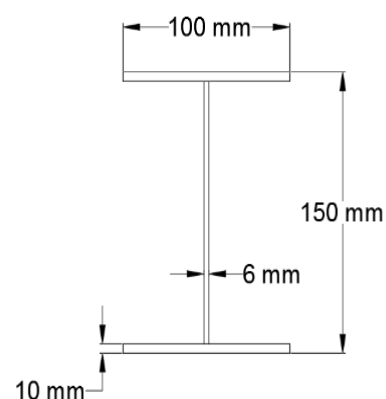
$$t_w = 0.6 \text{ cm}$$

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

$$t_f = 0.1 \text{ cm}$$

$$Z_x = 165 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia} = 1100 \text{ cm}^4$$



3.2.1.5 Prediseño de Vigas Principales

Las vigas principales se designarán como secciones tipo I con acero estructural soldado y estas mismas serán las encargadas de transmitir las reacciones generadas por las vigas secundarias hacia las columnas. Para fines de pre dimensionamiento, se supone una condición de apoyo articulado, de manera que se obtenga un valor de momento positivo mayor sobre la viga principal, ya que esta misma también absorberá una parte de la carga de la losa, obteniendo un valor aproximado que tenga el propósito de brindar seguridad estructural. Es importante recalcar esta referencia, que tiene la finalidad de obtener solicitaciones que se acerquen con cierto grado de aproximación a las que se tendrán y de esta manera obtener secciones que sean similares a las condiciones reales. Para el modelo se asumirá que las conexiones entre viga – columna serán rígidas.

Para iniciar el pre diseño de la viga principal, se escogerá la viga del eje B, con una longitud de 4.85 metros, en la cual se apoyarán 2 vigas secundarias de cada lado. Como se dijo anteriormente, las vigas secundarias están simplemente apoyadas sobre la viga principal generando cargas puntuales de 3.58 tn, valor que fue calculado en la anterior sección. Además, se debe considerar la carga puntual que genera la viga secundaria del vano adyacente, el cual tiene un valor de 2.44 tn, que fue calculado de la misma manera.

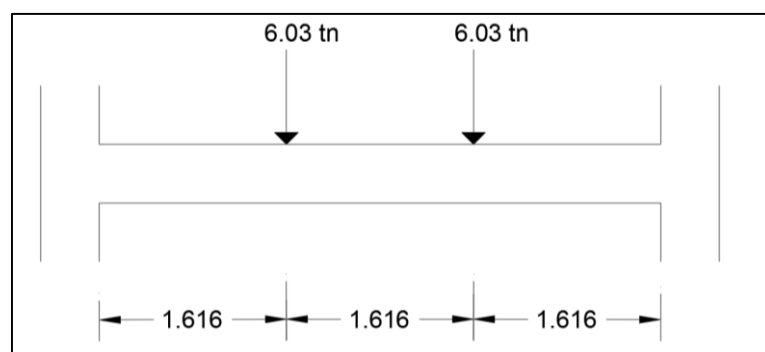


Ilustración 53. Cargas Puntuales sobre viga principal

Se procede a calcular el momento máximo debido a las dos cargas puntuales, en este caso se considera que la viga esta empotrada para el cálculo del momento negativo, mediante la siguiente expresión:

$$Mu (-) = \frac{Ru * L}{12 * n} * (n^2 - 1) [tn. m]$$

donde n = número de vanos

$$Mu (-) = \frac{6.03 * 4.85}{12 * 3} * (3^2 - 1) = 6.49 tn. m$$

A continuación, se calcula el momento positivo, considerando que la viga principal esta simplemente apoyada:

Si el Nro. Viguetas es PAR (n= Nro. de vanos):

$$1) Mu (+)max = \frac{Ru*n}{8} * L [tn. m]$$

Si el Nro. Viguetas es IMPAR (n=Nro. de vanos):

$$2) Mu (+) max = \frac{(n^2 - 1)}{8 * n} * Ru * L [tn. m]$$

En nuestro caso como el número de viguetas es par (2 viguetas), se utiliza la expresión numero 1:

$$Mu (+)max = \frac{6.03*3}{8} * 4.85 = 10.96 tn. m$$

Por lo tanto, se observa que, en la condición de apoyo articulado, se presenta el mayor momento. Como las vigas principales son parte del pórtico resistente a momento, es recomendable considerar el efecto del sismo, multiplicando el valor del momento por un factor de sismo que este caso se tomara 1.2.

$$Mu \text{ diseño} = 10.96 * 1.2 = 13.15 \text{ tn.m}$$

Finalmente, con el valor del momento de diseño, se calcula el módulo plástico requerido:

$$Zx \text{ req.} = \frac{Mu}{\Phi b * fy} \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$Zx \text{ req.} = \frac{13.15}{0.9 * 2536.37} = 576.15 \text{ cm}^3 = 35.16 \text{ plg}^3$$

Se toman valores aproximados al módulo plástico requerido mediante la tabla del AISC, donde se describen las características de perfiles laminados en caliente:

SECCION	Area	Peralte, d	Espesor Alma, tw	Patin		Zx
	plg ²	plg	plg	Ancho, bf (plg)	Espesor, tf (plg)	plg ³
W 12X26	7.65	12.20	0.23	6.49	38.00	37.20
W 10X30	8.84	10.50	0.30	5.81	0.51	36.60
W 8X35	10.30	8.12	0.31	8.02	0.50	34.70

Tabla 40. Secciones de vigas principales tipo I

Como se puede observar en el cuadro de las secciones escogidas, el perfil W10x30 de acero estructural ASTM A36, la cual es la que más se aproxima al valor del módulo plástico requerido, la cual presenta las siguientes dimensiones:

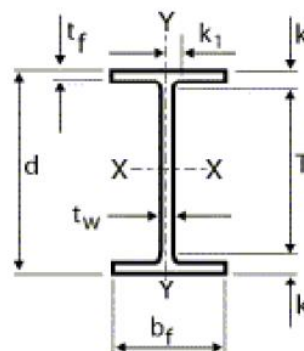
$$A = 66.45 \text{ cm}^2$$

$$d = 26.67 \text{ cm}$$

$$tw = 0.76 \text{ cm}$$

$$bf = 14.75 \text{ cm}$$

$$tf = 1.29 \text{ cm}$$



A continuación, se escoge una sección de acero estructural soldado, que presenta similares dimensiones y características de la sección W de acero laminado:

$$A = 54.1 \text{ cm}^2$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

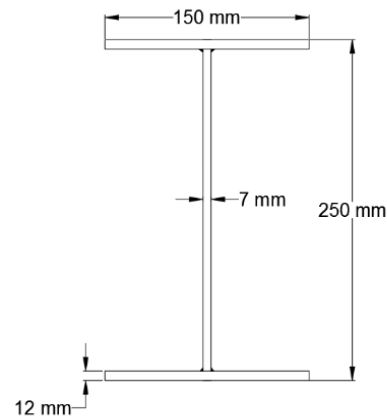
$$t_w = 0.7 \text{ cm}$$

$$b_f = 15 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.2 \text{ cm}$$

$$Z_x = 530.6 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia} = 5871.8 \text{ cm}^4$$



3.2.1.6 Prediseño de Columnas

El pre diseño de las columnas es un proceso iterativo que se lo hace con la ayuda del programa de análisis estructural ETABS, que facilitara escoger la sección adecuada para la edificación. Para el pre dimensionamiento se utilizará el método que propone el manual del AISC en su capítulo 4, el cual toma en cuenta un esfuerzo crítico a compresión de una columna según su relación de esbeltez (Kl/r). Para la carga axial se tomará en cuenta las cargas muertas, permanentes y carga viva.

Para el cálculo del peso de la viga se realiza el producto entre el peso por metro de la viga y la longitud cooperante correspondiente a las vigas que estarán sobre la columna.

$$W \text{ viga/m} = 0.0447 \text{ t/m}$$

$$\text{Longitud viga} = 4.55 \text{ m} + 4.80 \text{ m} = 9.4 \text{ m}$$

$$W \text{ viga} = W \text{ viga/m} * \text{Longitud viga} = 0.0447 \text{ tn/m} * 9.4 \text{ m} = 0.4204 \text{ tn}$$

Posteriormente se multiplica este valor del peso propio de la viga por el área cooperante de la columna:

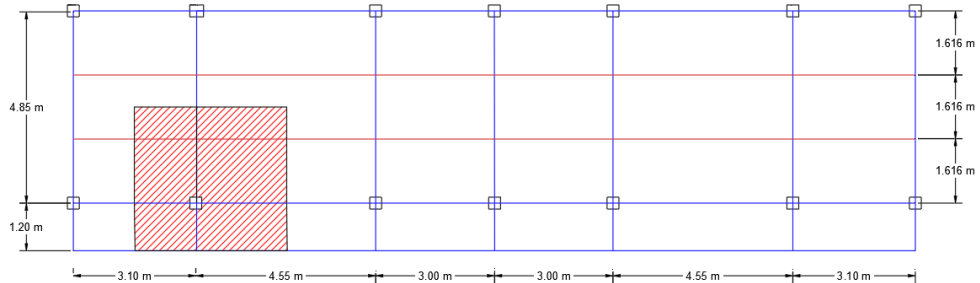


Ilustración 54. Área colaborante

$$A_{\text{cooperante}} = 11.27 \text{ m}^2$$

$$W D \text{ viga} = 0.4204 \text{ tn} * 13.87 \text{ m}^2 = 0.030 \text{ tn/m}^2$$

Las demás cargas que deben ser tomadas en cuenta se presenta a continuación:

$$W D \text{ vigueta} = 0.0149 \text{ tn/m}^2$$

$$W D \text{ viga} = 0.030 \text{ tn/m}^2$$

$$W D \text{ losa deck} = 0.173 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Carga permanente} = 0.358 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 0.200 \text{ tn/m}^2$$

Para el cálculo de la carga ultima se utilizará la combinación de carga 2 de la Tabla 3.4.3. de la NEC-SE-CG.

$$\text{Comb. 2} = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 1.2(0.0149 + 0.030 + 0.173 + 0.358) + 1.6(0.2) = 1.01 \text{ t/m}^2$$

La columna será parte de un pórtico resistente a momento, por lo que será recomendable tomar un factor de sismo que toma en cuenta su efecto:

$$wu = 1.01 \frac{t}{m^2} * 1.2 = 1.212 t/m^2$$

Por último, se multiplica esta carga por el número de pisos y el área cooperante, obteniendo el valor de la carga axial que estará aplicada en la columna:

$$Pu = 1.212 \frac{tn}{m^2} * 2 \text{ pisos} * 13.87 m^2 = 33.639 tn$$

Generalmente para una columna de hasta 4.5 metros de altura, tiene una relación de esbeltez entre 40 y 60. Para fines de pre diseño se tomará un valor de relación de esbeltez de 50. Mediante el manual del AISC, en base al valor de relación de esbeltez, se puede encontrar el valor del esfuerzo crítico a compresión para el acero ASTM A36.

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1

Tabla 41. Esfuerzo crítico para elementos a compresión.

Fuente: AISC 360-10, Tabla 4-22

Según el cuadro, se obtiene un esfuerzo crítico de compresión de 28.4 ksi que equivale a 2000.91 kg/cm², valor con el cual se puede encontrar el área requerida de la columna mediante la ecuación recomendada por la norma de AISC:

$$A_{req.} = \frac{P_u}{\Phi_c * F_{cr}}$$

$$A_{req.} = \frac{33.639 * 10^3 \text{ kg}}{2000.91 \text{ kg/cm}^2} = 16.81 \text{ cm}^2 = 2.61 \text{ plg}^2$$

También es importante el cálculo del radio de giro, que ayudara a identificar la sección de columna que se necesita:

$$r_{giro} = \frac{k * L}{50}$$

Dónde:

L = longitud de la columna

K = factor de longitud efectiva

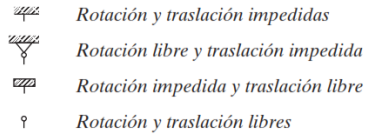
Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Tabla 42. Factor de longitud efectiva para elementos a compresión.

Fuente: AISC 360-10, Tabla 5.1

Mediante la tabla de los valores recomendados de la longitud efectiva, se toma un valor promedio entre la condición (c) y (e), de 1.2 y 2.10 respectivamente, los cuales se aproximan más a las condiciones de la columna en estudio.

$$r_{giro} = \frac{1.65 * 310}{50} = 10.23 \text{ cm} = 4.03 \text{ plg}$$

Con estos datos obtenidos del área requerida y radio de giro se toman valores aproximados mediante la tabla del AISC, donde se describen las características de perfiles laminados en caliente para columnas cuadradas:

SECCION	Area	Espesor pared, t	Z	r
	plg ²	plg	plg ³	plg
HSS 6x6x1/8	2.70	0.12	5.92	2.39
HSS 7X7X1/8	3.16	0.12	8.13	2.80
HSS 8X8X1/8	3.62	0.12	10.70	3.21

Tabla 43. Secciones para las columnas

Se escoge la sección HSS 8X8X1/8, la cual presenta valores aproximados a los requeridos y se selecciona una sección de acero estructural soldado, que presenta similares dimensiones y características de la sección HSS:

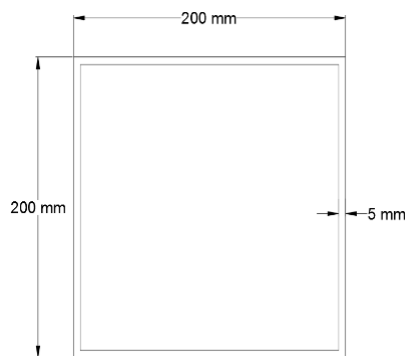
$$A = 39 \text{ cm}^2$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$t = 0.5 \text{ cm}$$

$$Z = 285.3 \text{ cm}^3$$

$$\text{Inercia} = 2473.3 \text{ cm}^4$$



3.2.2 Generación del Modelo Estructural Convencional en el Programa ETABS 2015

Similarmente a la estructura de hormigón, se asigna la grilla de trabajo correspondiente a la estructura, donde se definen tanto el número de pisos, la altura de entrepiso y las luces correspondientes a la edificación.

3.2.2.1 Definición de los Materiales

Para generar el modelo en ETABS, se procede a definir las propiedades de los materiales al ser utilizados para la edificación.

Se utilizará acero estructural ASTM A36, el cual en nuestro mercado nacional es el más común y se puede encontrar con facilidad. Las propiedades de este tipo de acero se describen a continuación:

- Esfuerzo de fluencia F_y es de 2536.37 kg/cm².
- Esfuerzo Último F_u es de 4086.37 kg/cm².

- Peso Específico es de 7.85 tn/m³.
- Módulo de Elasticidad E es de 2043185.90 kg/cm².

Ilustración 55. Propiedades del acero estructural ASTM A36

También se utilizará hormigón simple con las siguientes características:

- Resistencia del hormigón $f'c$ es de 210 kg/cm².
- Módulo de Elasticidad será de $135000 \sqrt{f'c} = 1956335.86$ tn/m².
- Peso Específico es de 2400 kg/cm².

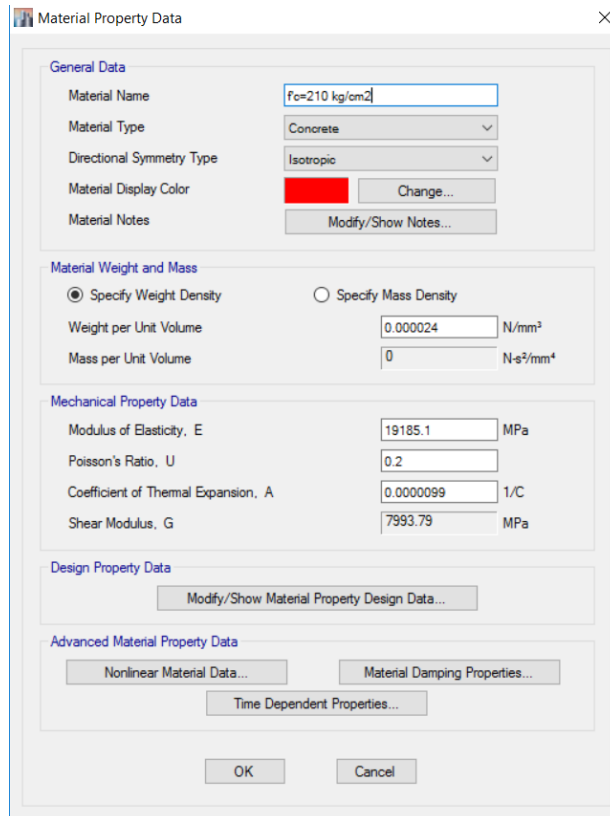


Ilustración 56. Propiedades del hormigón $f'c = 210\text{kg/cm}^2$

3.2.2.2 Definición y modelación de la losa

Para la modelación de la losa tipo deck se procede a definir un elemento tipo “filled”. Sobre este elemento se colocarán las cargas permanentes (PP), vivas (Viva), y de ceniza (S) definidas posteriormente, tanto para la cubierta como para el entrespe. Es importante notar que al utilizar un elemento tipo “filled” es necesario discretizar la losa, para que el programa reparta los esfuerzos a las vigas de manera más precisa.

General Data	
Property Name	Deck10
Type	Filled
Slab Material	fc=210 kg/cm2
Deck Material	A992Fy50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change... (Yellow)
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	5 cm
Rib Depth, hr	5 cm
Rib Width Top, wrt	14.5 cm
Rib Width Bottom, wrb	12 cm
Rib Spacing, sr	33.33 cm
Deck Shear Thickness	0.065 cm
Deck Unit Weight	0.001 kgf/cm ²
Shear Stud Diameter	1.6 cm
Shear Stud Height, hs	8 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4200 kgf/cm ²

Ilustración 57. Propiedades de la losa tipo deck

3.2.2.3 Definición y modelación de las vigas

Inicialmente se definirá mediante el menú “frame sections” una sección de viga tipo I de acero estructural ASTM A36 de dimensiones 250X150X12X7 mm, para todas las vigas principales de la estructura, resultante del proceso de predimensionamiento y además la viga secundaria con una sección tipo I ASTM A36 de dimensiones 150x100x10x6 mm.

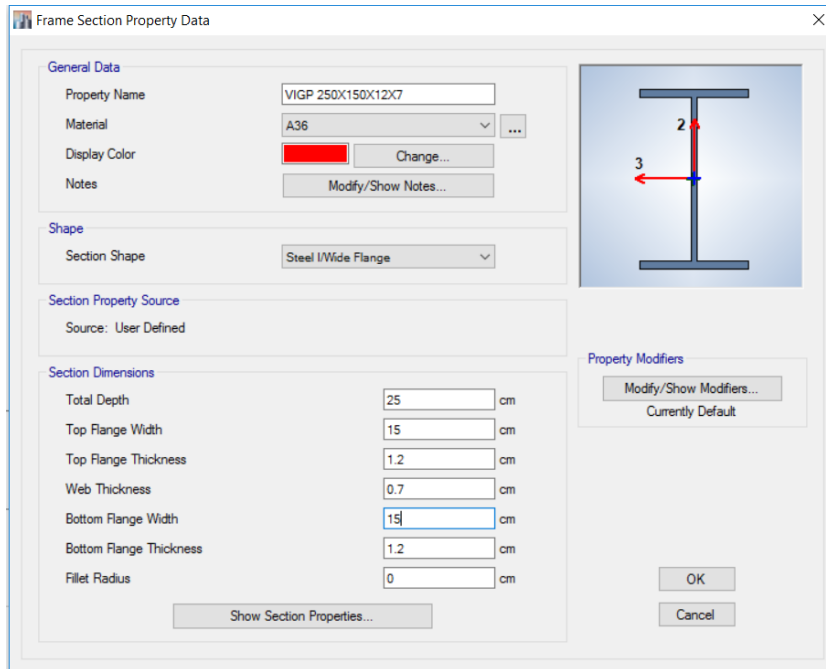


Ilustración 58. Propiedades de la viga de 250X150X12X7 mm

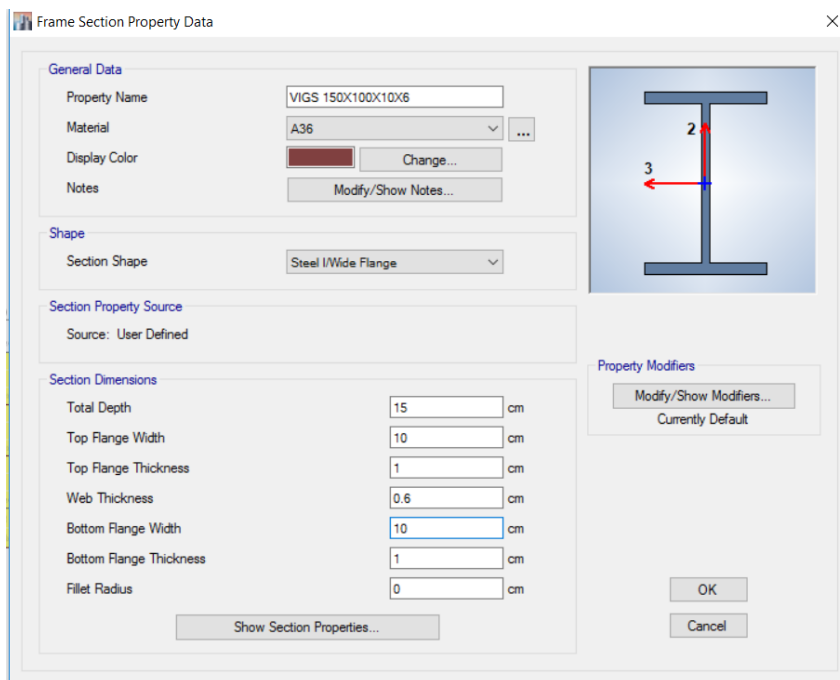


Ilustración 59. Propiedades de la viga de 150X100X10X6 mm

3.2.2.4 Definición y modelación de la columna

De manera similar al procedimiento realizado para las vigas, se define una sola sección de columna tipo cajón de acero estructural ASTM A36 de dimensiones 200X200X5 mm, resultante del proceso de pre dimensionamiento.

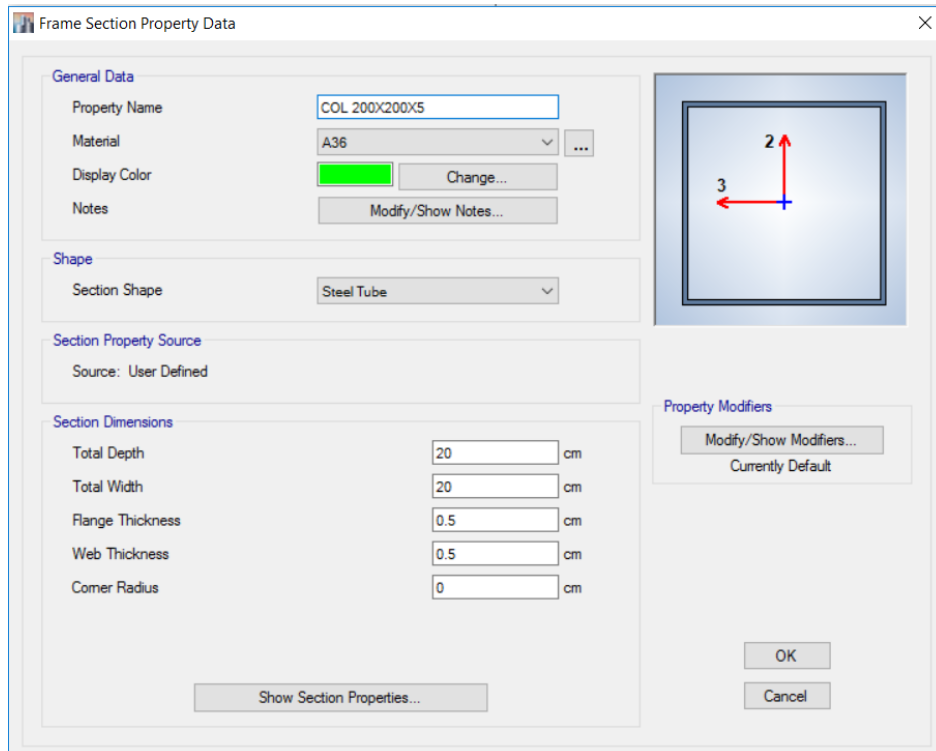


Ilustración 60. Propiedades de la columna de 200X200X5 mm

3.2.2.5 Dibujo de la Estructura

Tras haber definido todos los elementos estructurales a ser utilizados en el modelo se procede a dibujarlos utilizando las herramientas del software, teniendo cuidado de dibujar los elementos donde correspondan. De igual manera una vez dibujada la estructura se procede a asignar empotramientos en la base para simular el comportamiento de una cimentación rígida.

Las secciones de las vigas se describirán de siguiente manera, alto x ancho de las alas x espesor de las alas x espesor del alma. Mientras tanto para las secciones de las columnas será, largo x ancho x espesor. En la siguiente imagen de un corte en elevación de la edificación se puede identificar claramente las secciones impuestas.



Ilustración 61. Vista en elevación de la estructura de acero dibujada en el software ETABS 15

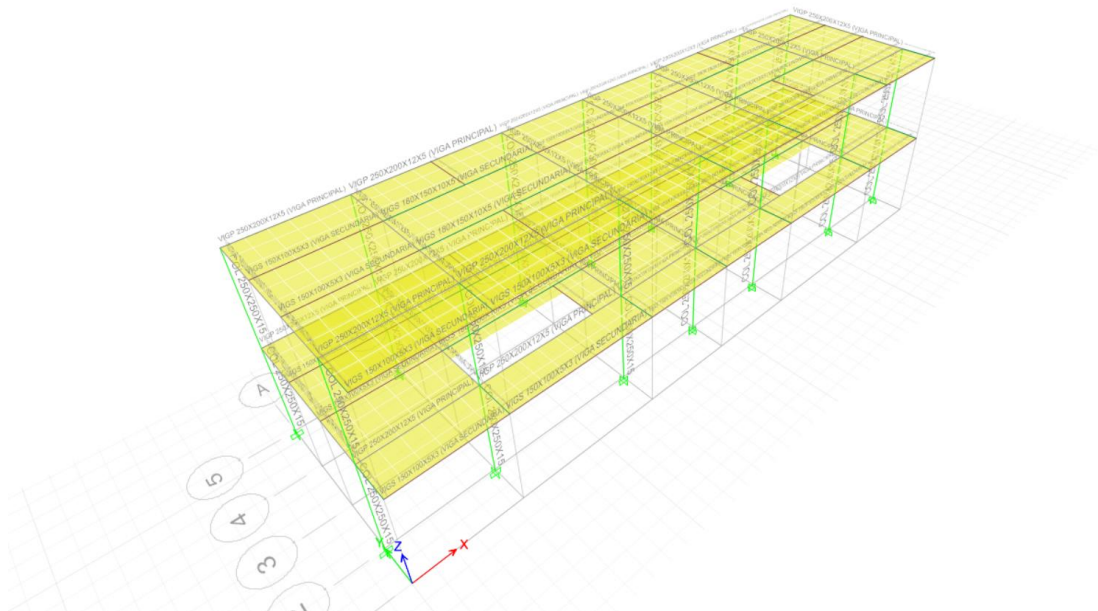


Ilustración 62. Estructura completamente dibujada en el software ETABS 15

3.2.2.6 Asignación del Diagrama de Piso

Se define un diafragma de piso rígido con el fin de garantizar que todo el sistema de masa en la losa converja a un solo punto (la losa tendrá un solo centro de masa), haciendo que todas las placas dibujadas en el modelo actúen como una sola masa, con 3 grados de libertad, dos traslaciones y una rotacional.

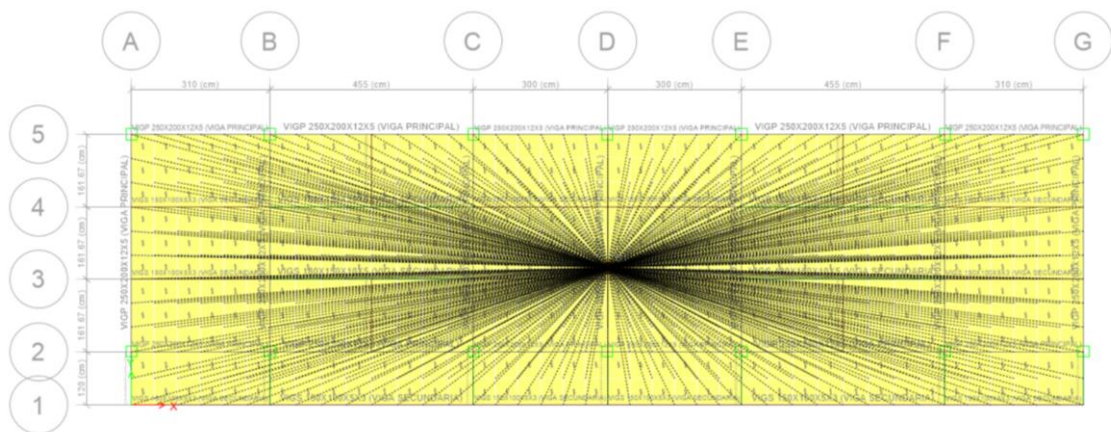


Ilustración 63. Diafragma de piso para el nivel 1 y 2 de la estructura

3.2.2.7 Asignación de Cargas a la estructura

Posteriormente se definen las cargas que serán aplicadas sobre la edificación:

- **Carga muerta (CM)** por peso propio determinada por el programa ETABS.
- **Carga permanente (PP)**, determinada al principio del capítulo con un valor de 0.286 tn/m^2 para el entrepiso y 0.126 tn/m^2 para la cubierta inaccesible.
- **Carga viva (CV)** de 0.2 tn/m^2 para el entrepiso y 0.15 tn/m^2 para la cubierta según la NEC-SE-CG.

- **Carga de ceniza (S)** de 0.1 tn/m² para la cubierta.
- **Cargas sísmicas**, considerando una excentricidad del 5% con simetría simple:

EX, carga lateral en el sentido X, con excentricidad positiva
 EY, carga lateral en el sentido Y, con excentricidad negativa

Posteriormente en el software se asignan los tipos de solicitaciones a los que estará sometida la estructura, definiendo en primer lugar la carga por peso propio (DEAD), las cargas permanentes (PP), una carga de ceniza (S) adicional para la cubierta, la carga viva (LIVE), y las cargas correspondientes a la fuerza lateral estática en las dos direcciones principales EX y EY.

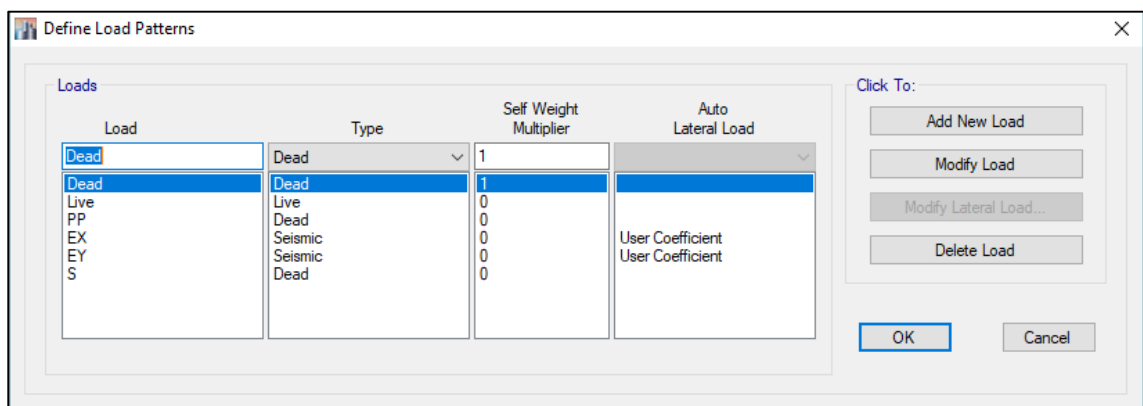


Ilustración 64. Definición de cargas en el programa

3.2.2.8 Definición de las Combinaciones de carga y envolventes de diseño

Las combinaciones de carga según la NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas) que se consideran para el comportamiento de la estructura se presentan a continuación:

CASO	COMBINACIÓN
U1	1.4(D+PP)
U2	1.2(D+PP)+1.6CV+0.5S
U3	1.2(D+PP)+1.0CV+1.6S
U4	1.2(D+PP)+1.0CV+0.5S
U5	1.2(D+PP)+1.0CV+1.0EX+0.2S
U6	1.2(D+PP)+1.0CV-1.0EX+0.2S
U7	1.2(D+PP)+1.0CV+1.0EY+0.2S
U8	1.2(D+PP)+1.0CV-1.0EY+0.2S
U9	0.9(D+PP)
U10	0.9(D+PP)+1.0EX
U11	0.9(D+PP)-1.0EX
U12	0.9(D+PP)+1.0EY
U13	0.9(D+PP)-1.0EY

Tabla 44. Combinaciones de carga utilizadas en el modelo

Para el diseño de la estructura se definirán envolventes de las combinaciones de carga mostradas en el cuadro anterior, las cuales considerarán los casos críticos de cada combinación en la dirección de análisis X y Y.

3.2.2.9 Asignación del Origen de Masas (Mass Source)

Para poder lograr un mejor modelo de la edificación, se deberá asignar una masa adecuada, incluyendo el peso propio de los elementos de acero estructural y la carga permanente, requisito que exige la sección 6.1.7. de la Norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) para definir la masa reactiva sísmica.

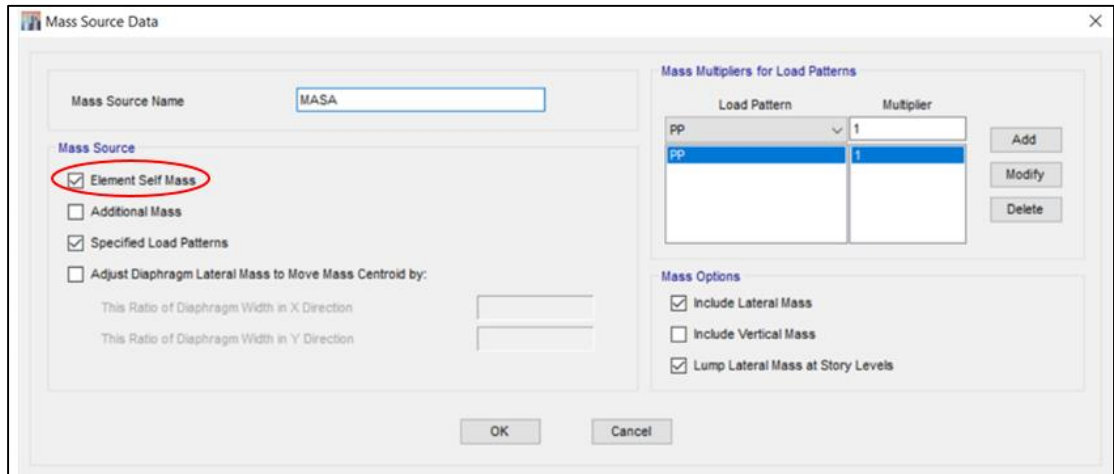


Tabla 45. Asignación del “Mass Source” de la estructura en el programa ETABS

Como se puede observar en el cuadro anterior, al marcar la opción “Element Self Mass” el programa automáticamente incluirá al peso propio de la estructura en el cálculo de la carga sísmica, adicionalmente se deberá agregar la carga correspondiente a las cargas permanentes (PP) para ser considerada dentro del cálculo, como se requiere en la Norma NEC 15.

3.2.2.10 Estimación de los periodos de Vibración T de la estructura según la NEC-SE-DS

La determinación de los modos de vibración T se determina mediante el procedimiento detallado en la norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), en la cual se detallan dos métodos de cálculo.

3.2.2.10.1 Método 1

$$T_1 = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = altura de entrepiso = 3.1 m

C_t y α = coeficientes que se determinan de acuerdo al tipo de la estructura.

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

Tabla 46. Coeficientes según el tipo de Estructura.

Fuente: Cuadro obtenido de la Norma NEC-SE-DS (pág. 62)

Por lo tanto, el periodo de vibración mediante el método 1 es:

$$T_1 = 0.072 * 6.2 \text{ m}^{0.8} = 0.310 \text{ seg.}$$

3.2.2.10.2 Método 2

El periodo de vibración calculado mediante el método 2, toma en cuenta las características estructurales y sus deformaciones por cargas laterales, siendo este método mucho más apropiado que el método 1. Además de esto la Norma indica que el valor del periodo de vibración en cada dirección principal puede ser determinado según la siguiente expresión:

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

Donde:

w_i =peso del piso

δ_i =deformación elástica horizontal del piso debido a las fuerzas laterales

f_i =carga lateral aplicada en el piso

Mediante los resultados de fuerzas laterales, deformaciones elásticas y peso de la estructura, obtenidos del programa ETABS, se procede a determinar los periodos de vibración para cada una de las direcciones principales de la estructura:

DIRECCION "X"										
PISO	H (m)	hi (m)	wi (tn)	di (m)	wi*di ²	Fx (Etabs) acum.	Fx (t)	fi*di	Ta	
2	3.10	6.20	46.41	0.00585	0.0016	9.972	9.972	0.058	0.330	
1	3.10	3.10	65.50	0.00284	0.0005	17.009	7.037	0.020	0.330	
					$\sum wi*di^2$	0.0021			$\sum fi*di$	0.078

DIRECCION "Y"										
PISO	H (m)	hi (m)	wi (tn)	di	wi*di ²	Fx (Etabs) acum.	Fx (t)	fi*di	Ta	
2	3.10	6.20	46.41	0.00847	0.0033	9.972	9.972	0.084	0.392	
1	3.10	3.10	65.50	0.00368	0.0009	17.009	7.037	0.026	0.392	
					$\sum wi*di^2$	0.0042			$\sum fi*di$	0.110

Tabla 47. Periodos de Vibración de la Estructura de Acero

Según la NEC 2015, el valor determinado mediante el Método 2 no puede exceder en un 30% al valor calculado mediante el Método 1.

$$T_{m\acute{a}x.} = 1.3 * T_1$$

$$T_{m\acute{a}x.} = 1.3 * 0.310 \text{ seg.} = 0.403 \text{ seg.}$$

$$0.403 \text{ seg.} > 0.392 \text{ seg.} \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.2.11 Asignación del Sismo de diseño

Para el ingreso correcto de las fuerzas sísmicas en el programa, será necesario determinar el coeficiente del cortante basal, el cual será multiplicado automáticamente por el peso de la estructura, obteniendo de esta manera el corte basal. La norma Ecuatoriana de la Construcción permite diseñar estructuras tomando en cuenta las fuerzas laterales estáticas o mediante un análisis dinámico utilizando el espectro de diseño.

3.2.2.11.1 Método Estático

El cortante basal V , será aplicado en cada nivel de la estructura en una dirección específica, generalmente se concentra en los niveles donde existe mayor concentración de masa. Se determina de la siguiente manera:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_e * \phi_p} * W$$

Donde “ I ” es el factor de importancia de la estructura,” $S_{a(T_a)}$ ”, es la aceleración espectral respecto al periodo de vibración de la estructura, “ R ” es el factor de reducción de carga sísmica, y los factores ϕ_p y ϕ_e , son los coeficientes de irregularidad en planta y elevación respectivamente.

Se considera que la estructura se construirá en la ciudad de Riobamba, la clasificación del suelo es tipo “D”, el tipo de ocupación es para viviendas y está conformada por pórticos resistentes a momento con elementos de acero estructural soldado.

A continuación, se definen los parámetros que influyen en la determinación del cortante basal, en base a la configuración estructural, ubicación, y tipo de suelo de nuestra edificación.

- En base a la Tabla 6, Sección 4.1. de la NEC-SE-DS, el factor de importancia I , de nuestra estructura, no se considera dentro de las categorías esenciales o especiales, por lo que se le asigna un valor de 1.0.
- $S_{a(T_a)}$ se define en base a la Sección 3.3.1. de NEC-SE-DS, el cual se define en base a los periodos de vibración de la estructura determinados anteriormente.
- El factor de reducción de carga sísmica R se determina utilizando la Tabla 15, Sección 6.3.4. de la NEC-SE-DS, la cual especifica que, para sistemas estructurales dúctiles, con pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado con vigas descolgadas, considera un factor igual a 8.

- Los coeficientes de irregularidad en planta y elevación se registrarán a lo expuesto en las Tablas 12 y Tabla 13 de la NEC-SE-DS, en base a estas se determina que ambos factores les corresponde un valor igual a 1.0, ya que la estructura es regular.

A continuación, se adjunta una hoja de cálculo en la que se presenta la determinación del cortante basal de diseño para la estructura en análisis:

Tabla 48. Determinación del coeficiente del cortante Basal

1. METODO ESTATICO			
		Elaborado por:	Pablo Estrada y Esteban Carpio
1. DATOS INICIALES:			
ALTURA TOTAL DE LA ESTRUCTURAR:	6.20	m	
2. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO			
Región:	Sierra, Esmeraldas		
Seleccione la Provincia:	CHIMBORAZO		
Seleccione la Población:	SAN LUIS		
FACTOR Z:	0.40		
ZONA SÍSMICA:	V		
PELIGRO SÍSMICO:	Alta		
VALOR DE n:	2.48		
PERFIL DEL SUELO:	D		
VALOR DE r:	1		
3. DETERMINACION DE Fa, Fd y Fs			
Fa	1.20		
Fd	1.19		
Fs	1.28		
3. CALCULO DE To y Tc			
Período Límite en T = To =	0.127 S		
Período Límite en T = Tc =	0.698 S		
Período Límite en T = TL=	2.856 S		
4. ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (Sección.6.3.3)			
$T1 = Ct * hn^\alpha$	Período Teórico Metodo 1		
$T2 = 1.3 * T1$	Período Teórico Metodo 1 Mayorado (Limite Máx. Norma)		
Ct	0.072		
α	0.80		
hn	6.20		
T1 =	0.310	S	
T2 =	0.403	S	
Período fundamental direccion X (Ta)	0.330	S	
Período fundamental direccion Y (Ta)	0.392	S	
		Obtenido de la modelación estructural.	
		Obtenido de la modelación estructural.	

5. COEFICIENTES DE CONFIGURACION EN PLANTA Y ELEVACION													
ϕ_{pE}	1.0												
ϕ_{E0}	1.0												
6. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA													
I	1												
7. FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA SISMICA													
R	8												
8. CORTANTE BASAL													
$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Valores de T (s)</th> <th>k</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≤ 0.5</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>$0.5 < T \leq 2.5$</td> <td>$0.75 + 0.50 T$</td> </tr> <tr> <td>> 2.5</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>		Valores de T (s)	k	≤ 0.5	1	$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$	> 2.5	2				
Valores de T (s)	k												
≤ 0.5	1												
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$												
> 2.5	2												
Aceleración en T=0 (Sa)	0.480 g												
Aceleración en T=To (Sao)	1.190 g												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DIRECCION X:</th> <th colspan="2">DIRECCION Y:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Cortante Basal:</td> <td>0.149 W</td> <td>Cortante Basal:</td> <td>0.149 W</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente k:</td> <td>1.000 s.u.</td> <td>Coefficiente k:</td> <td>1.000 s.u.</td> </tr> </tbody> </table>		DIRECCION X:		DIRECCION Y:		Cortante Basal:	0.149 W	Cortante Basal:	0.149 W	Coefficiente k:	1.000 s.u.	Coefficiente k:	1.000 s.u.
DIRECCION X:		DIRECCION Y:											
Cortante Basal:	0.149 W	Cortante Basal:	0.149 W										
Coefficiente k:	1.000 s.u.	Coefficiente k:	1.000 s.u.										

Mediante la ayuda de la hoja en Excel se determinó un valor de coeficiente del cortante basal y el espectro de diseño elástico de respuesta a ser utilizado en la estructura en análisis que se presenta a continuación:

$$V = 0.149 * W$$

$$V_x = 0.149 * 114.32 \text{ tn} = 17.01 \text{ tn}$$

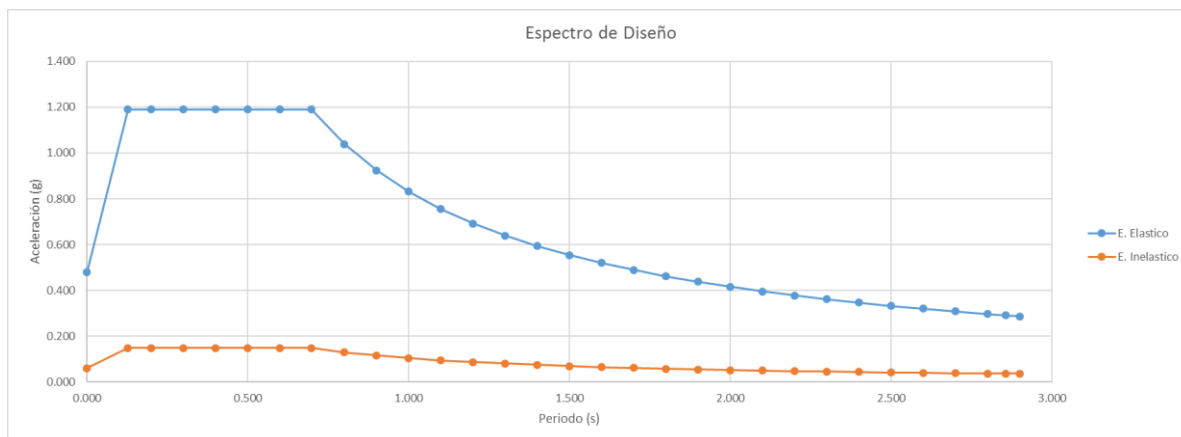
$$V_y = 0.149 * 114.32 \text{ tn} = 17.01 \text{ tn}$$

3.2.2.11.2 Fuerzas Laterales

La fuerza lateral que será aplicada en cada piso se determina mediante la siguiente expresión ubicada en la sección 6.35.5 de la NEC-SE-DS:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Ilustración 65. Espectro de Diseño Estructura de Acero



Donde la distribución de las fuerzas laterales se ve afectada por un exponente “k”, que en este caso se obtiene un valor de 1.00, lo que quiere decir que la distribución de dichas cargas es prácticamente lineal.

Además, se realizará una corrección de valores del cortante basal en el programa ETABS para las fuerzas horizontales de cada piso de tal manera que estos coincidan con los calculados utilizando la Norma mediante una hoja de cálculo la cual se puede encontrar en ANEXOS.

En el cuadro a continuación se presentan las fuerzas cortantes por nivel:

Fuerzas Cortantes por Nivel (tn)		
PISO	Dirección X	Dirección Y
2	9.972	9.972
1	7.037	7.037

Tabla 49. Fuerzas Cortantes por Nivel

3.2.2.11.3 Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral, o método dinámico, utiliza un espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones, el cual se construye en base a las curvas de peligro sísmico de la NEC-SE-DS. El espectro de respuesta se expresa en función de la aceleración espectral (S_a), la cual está

normalizada con respecto a la gravedad, y se elabora en base al factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo, y de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s , además de esto se debe asegurar que el espectro tenga un amortiguamiento respecto al crítico de un 5.0%.

De acuerdo a la norma NEC-SE-DS, en su sección 6.2.2, la aplicación del análisis modal espectral, deberá realizarse de manera obligatoria, junto con el análisis estático para todo tipo de estructuras exceptuando las regulares. En el caso de nuestra edificación, su configuración estructural es regular, por lo que la norma permite realizar únicamente el método estático.

3.2.2.12 Análisis de los Modos de Vibración

El análisis de los modos de vibración es otro parámetro importante para verificar las características y propiedades de la estructura. La edificación tiene n grados de libertad, sin embargo, se considera que cada piso que conforma la estructura se comporta como un solo cuerpo monolítico, de manera que se obtienen 3 modos de vibración, una traslación en dirección Y , una traslación en dirección X y una rotacional alrededor del eje Z .

A continuación, se realiza el análisis de los modos de vibración en las direcciones principales de la estructura mediante el ETABS:

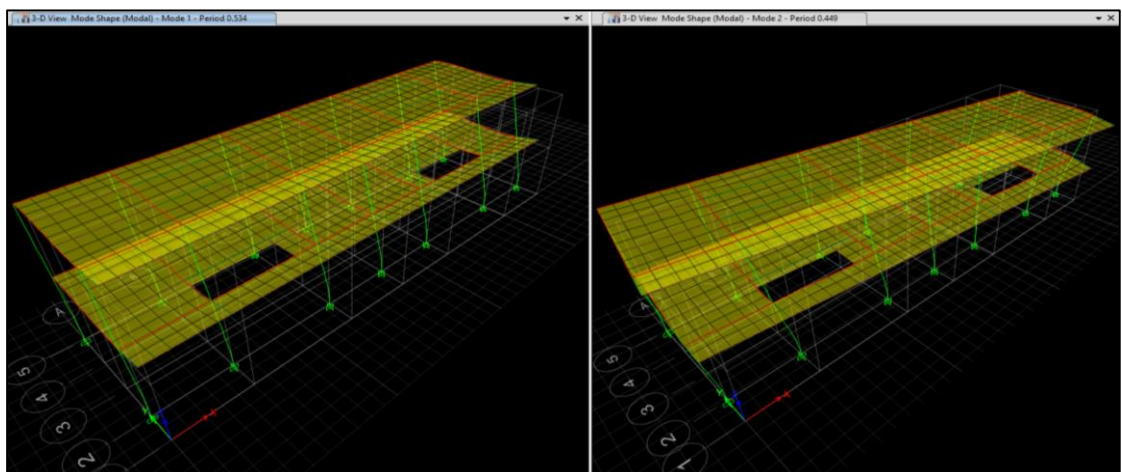


Ilustración 66. Periodo de vibración de la estructura con columnas de 200x200x12mm

Al momento de analizar los valores de periodo de vibración $T_a(x) = 0.534$ seg. y $T_a(y) = 0.449$ seg., se observa que exceden el valor máximo, lo que significa que nuestra estructura es muy flexible y puede llegar a presentar derivas excesivas, por lo cual es recomendable rigidizar a la estructura con el fin de cumplir el requerimiento de la NEC 15. Se tomará una columna de acero de 250x250x15 de acero estructural ASTM A36 y se realizará el análisis con la nueva sección propuesta.

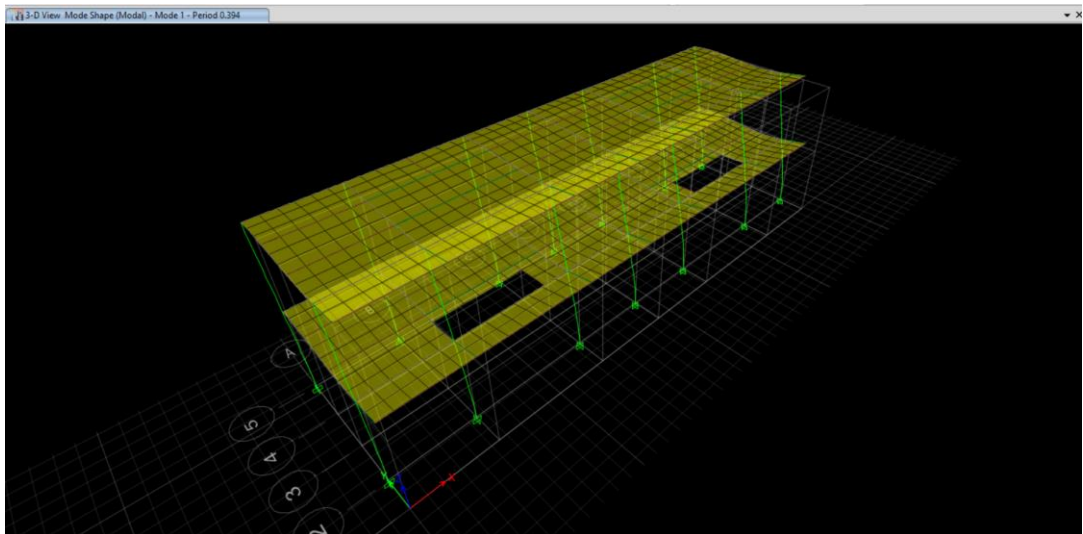


Ilustración 67. Primer Modo de vibración – Traslacional en dirección “Y”

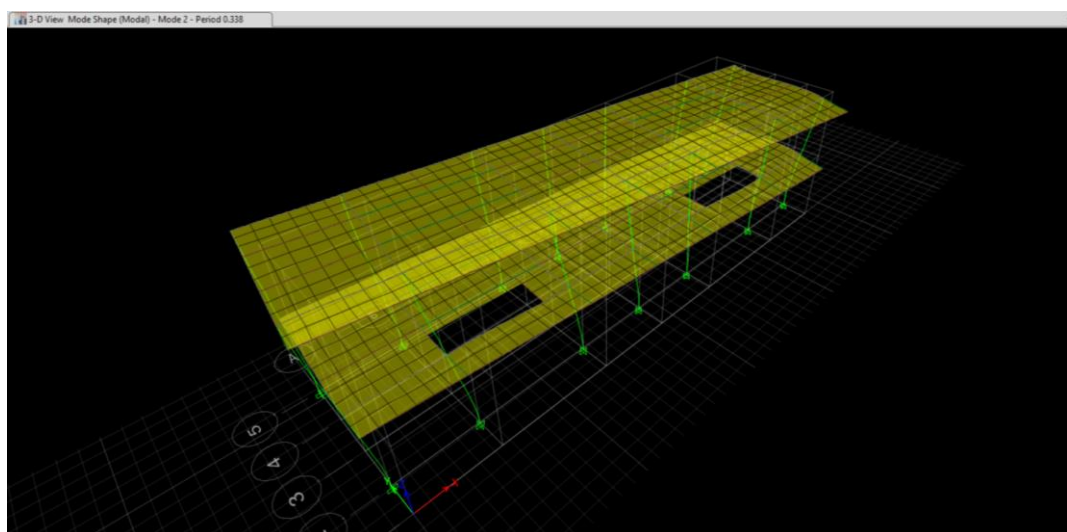


Ilustración 68. Segundo Modo de vibración – Rotacional alrededor del eje “Z”.

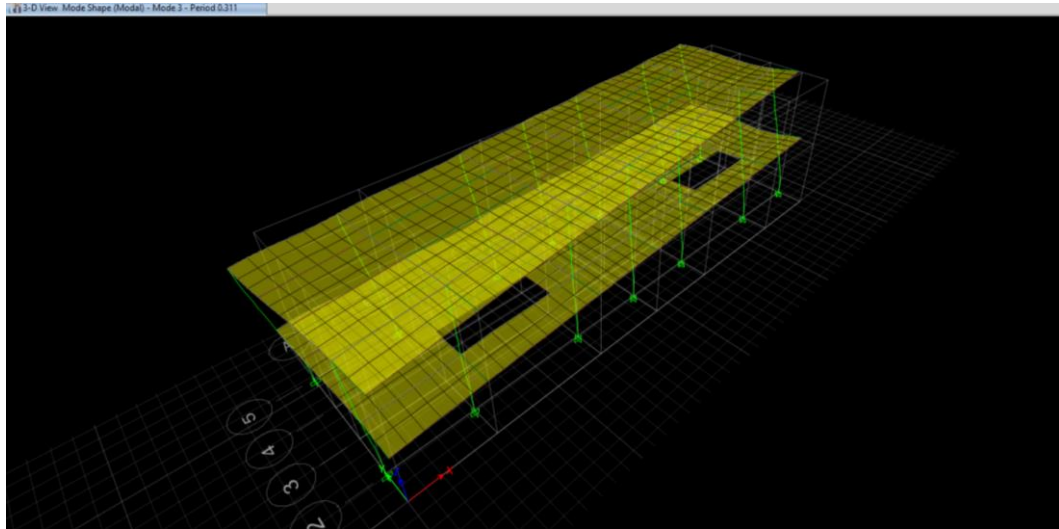


Ilustración 69. Tercer Modo de vibración – Traslacional en dirección “X”

Como se puede observar en las figuras de los modos de vibración de la estructura, el periodo de vibración $T_a(y) = 0.394$ seg. y $T_a(z) = 0.338$ seg. son menores que el valor máximo de 0.403 seg. por lo que se puede decir que la estructura cumple con los requerimientos de la NEC 15.

3.2.2.13 Porcentaje de Participación de Masa

La Norma NEC-SE-DS dispone que para el análisis espectral se deben considerar todos los modos de vibración que contribuyan de manera significativa a la respuesta total de la estructura, se requiere que los modos de vibración involucrados presenten una masa modal acumulada de por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, en las direcciones principales de la estructura.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.394	0.000	0.850	0.000	0.000	0.850	0.000
Modal	2	0.338	0.402	0.000	0.467	0.402	0.850	0.467
Modal	3	0.311	0.483	0.000	0.388	0.885	0.850	0.855
Modal	4	0.114	0.000	0.150	0.000	0.885	1.000	0.855
Modal	5	0.107	0.103	0.000	0.016	0.988	1.000	0.871
Modal	6	0.096	0.012	0.000	0.129	1.000	1.000	1.000

CASO	DIRECCIÓN	%PPM
Modal	UX	100
	UY	100
	RZ	100

Tabla 50. Porcentaje de Participación en masa

Para la edificación en estudio el número de grados de libertad es de 6, que deberán ser analizados y por último verificar si cumple con los requisitos del porcentaje de participación de masa que exige la NEC.

El cuadro anterior muestra a UX, UY y RZ, que son los coeficientes de participación de masa de cada caso modal, en cada dirección de análisis. Como se puede ver el primer modo de vibración ocurre principalmente en el eje Y con una participación de masa del 85% con periodo de 0.394 seg, el segundo modo de vibración ocurre principalmente en el eje Z, con una con una participación de masa de 46.7% y un periodo de 0.338 seg, finalmente en el tercer modo de vibración se observar una mayor participación en el eje X, con un porcentaje de 48.3% y un periodo de vibración igual a 0.311 seg.

De igual manera se puede observar que el porcentaje de participación de masa en el último modo de vibración es del 100% para las direcciones UX, UY, y RZ.

3.2.2.14 Criterio de viga reducida

La edificación por estar en una zona de alta sismicidad será necesario la utilización de pórticos resistentes a momentos, los cuales deben cumplir unos requisitos, entre los cuales está el criterio de viga reducida.

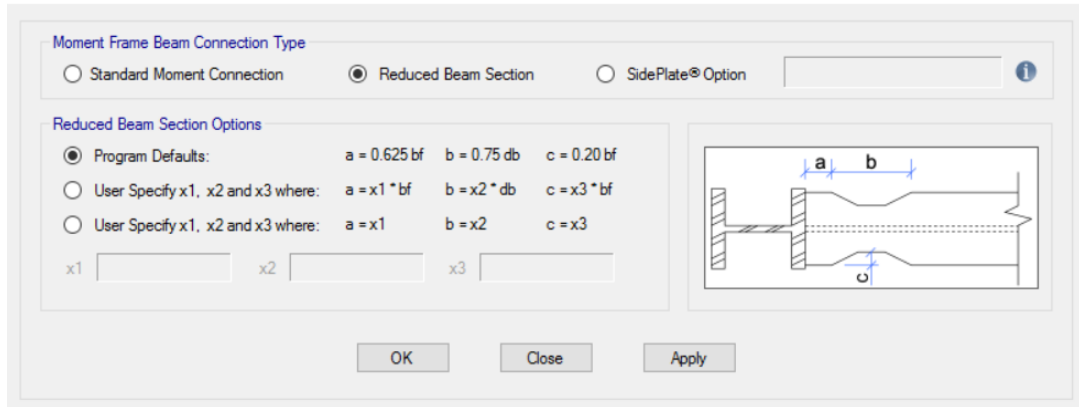


Ilustración 70. Criterio de viga reducida

Esto se cumple reduciendo la sección en la viga principal, de manera que la falla ante un evento sísmico se presente en esa zona, evitando que se originen daños en las columnas. El programa ETABS, tiene esta opción muy útil para definir la sección reducida mediante valores en función al porcentaje de la dimensión real de la viga principal. En base a este criterio se escogen todas las vigas principales como se observa en la figura siguiente.

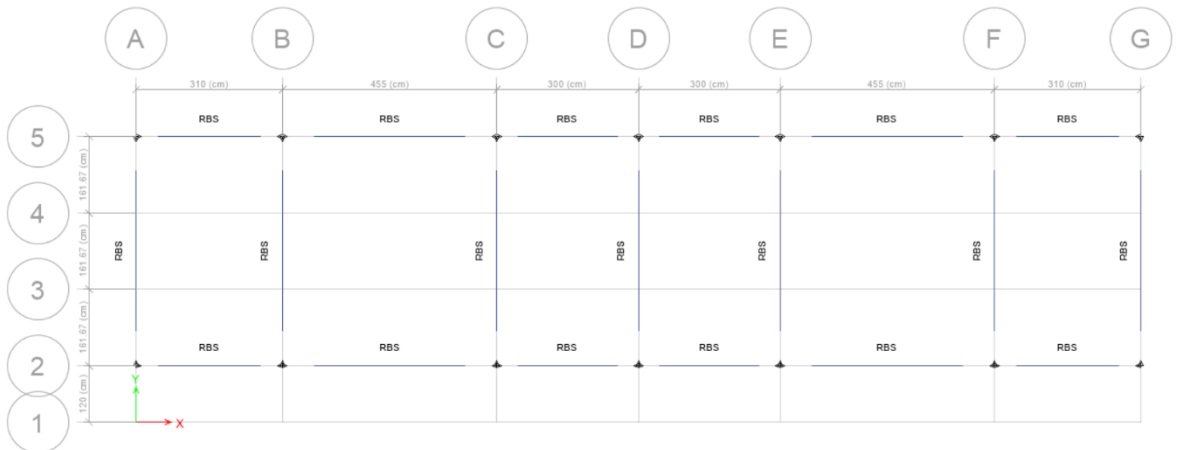


Ilustración 71. Ubicación de vigas reducidas

3.2.3 Análisis Estructural

La edificación será construida en la ciudad de Riobamba, y según la NEC de peligro sísmico, clasifica a esta zona como altamente sísmica por lo que se debe tomar todas las precauciones para que la estructura se comporte de manera adecuada ante un evento sísmico. Por tal motivo se tendrá en cuenta la implementación de pórticos especiales resistentes a momento que estarán ubicados tanto en parte exterior e interior de la estructura, para asegurar que se disipe la energía proveniente del sismo sin afectar su estabilidad.

Al momento de ingresar las secciones y los estados de carga, se realiza un proceso iterativo, para seleccionar las secciones definitivas que deberán cumplir requisitos de resistencia y otros más exigidos por la NEC-SE-AC, como es el chequeo de que las secciones sean sísmicamente compactas y además cumplir con requerimientos de deriva máxima de piso.

3.2.3.1 Revisión de Deformaciones Horizontales

Una vez ingresadas las secciones predefinidas se procede a evaluar las derivas máximas en base a un valor máximo permisible de 0.02 según la NEC-2015, que además establece la siguiente expresión:

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

Donde:

Δ_M : respuesta máxima inelástica

Δ_E : derivas de piso de la edificación en estudio.

R : factor de reducción de carga sísmica = 6

Este procedimiento se lo realiza mediante una hoja de Excel, donde se introduce los resultados de los desplazamientos " Δ_E " que son calculados automáticamente por el programa, tomando en cuenta las cargas laterales en las dos direcciones "EX" y "EY". El procedimiento para la determinación

de la deriva entre el piso 1 y piso 2, se lo realiza mediante la siguiente expresión, considerando que la altura del entrepiso es de 3.10 metros:

$$\Delta_E = \frac{q_{piso2} - q_{piso1}}{h_{entrepiso}}$$

Donde:

q_{piso2} : deriva elástica máxima del piso 2 (ETABS)

q_{piso1} : deriva elástica máxima del piso 1 (ETABS)

$h_{entrepiso}$: altura del entrepiso

DERIVAS DE PISO "EX"					
PISO	Carga	UX	ΔE	ΔM	Chequeo
		mm	s.u	s.u	
Piso 2	EX	7.154	0.0014	0.0085	Cumple
Piso 1	EX	2.771	0.0009	0.0054	Cumple
Base	EX	0	0.0000	0.0000	Cumple
DERIVAS DE PISO "EY"					
PISO	Carga	UY	ΔE	ΔM	Chequeo
		mm	s.u	s.u	
Piso 2	EY	10.04	0.0018	0.0109	Cumple
Piso 1	EY	4.389	0.0014	0.0085	Cumple
Base	EY	0	0.0000	0.0000	Cumple

Tabla 51. Derivas elásticas de piso

3.2.3.2 Revisión de Desplazamientos Verticales

Además de los desplazamientos laterales de la estructura, también se deberá chequear cuidadosamente los desplazamientos verticales en los volados que son propensos a sufrir excesivas deflexiones cuando se trata de elementos estructurales de acero.



Ilustración 72. Máximo desplazamiento vertical en volado bajo carga viva

Se observa una máxima deflexión de 0.873 mm bajo la carga viva de servicio, siendo el límite permisible para volados en estructuras metálicas la siguiente expresión:

$$\delta_{max} = \frac{L}{240} \quad (AISC 360 - 10)$$

$$\delta_{max} = \frac{1200}{240} = 5 \text{ mm}$$

$$\delta_{calc.} = 0.873 \text{ mm} < 5 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

El AISC 360-10, especifica que se debe también analizar las deflexiones verticales por carga viva de servicio en los demás elementos estructurales, para lo cual se analiza la mayor deformación que se muestra en el modelo.

Se utiliza la siguiente expresión para determinar la máxima deformación vertical por carga viva de un elemento ubicado en el Eje 4.

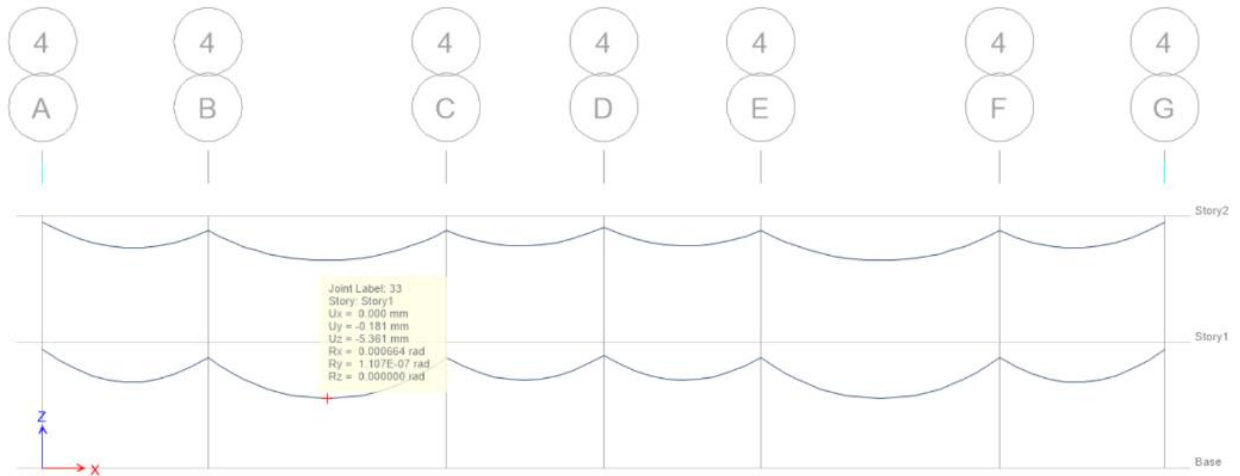


Ilustración 73. Máximo desplazamiento vertical bajo carga viva

$$\delta_{max.} = \frac{L}{360} \text{ (AISC 360 - 10)}$$

$$\delta_{max.} = \frac{4550}{360} = 12.64 \text{ mm}$$

$$\delta_{calc.} = 5.361 \text{ mm} < 12.64 \text{ mm } \mathbf{OK!}$$

3.2.3.3 Control de Irregularidad Torsional (Giro en Planta)

Uno de los requisitos que exige la NEC-2015, es el control de la irregularidad torsional que es medida a través de la siguiente expresión:

$$\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

Donde Δ corresponde al desplazamiento relativo máximo que existe entre pisos sucesivos.

PISO	CARGA	DEZPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LAS ESQUINAS (mm)		MÁX. DESPLAZAMIENTO (mm)	DESPLAZAMIENTO PROMEDIO (mm)	RELACIÓN (s.u.)
2	EX	5.694	5.509	5.694	5.602	1.02
1	EX	2.771	2.691	2.771	2.731	1.01
2	EY	10.040	6.992	10.040	8.516	1.18
1	EY	4.389	3.038	4.389	3.714	1.18

Tabla 52. Cálculo de irregularidad torsional de la estructura de acero

Como se puede ver al analizar el cuadro en el caso de la carga EY la relación entre máximo desplazamiento y desplazamiento promedio se encuentran en el máximo recomendado por la norma, pero no lo excede por lo que se considera el coeficiente de irregularidad en planta igual a 1.0.

3.2.3.4 Control de la Frecuencia Natural de Vibración del sistema de piso

Según el código AISC-CISC para el control de vibraciones en sistemas de piso por actividad humana, establece que para sistemas tradicionales con deflexiones máximas por cargas vivas de servicio a L/360, la frecuencia natural permisible se encuentra en un rango de 3 Hz a 8 Hz, considerando que las vibraciones generadas no afectaran el confort de los habitantes de la edificación y además asegurando que la estructura no entre en resonancia.

Para el cálculo de la frecuencia natural de vibración se tomará en cuenta la siguiente ecuación especificada en el código AISC-CISC:

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

Donde:

f = frecuencia natural, Hz

g = aceleración de la gravedad = 981 cm/s²

Δ = deflexión máxima debido a la sobrecarga. Este valor se lo obtiene mediante el programa ETABS, el cual es igual a 1.828 cm.

$$f = 0.18 \sqrt{\frac{981}{1.828}} = 4.16 \text{ Hz}$$

Se obtiene un valor de frecuencia natural de vibración igual a 4.16 Hz, el cual es un valor aceptable que se encuentra dentro de los límites permitidos por el código AISC-CISC, en los cuales se considera que las vibraciones en el sistema de piso no serán perceptibles.

3.2.4 Presentación del Diseño para los Elementos Estructurales

Posteriormente se inicia la selección de las secciones definitivas para edificación mediante un proceso iterativo aumentado los espesores de los perfiles propuestos en el pre diseño Y revisando que dichas secciones tengan la capacidad necesaria para soportar las solicitaciones impuestas en el modelo, cumpliendo los requisitos especificados por la NEC-2015. Una vez obtenidas las secciones definitivas, se realizará las comprobaciones de las capacidades, verificando de esta manera los resultados obtenidos mediante el programa ETABS. Para la comprobación se tomará en cuenta los elementos más cargados y se lo hará en base al AISC 360-10 y además se verificará si las secciones son sísmicamente compactas mediante la norma AISC 341-10.

3.2.4.1 Comprobación de Columnas

Se realizará el chequeo por capacidad de las columnas, para lo cual se tomará en cuenta la columna más cargada correspondiente al piso 1 y el eje 2-C, siendo todas las columnas de la misma sección.

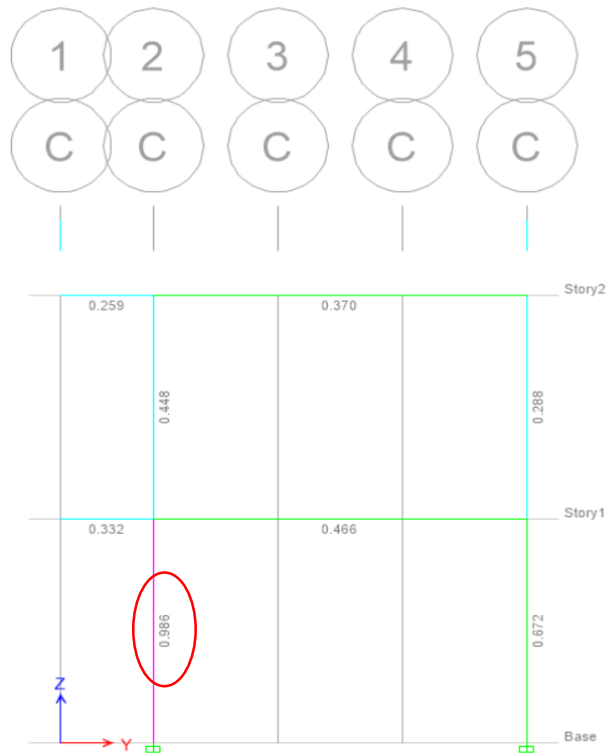


Ilustración 74. Capacidad de columna más cargada.

Fuente: ETABS 2015

Mediante el programa se obtiene la siguiente sollicitación:

$$Pu = 303.06 \text{ tn}$$

De acuerdo con el código AISC 341-10, se deberá comprobar que los elementos diseñados como miembros de alta ductilidad sean sísmicamente compactos, para lo cual se chequea que las columnas tengan una adecuada

relación ancho espesor correspondiente para una columna cuadrada HSS en base a la Tabla D1.1 del código.

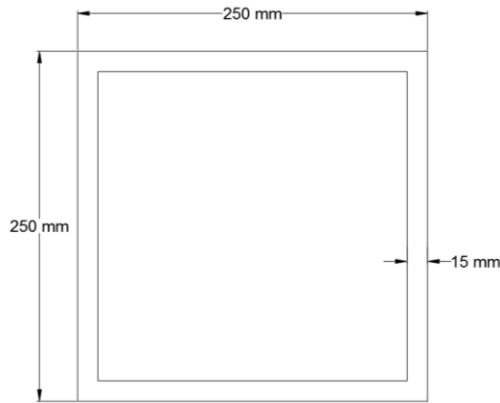


Ilustración 75. Sección de columna definitiva

$$\lambda_{hd} = 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 0.55 \sqrt{\frac{2043185.9}{2536.37}} = 15.61$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{220}{15} \leq 15.61$$

$$14.67 \leq 15.61 \text{ OK!}$$

Se procede a calcular el momento nominal de acuerdo a la sección F7 del código AISC-10, obteniendo el valor del módulo plástico mediante el programa. La norma exige que se evalúe en los dos sentidos, sin embargo, como es una sección cuadrada, los valores de momento nominal serán las mismas.

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 0.9 * Fy * Z = 0.9 * 2536.37 \frac{kg}{cm^2} * 1244.3 cm^3$$

$$\phi M_{nx} = 28.404 tn.m$$

De acuerdo a la sección E2 del código AISC-10, se puede evaluar el valor de factor de longitud efectiva K. Este procedimiento se lo hará en base a la sección 2b del capítulo C, en la cual se especifica el valor de k dependiendo de las siguientes expresiones:

$$i) \alpha P_r \leq 0.5 P_y$$

$$k = 1$$

$$ii) \alpha P_r > 0.5 P_y$$

$$k = 4 \left(\frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left[1 - \left(\frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \right]$$

Donde:

$$\alpha = 1 (LRFD)$$

Pr = resistencia compresión requerida

Py = A*Fy = resistencia ultima de la sección

$$\alpha P_r > 0.5 P_y$$

$$1 * 303.06 > 0.5 * 2.536 tn/cm^2 * 141 cm^2$$

$$303.06 tn \leq 178.81 tn$$

Por lo tanto, el valor de k será definido de la siguiente manera:

$$k = 4 \left(\frac{1 * 303.06 tn}{2.536 tn/cm^2 * 141 cm^2} \right) \left[1 - \left(\frac{1 * 303.06 tn}{2.536 tn/cm^2 * 141 cm^2} \right) \right]$$

$$k = 0.517$$

Una vez obtenido el valor de K, se procede a calcular la relación KL/r, donde el valor r correspondiente al radio de giro se lo obtiene directamente del programa. El AISC exige que se evalué la relación KL/r en ambos sentidos, pero como la sección es cuadrada solo será necesario verificar en un solo sentido.

$$K_x L = K_y L = 160.27 \text{ cm}$$

$$r_x = r_y = 9.613 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = 16.67$$

De acuerdo a la sección E3 del código del AISC se tiene:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$16.67 \leq 133.68$$

Por lo tanto, se utiliza la siguiente expresión:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000 \text{ ksi}}{16.67^2} = 1029.97 \text{ ksi}$$

$$F_{CR} = \left[0.658 \frac{36}{1029.97}\right] * 36 \text{ ksi} = 35.47 \text{ ksi} = 2.493 \text{ tn/cm}^2$$

Calculado el valor de F_{CR} se determina la siguiente expresión, para seleccionar la ecuación adecuada de la sección H establecido por el código AISC-10.

$$\frac{Pr}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{303.06 \text{ tn}}{0.9 * 2.493 * 141} \geq 0.2$$

$$0.957 \geq 0.2$$

Si la relación es mayor a 0.2, por lo tanto, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.957 \leq 1.0$$

Finalmente se compara el valor obtenido manualmente con el del programa, observándose que sus valores son similares.

Stress Check forces and Moments						
Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-cm)	M _{u22} (tonf-cm)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-cm)
0	-303.0649	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.919	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.919	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{tb}	K _{tb}	C _b
0.919	1.734	2.159

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.986 =	0.986 + 0 + 0

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
303.0649	307.3122	321.8654

Moments and Capacities			
	M _u Moment (tonf-cm)	φM _n Capacity (tonf-cm)	φM _n No L _{TBD} (tonf-cm)
Major Bending	0	2840.291	2840.291
Minor Bending	0	2840.291	

Ilustración 76. Resultados de la columna más cargada de sección COL 250x250x15.

3.2.4.2 Comprobación de Vigas Principales

Se realizará el chequeo por capacidad de las vigas, para lo cual se tomará en cuenta la más cargada correspondiente al piso 1 y entre el eje 2-C y 5-C, siendo todas las vigas principales de la misma sección.

3.2.4.2.1 Control del pandeo lateral torsional

En base al resultado del programa, se observa a primera vista que las vigas de pórtico en el sentido X, no cumple con el requisito de longitud máxima sin arriostamiento lateral para pórticos resistentes a momento que especifica el código AISC 341-10 en la sección D1.1.

$$L = 0.086 * r_y * \frac{E}{f_y}$$

$$L = 0.086 * 5.195 * \frac{2043185.9}{2536.37} = 359.9 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de viga} = 4.55 \text{ m}$$

A partir de este valor, se propone colocar unas vigas secundarias de 1.62 metros de longitud no arriostrada con la finalidad de que actúen como arriostamiento lateral para las vigas de pórtico que presenten este problema.

Viga	Piso	EJE	Es	Fy	ry	L	Nr. Arriostr. Lateral	Lb	Limite	L < 0.086*ry*E/fy
			kg/cm2	kg/cm2	cm	cm		cm	cm	
1	1	2-B a 2-C	2043185.9	2536.37	5.195	455	1	352	359.9	CUMPLE
2	1	5-B a 5-C	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE
3	1	2-E a 2-F	2043185.9	2536.37	5.195	455	1	352	359.9	CUMPLE
4	1	5-E a 5-F	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE
5	2	2-B a 2-C	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE
6	2	5-B a 5-C	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE
7	2	2-E a 2-F	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE
8	2	5-E a 5-F	2043185.9	2536.37	3.682	455	1	227.5	255.1	CUMPLE

Tabla 53. Control del pandeo lateral torsional en vigas de pórtico

En el siguiente grafico se puede observar las vigas impuestas para el diseño:

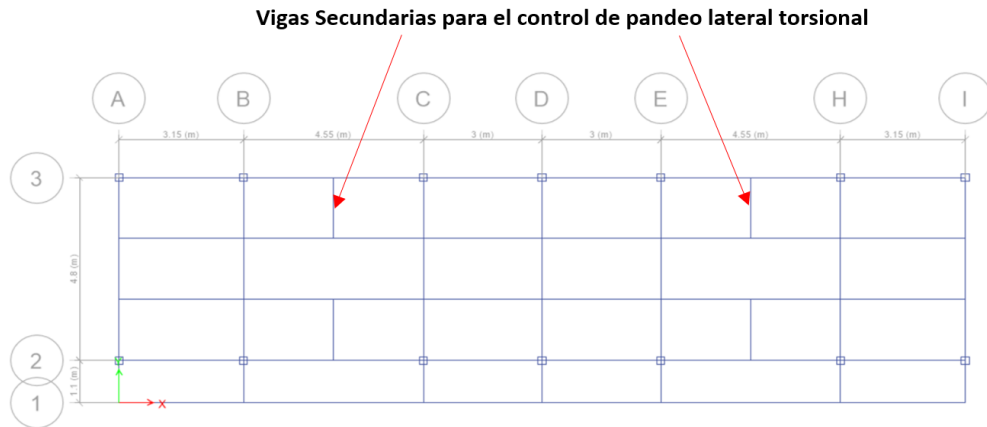


Ilustración 77. Ubicación de vigas para el control de pandeo lateral torsional

3.2.4.2.2 Comprobación de Resistencia

De acuerdo al código AISC 341-10, las vigas principales deberán ser sísmicamente compactas por lo que se realizara un chequeo de las relaciones ancho espesor para el alma y alas en secciones tipo I que están trabajando a flexión.

Para las alas:

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.51$$

Para el alma:

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69.54$$

PROPIEDADES DE LAS VIGAS PRINCIPALES DEFINITIVAS							SECCIONES SÍSMICAMENTE COMPACTAS					
Perfil	Área	d	tw	bf	tf	Zx	ALAS			ALMA		
	cm ²	cm	cm	cm	cm	cm ³	b/t	límite	cumple	h/tw	límite	cumple
VIGP 250X200X12X5	59.3	28	0.5	20	1.2	635	8.33	8.51	SI	51.20	69.54	SI

Tabla 54. Verificación de secciones sísmicamente compactas

A continuación, se realiza el chequeo para la comprobación de la resistencia de la viga principal, tomando en cuenta únicamente las más cargada. El programa provee los momentos últimos y propiedades de la viga que será analizada. Una vez que se haya verificado que las secciones sean sísmicamente compactas, se determina el valor del momento nominal según la sección F2 del código AISC-310, para secciones tipo I doblemente simétricas y compactas.

Se deberá primero chequear que la sección no tenga problemas de pandeo lateral torsional, para lo cual se utilizará la siguiente expresión para comprobar que no presente dichos efectos:

$$L_b \leq L_p$$

Donde:

L_b = distancia no arriostrada lateralmente = 162 cm

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

$$L_p = 1.76 * 5.195 * 28.38 = 259.48 \text{ cm}$$

$$L_p = 259.48 \text{ cm} > 162 \text{ cm} \text{ OK!}$$

Si cumple la especificación, no se aplica el pandeo lateral torsional, por lo tanto, el momento nominal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi M_{nx} = 0.9 F_y Z_x = 0.9 * 2536.37 \frac{kg}{cm^2} * Z_x$$

Se procede a determinar la relación entre la carga axial y la resistencia nominal a compresión, pero como se trata de una viga, la relación es igual a 0, debido a que no se presenta una carga axial que actúe sobre la viga en análisis. Entonces si la relación es menor a 0.2, el código AISC-10 en la sección H, propone la siguiente ecuación:

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Debido que se trata de una viga, solo será necesario realizar el chequeo del siguiente término:

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1.0$$

SECCIÓN	PISO	EJES	PROPIEDADES		SOLICITACIONES (ETABS)			CÁLCULO RESISTENCIA		
			Zx	Fy	Comb.	Pu	Muy	Mux	ΦMnx	Mu/ΦMnx
			cm ³	kg/cm ²		tn	tn.m	tn.m	tn.m	
VIGP 250X200X12X5	1	2-C a 5-C	635	2536.4	ENV-Y	0	0	6.641	14.495	0.458

Tabla 55. Comprobación de resistencias de vigas principales más cargadas

Finalmente se realiza la verificación y comprobación de los resultados determinados manualmente, con los obtenidos mediante el programa ETABS:

Stress Check forces and Moments						
Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-cm)	M _{u22} (tonf-cm)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-cm)
12.5	0	-664.058	0	-6.0117	0	2.554

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.948	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{tb}	K _{tb}	C _b
0.333	1	1.223

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_u / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.458 =	0 + 0.458 + 0

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
0	123.195	135.3661

Moments and Capacities			
	M _u Moment (tonf-cm)	φM _n Capacity (tonf-cm)	φM _n No L _{TBD} (tonf-cm)
Major Bending	664.058	1449.638	1449.638
Minor Bending	0	551.08	

Ilustración 78. Resultados de la viga más cargada de sección VIGP 250x200x12x5.

Fuente: ETABS 2015

3.2.4.2.3 Diseño a Corte

Se realizará el chequeo por cortante de las vigas principales más cargadas, mediante la sección G del código AISC 360-10, el cual presenta la siguiente expresión para determinar la resistencia a corte:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Donde:

$$A_w = \text{Área del alma} = h \times t_w = 25.6 \text{ cm} \times 0.5 \text{ cm} = 12.8 \text{ cm}^2$$

C_v = coeficiente de corte del alma, la cual se determina para perfiles armados con soldadura con las siguientes expresiones:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$C_v = 1.0$$

$$ii) 1.10 \sqrt{kv E/Fy} \leq \frac{h}{tw} \leq 1.37 \sqrt{kv E/Fy}$$

$$Cv = \frac{1.10 \sqrt{kv \frac{E}{Fy}}}{h/tw}$$

$$iii) \frac{h}{tw} > 1.37 \sqrt{kv E/Fy}$$

$$Cv = \frac{1.51E kv}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 Fy}$$

h = para secciones armadas, es la distancia libre entre las alas.

tw = espesor del alma

kv = coeficiente de pandeo por corte del alma, el cual se determina de la siguiente manera:

$$i) \text{ Para almas sin atiesadores y } \frac{h}{tw} \leq 260$$

$$kv = 5.0$$

$$\frac{25.6}{0.5} \leq 260$$

$$51.6 \leq 260$$

Por lo tanto, el coeficiente $Kv = 5$ y se luego se procede a determinar el coeficiente de corte del alma:

$$51.6 \leq 1.10 \sqrt{5 * \left(\frac{2043185.9}{2536.37}\right)}$$

$$46 \leq 69.81$$

$$Cv = 1.0$$

$$Vn = 0.6 * 2536.37 * 12.8 * 1 = 19479.32 \text{ kg}$$

$$\Phi Vn = 0.9 * 19479.32 \text{ kg} = 17531.39 \text{ kg} = 17.53 \text{ tn}$$

$$Vu = 6.01 \text{ tn (ETABS)}$$

$$\Phi Vn > Vu$$

No se necesita atiesadores

3.2.5 Diseño de las Conexiones

Para el diseño de las conexiones, se basa en el código AISC 360-10, para determinar el tipo de conexión adecuada de manera que cumpla con todas las especificaciones y sea capaz de soportar las solicitaciones impuestas en el modelo.

Para el diseño de la conexión de los pórticos especiales resistentes a momento, se deberá realizar una conexión rígida que soporte tanto los esfuerzos de corte y momentos. Mientras que, en la conexión de las vigas secundarias con las vigas principales, se necesitara que solo soporten solicitaciones de corte para lo cual se realizara una conexión que cumpla dichas características.

En la presente disertación se realizará un ejemplo del diseño de conexión de cada tipo, sin embargo, en los planos estructurales correspondientes a la casa de acero, se especificará con más detallamiento cada una de las conexiones de la edificación.

3.2.5.1 Diseño de la conexión Rígida Viga - Columna

Para el diseño de la conexión rígida se tomará en cuenta dos tipos de soldadura: penetración completa en las alas de manera que pueda resistir momento y soldadura de filete en el alma para resistir la fuerza cortante basadas en la norma AISC 360-10 en la sección J.

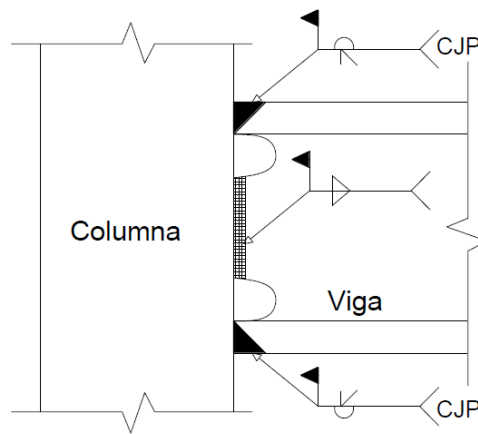


Ilustración 79. Conexión rígida viga-columna

Se diseña la conexión entre la viga 250x200x12x5 ubicada en el eje B y la columna 250x250x15 ubicada entre el eje 2-B, del piso 1.

3.2.5.1.1 Soldadura de Penetración Completa

Se definen las bases para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones de la Viga:** $d=250$ mm; $tw=5$ mm; $bf=200$ mm; $tf=12$ mm
- Dimensiones de la Columna:** $h=250$ mm; $b=250$ mm; $t=15$ mm
- Momento Ultimo:** 551205 kg.cm
- Resistencia a tracción ultima de la soldadura:** $F_{yw} = 60$ ksi
- Esfuerzo de fluencia del material base:** $F_{yBM} = 36$ ksi

Se procede a determinar la fuerza en los patines

$$P_{yf} = \frac{Mu}{d} = 22048.2 \text{ kg}$$

A continuación, se realiza el cálculo de la resistencia de la soldadura en los patines que permita soportar las solicitaciones impuestas de manera que el diseño de la conexión este controlado por la resistencia del material base.

Para la resistencia del metal de soldadura se determina mediante la siguiente ecuación:

$$R_{dw} = 0.9(0.6F_{yw})t_eL_w$$

Para la resistencia del metal base se determina mediante la siguiente expresión:

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w$$

Donde:

t_e = espesor del alma de la viga

L_w = ancho del patín de la viga

$$R_{dw} = 0.9 \left(0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} \right) * 0.5 * 20 = 22680 kg$$

$$R_{dBM} = 0.9 \left(0.6 * 2536.37 \frac{kg}{cm^2} \right) * 0.5 * 20 = 13696.4 kg$$

$$R_{dw} > R_{dBM} \quad \mathbf{OK!}$$

Mediante los resultados obtenidos se determina que la resistencia del metal de soldadura es mayor que la del material base, por lo que el diseño está controlado por la resistencia del material base.

Para este tipo de conexión donde se presentan fuerzas de tensión y compresión, usando electrodos compatibles, siempre el esfuerzo de fluencia del material base, se impondrá frente al resistencia a tracción ultima de la soldadura.

METAL BASE	METAL DE APORTE COMPATIBLE
A36, espesor ≤19mm	Electrodos E60 & E70
A36, espesor >19mm	SMAW: E7015, E7016
A913	Electrodos E80

Tabla 56. Metales de aporte compatible con el metal base.

Fuente: AISC 360-10, sección 3.7.3 de AWS D1.1

Por lo tanto, cuando se utiliza electrodos compatibles siempre rige la resistencia del material base. En este caso se utilizará electrodos E60 para la soldadura de penetración completa en los patines de la viga en análisis.

3.2.5.1.2 Soldadura de Filete

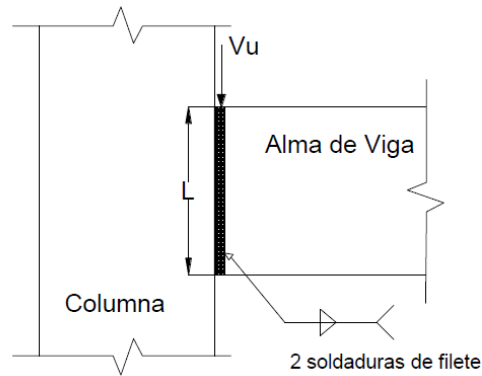


Ilustración 80. Detalle soldadura de filete

Se definen las bases para el cálculo de la soldadura:

- a) **Dimensiones de la Viga:** $d=250$ mm; $t_w=5$ mm; $b_f=200$ mm; $t_f=12$ mm
- b) **Dimensiones de la Columna:** $h=250$ mm; $b=250$ mm; $t=15$ mm
- c) **Fuerza cortante:** 5661 kg
- d) **Resistencia a tracción última de la soldadura:** $F_{Ex-x} = 60$ ksi

Se determina la fuerza cortante que actúa sobre la garganta de la soldadura con una longitud unitaria.

$$W_u = \frac{V_u}{2L}$$

Donde:

V_u = es la fuerza cortante que actúa sobre la conexión

L = longitud de la soldadura = $(h-40\text{mm}) = (226-40) = 186$ mm

$$W_u = \frac{5661 \text{ kg}}{2 * 18.6 \text{ cm}} = 152.18 \text{ kg/cm}$$

Entonces la resistencia al cortante por unidad de longitud de filete está dada por la siguiente expresión, con la cual se puede determinar el tamaño de la soldadura requerida:

$$Wd \geq Wu = W_{req.}$$

$$0.75(0.6F_{Ex-x})0.707w \geq \frac{Vu}{2L}$$

$$0.75 * \left(0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2}\right) * 0.707w \geq 152.18 kg/cm$$

$$w \geq 0.12 cm$$

$$w = 1.20 mm$$

Finalmente, mediante el cuadro de tamaños mínimos de la soldadura de filete, se escoge el tamaño correcto que exige la norma para el diseño de la conexión.

Tamaño Mínimo de la soldadura de filete	
Espesor de parte unida mas delgada	Tamaño mínimo de soldadura de filete
mm	mm
Hasta 6 inclusive	3
entre 6 y 13	5
entre 13 y 19	6
mayor que 19	8

Ilustración 81. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

Fuente: AISC 360-10, Tabla J2.4 de AWS D1.1

El espesor más delgado es del alma de la viga con un valor de $t_w=5mm$, por lo que se elige un tamaño de soldadura $w = 5 mm$, **Electrodo E60**.

A continuación, se determina la resistencia de diseño por cortante, cuyo valor será el menor entre la resistencia del material base y de la soldadura según la sección J2.4 del AISC 360-10:

Para el material base:

$$Rn = F_{nBM} * A_{BM}$$

Donde:

F_{nBM} = esfuerzo nominal del material base.

A_{BM} = área de la sección transversal del material base = $18.6 * 0.5 = 9.3$
 cm^2

$$F_{nBM} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 2536.37 \frac{kg}{cm^2} = 1521.8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 1521.8 \frac{kg}{cm^2} * 9.3 cm^2 = 14152.74 kg$$

Para material de soldadura

$$Rn = F_{nw} * A_{we}$$

Donde:

F_{nw} = esfuerzo nominal del material de soldadura.

A_{we} = área efectiva de la soldadura = $0.707 * 0.5 cm * 18.6 cm = 6.58 cm^2$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 2520 \frac{kg}{cm^2} * 6.58 cm^2 = 16569.25 kg$$

Por lo tanto, el menor es de $Rn = 14152.74 kg$, con el cual se compara con la fuerza cortante obtenida en el modelo:

$$\Phi Rn > Ru$$

$$0.75 * 14152.74 kg > 5612.6 kg$$

$$10614.55 kg > 5612.6 kg \quad \mathbf{Ok!}$$

3.2.5.2 Diseño de la conexión Viga Principal – Viga Secundaria

Para el diseño de la conexión viga principal-viga secundaria, se lo realiza mediante la conexión con un ángulo simple unido por medio de dos soldaduras identificadas como soldadura A ubicada en el alma de la viga principal y la soldadura B ubicada en el alma de la viga secundaria.

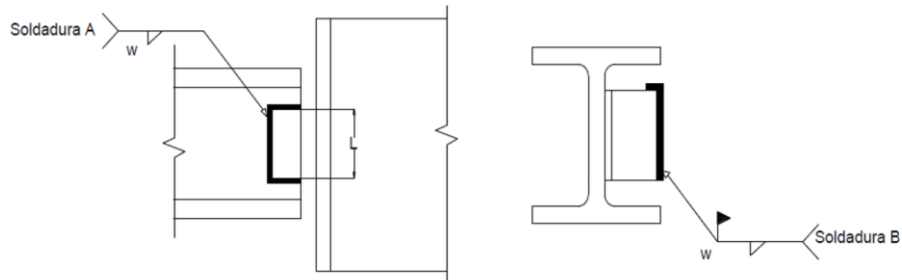


Ilustración 82. conexión Viga Principal – Viga Secundaria

Se diseña la conexión entre la viga principal 250x200x12x5 ubicada en el eje B y una viga secundaria 180x150x10x5 ubicados entre los ejes 4-B-C en el piso 1.

Se definen las bases para el cálculo:

- a) **Dimensiones de la Viga:** $d=250$ mm; $t_w=5$ mm; $bf=200$ mm; $tf=12$ mm
- b) **Dimensiones de la Viga secundaria:** $d=180$ mm; $t_w=5$ mm; $bf=150$ mm; $tf=10$ mm
- c) **Reacción de la viga secundaria:** 2726 kg
- d) **Resistencia a tracción ultima de la soldadura:** $F_{Ex-x} = 60$ ksi
- e) **Esfuerzo de fluencia material base:** $F_y = 36$ ksi

Se debe definir el recorte del patín, la holgura de borde y la longitud de recorte. Mediante el grafico se puede identificar lo que se quiere determinar:

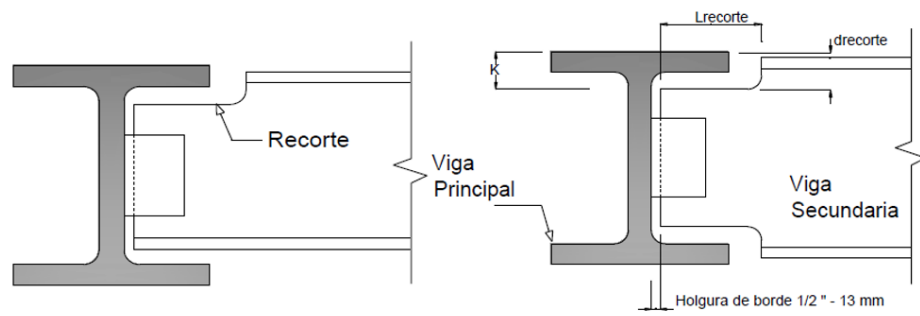


Ilustración 83. Detalle de recortes en viga secundaria

a) Holgura de borde:

$$h_{borde} = 13 \text{ mm (AISC 360 - 05)}$$

b) Recorte del patín

$$d_{recorte} = 20 \text{ mm (valor recomendado, AISC 360 - 05)}$$

c) Longitud de Recorte

$$L_{recorte} = \frac{1}{2}bf_g - \frac{1}{2}tw_g - 13\text{mm} + (\text{de } 13 \text{ a } 20)\text{mm}$$

Donde:

bf_g = ancho del patin de la viga principal

tw_g = espesor del alma de la viga principal

$$L_{recorte} = \frac{1}{2} * 200\text{mm} - \frac{1}{2} * 5\text{mm} - 13\text{mm} + (\text{de } 13 \text{ a } 20)\text{mm}$$

$$L_{recorte} = 100\text{mm}$$

Para determinar las dimensiones de los ángulos se toma en cuenta la longitud máxima especificada por la el AISC 360-05, que es igual a 77.4 mm y se escoge un ángulo que cumple con dicha especificación y sea capaz de soportar las solicitaciones. Para este caso se elige un ángulo **AL50X5 de acero estructural ASTM A36**, con las siguientes dimensiones: a=50mm y e=5 mm y se verifica que cumpla con la resistencia a cortante mediante el AISC 360-10 en la sección G4.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Donde:

$$A_w = \text{Área del alma} = b \times t = 5 \text{ cm} \times 0.5 \text{ cm} = 2.5 \text{ cm}^2$$

C_v = coeficiente de corte del alma, la cual se determina con las siguientes expresiones:

$$i) \frac{b}{t} \leq 1.10 \sqrt{kv E/F_y}$$

$$C_v = 1.0$$

$$ii) 1.10 \sqrt{kv E/F_y} \leq \frac{b}{t} \leq 1.37 \sqrt{kv E/F_y}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{kv \frac{E}{F_y}}}{\frac{b}{t}}$$

$$iii) \frac{b}{t} > 1.37 \sqrt{kv E/F_y}$$

$$C_v = \frac{1.51 E kv}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 F_y}$$

b = ancho del ángulo

tw = espesor del ángulo

$kv = 1.2$ (ángulos simples)

$$\frac{5}{0.5} \leq 1.10 \sqrt{1.2 * \left(\frac{2043185.9}{2536.37}\right)}$$

$$10 \leq 34.2$$

$$Cv = 1.0$$

$$Vn = 0.6 * 2536.37 * 2.5 * 1 = 3804.55 \text{ kg}$$

$$\Phi Vn = 0.9 * 3804.55 \text{ kg} = 3424.1 \text{ kg} = 3.42 \text{ tn}$$

$$Vu = 2.726 \text{ tn (ETABS)}$$

$$\Phi Vn > Vu \quad \mathbf{OK!}$$

3.2.5.2.1 Diseño de la Soldadura A

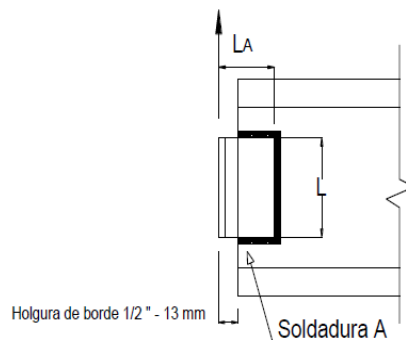


Ilustración 84. Detalle Soldadura A

La soldadura A se lo realiza normalmente en el taller, de manera que en campo solo se conecte con la viga principal mediante una soldadura B.

La soldadura A estará bajo las siguientes cargas o solicitaciones:

- Fuerza directa: Ru

- Momento de torsión: $Ru e_A$

$$e_A = (L_A - x)$$

$L_A = \text{longitud del angulo}$

$x = \text{centroide correspondiente a la soldadura tipo canal}$

Las dimensiones de la soldadura tipo canal, está dada por la siguiente expresión:

$$b = (L_A - hb)$$

Donde:

$b = \text{ancho de la soldadura.}$

$L_A = \text{longitud del angulo} = 50 \text{ mm}$

$hb = \text{holgura de borde} = 13 \text{ mm}$

Entonces:

$$b = (50 \text{ mm} - 13 \text{ mm}) = 37 \text{ mm}$$

Para el cálculo del tamaño mínimo para la soldadura de filete, se lo realiza en base al Tabla J2.4 del código AISC 360-10.

Tamaño Mínimo de la soldadura de filete	
Espesor de parte unida mas delgada	Tamaño mínimo de soldadura de filete
mm	mm
Hasta 6 inclusive	3
entre 6 y 13	5
entre 13 y 19	6
mayor que 19	8

Tabla 57. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

Fuente: AISC 360-10, Tabla J2.4 de AWS D1.1

El espesor más delgado es del alma de la viga con un valor de $t_w=5\text{mm}$, por lo que se elige un tamaño de soldadura $w = 5 \text{ mm}$, **Electrodo E60**.

A continuación, se presenta las cargas actuantes en la soldadura A:

$$x = \frac{\frac{L}{2} * w + b^2}{2b + L}$$

$$x = \frac{\frac{50}{2} * 5 + 37^2}{2 * 37 + 50} = 12.05 \text{ mm}$$

$$e_A = (L_A - x)$$

$$e_A = (50 \text{ mm} - 12.05 \text{ mm}) = 38 \text{ mm}$$

Fuerza directa: $R_u = 2726 \text{ kg} = 6.01 \text{ klb}$

Momento de torsión: $R_u e_A = 2726 \text{ kg} * 3.8 \text{ cm} = 10358.8 \text{ kg.cm}$

Con las dimensiones del ángulo anteriormente calculadas, se puede determinar la longitud mínima de soldadura que se necesita para el diseño, siguiendo los requisitos del AISC 360-05.

$$L_{min} = \frac{R_u}{C C_1 D}$$

Donde:

R_u = reacción de la viga secundaria = 6.01 klb

$C = e_A = 1.496$ plg

$C_1 = 0.857$ (E60XX)

D = dimensión de la soldadura.

$$D = \frac{tw F_{ub}}{0.088 F_{EXX}}$$

$$D = \frac{0.196 * 58}{0.088 * 60} = 2.16$$

$$L_{min} = \frac{6.01 \text{ klb}}{1.496 * 0.857 * 2.16} = 2.17 \text{ plg} = 5.51 \text{ cm}$$

Se escoge una Long. de soldadura = 6 cm

A continuación, se determina la resistencia de diseño por cortante, cuyo valor será el menor entre la resistencia del material base y de la soldadura según la sección J2.4 del AISC 360-10:

Para el material base:

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM}$$

Donde:

F_{nBM} = esfuerzo nominal del material base.

A_{BM} = área de la sección transversal del material base = $6 * 0.5 = 3 \text{ cm}^2$

$$F_{nBM} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 2536.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1521.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 1521.82 \frac{kg}{cm^2} * 3 cm^2 = 4565.46 kg$$

Para material de soldadura:

$$Rn = F_{nw} * A_{we}$$

Donde:

F_{nw} = esfuerzo nominal del material de soldadura.

A_{we} = área efectiva de la soldadura = 0.707 x 0.5 cm x 6 cm = 2.12 cm²

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 2520 \frac{kg}{cm^2} * 2.12 cm^2 = 5344.92 kg$$

Por lo tanto, la resistencia nominal será $Rn = 4565.46 kg$, cuyo valor se compara con la sollicitación por fuerza cortante que se obtiene en la conexión:

$$\Phi Rn > Ru$$

$$0.75 * 4565.46 kg > 2726 kg$$

$$3424.095 kg > 2726 kg \quad \mathbf{Ok!}$$

Por lo tanto, para la soldadura A se tiene las siguientes especificaciones:

$$L = 60 mm$$

$$b = 37 mm$$

$$w = 5 mm$$

$$F_{Ex-x} = 60 ksi$$

$$Fub = 58 ksi$$

3.2.5.2.2 Diseño de la Soldadura B

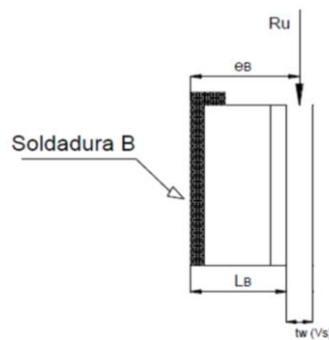


Ilustración 85. Detalle de Soldadura B

La soldadura B se lo realizara en campo y permitirá que el ángulo quede totalmente adherido al alma de la viga principal, uniéndola con la viga secundaria creando una conexión simplemente apoyada.

La soldadura B tendrá las siguientes solicitaciones como se puede observar a continuación:

$$e_B = L_B$$

$$L_B = \text{ancho del angulo} = 50 \text{ mm}$$

- Fuerza directa: $Ru = 2726 \text{ kg} = 6.01 \text{ klb}$
- Momento de torsión: $Ru e_B = 13630 \text{ kg.cm}$

Para el cálculo del tamaño de la soldadura de longitud unitaria se debe determinar la fuerza que actúa sobre ella, para lo cual se obtiene mediante las componentes que equilibran el momento de torsión (W_x y W_y), donde se asume un valor de la longitud de soldadura de 6 cm:

$$W_x = \frac{9}{5} \left(\frac{R_u e_B}{L^2} \right)$$

$$W_x = \frac{9}{5} \left(\frac{2726 * 5}{6^2} \right) = 681.5 \text{ kg/cm}$$

$$W_y = \frac{Ru}{2L}$$

$$W_y = \frac{2726}{2 * 6} = 227.16 \text{ kg/cm}$$

$$W_u = \sqrt{W_x^2 + W_y^2} = 718.36 \text{ kg/cm}$$

Entonces:

$$W_u \leq W_d$$

$$W_u \leq 0.75(0.6F_{Ex-x})(0.707w)$$

$$718.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \leq 0.45 * 4200 \text{ kg/cm}^2 (0.707 * w)$$

$$w \geq 0.54 \text{ cm}$$

$$w = 5 \text{ mm}$$

La longitud de remate será:

$$L_{remate} = 2 * w = 10 \text{ mm.}$$

Se procede a determinar la longitud mínima de soldadura que se necesita para el diseño:

$$L_{min} = \frac{Ru}{C C_1 D}$$

Donde:

Ru = reacción de la viga secundaria = 6.01 klb

C = e_B = 1.95 plg

C₁ = 0.857 (E60XX)

D = dimensión de la soldadura.

$$D = \frac{tw Fub}{0.088 F_{EXX}}$$

$$D = \frac{0.196 * 58}{0.088 * 60} = 2.16$$

$$Lmin = \frac{6.01 \text{ klb}}{1.95 * 0.857 * 2.16} = 1.66 \text{ plg} = 4.22 \text{ cm}$$

Se escoge una Long. de soldadura = 6 cm

A continuación, se determina la resistencia de diseño por cortante, cuyo valor será el menor entre la resistencia del material base y de la soldadura según la sección J2.4 del AISC 360-10:

Para el material base:

$$Rn = F_{nBM} * A_{BM}$$

Donde:

F_{nBM} = esfuerzo nominal del material base.

A_{BM} = área de la sección transversal del material base = $6 * 0.5 = 3 \text{ cm}^2$

$$F_{nBM} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 2536.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1521.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 1521.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 3 \text{ cm}^2 = 4565.46 \text{ kg}$$

Para material de soldadura:

$$Rn = F_{nw} * A_{we}$$

Donde:

F_{nw} = esfuerzo nominal del material de soldadura.

A_{we} = área efectiva de la soldadura = $0.707 \times 0.5 \text{ cm} \times 6 \text{ cm} = 2.12 \text{ cm}^2$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$
$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$
$$Rn = 2520 \frac{kg}{cm^2} * 2.12 \text{ cm}^2 = 5379.64 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la resistencia nominal será $Rn = 4565.46 \text{ kg}$, cuyo valor se compara con la sollicitación por fuerza cortante que se obtiene en la conexión:

$$\Phi Rn > Ru$$
$$0.75 * 4565.46 \text{ kg} > 2726 \text{ kg}$$
$$3424.095 \text{ kg} > 2726 \text{ kg} \quad \mathbf{Ok!}$$

Por lo tanto, para la soldadura A se tiene las siguientes especificaciones:

$$l = 60 \text{ mm}$$

$$L_b = 50 \text{ mm}$$

$$L_{remate} = 10 \text{ mm}$$

$$w = 5 \text{ mm}$$

$$F_{Ex-x} = 60 \text{ ksi}$$

3.2.5.3 Diseño de la Conexión Columna – Placa Base

Es muy importante realizar el diseño de la placa base sobre el cual se asentará la columna y permitirá que las cargas gravitacionales se trasmitan hacia la cimentación. Para el proceso de este análisis, se escogerá la

columna más cargada del Eje 2-C. El diseño de placa base realizado mediante este proceso, se lo aplicara para las columnas restantes, asegurando que cumplirán con valores menores de carga axial y momento.

3.2.5.3.1 Diseño de la Placa Base

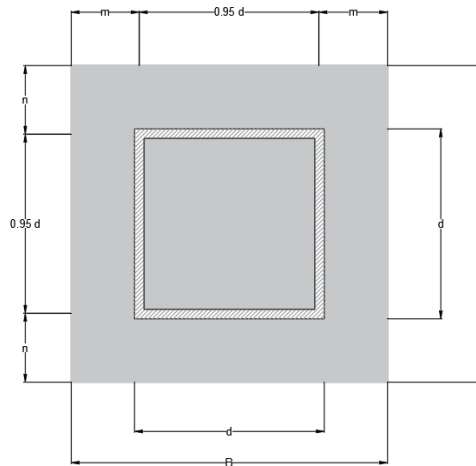
Se definen las bases para el cálculo:

- Dimensiones de la columna: $h=250$ mm; $b=250$ mm; $t=15$ mm
- Carga axial ultima: 22237.03 kg
- Momentos últimos: $M_x= 116664.69$ kg.cm; $M_y= 934.62$ kg.cm
- Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y=2536.37$ kg/cm²
- Resistencia compresión del hormigón: $f'_c= 210$ kg/cm²

Las distancias m y n que se observan en el gráfico, se determina de la siguiente manera:

$$N > d + 150\text{mm} = 250\text{ mm} + 150\text{ mm} = 400\text{ mm} \approx 40\text{ cm}$$

$$B > bf + 150\text{mm} = 250\text{ mm} + 150\text{ mm} = 400\text{ mm} \approx 40\text{ cm}$$



$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = 8.6\text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.95d}{2} = 8.6\text{ cm}$$

Se determina la excentricidad:

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{116664.69\text{ kg.cm}}{22237.03\text{ kg}} = 5.24\text{ cm}$$

$$ek = \frac{N}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ cm}$$

$$ek > e \quad \mathbf{Ok!}$$

El esfuerzo a compresión sobre la cimentación se calcula mediante la siguiente expresión:

$$fp = \Phi * 0.85 * f'c * \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$fp = 0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \sqrt{\frac{40 * 40}{25 * 25}} = 185.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$fp \text{ max} = \frac{Pu}{BN} + \frac{6Mu}{BN^2}$$

$$fp \text{ max} = \frac{22237.03 \text{ kg}}{40 * 40} + \frac{6 * 116664.69 \text{ kg.cm}}{40 * 40^2} = 24.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$fp > fp \text{ max} \quad \mathbf{Ok!}$$

Con estos resultados se determina los esfuerzos que se producen por los contactos en ambas direcciones m y n:

$$fp (m) = fp \text{ max} - \frac{12Mu}{BN^2} * \frac{m}{N}$$

$$fp (m) = 24.85 - \frac{12 * 116664.69}{40 * 40^2} * \frac{8.6}{40} = 20.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$fp (n) = \frac{Pu}{BN}$$

$$fp (n) = \frac{22237.03 \text{ kg}}{40 * 40} = 13.89 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina los momentos generados por la placa en ambas direcciones m y n:

$$Mp(m) = fp(m) * \frac{m^2}{2} + (fp \max - fp(m)) * \frac{m^3}{2}$$

$$Mp(m) = 2239.88 \text{ kg.cm}$$

$$Mp(n) = fp(n) * \frac{n^2}{2}$$

$$Mp(n) = 513.65 \text{ kg.cm}$$

Con el mayor valor de momento se determina el espesor de la placa con la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{4 * Mp(m)}{\Phi * Fy}}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 * 2239.88 \text{ kg.cm}}{0.9 * 2536.37}}$$

$$t = 2 \text{ cm}$$

3.2.5.3.2 Diseño por córtate de los pernos de anclaje

En la base de la columna se tiene una cortante en dirección y de $Vu = 928.66$ kg, cuyo valor se obtuvo mediante el programa estructural ETABS y se procede a verificar la resistencia por corte de los anclajes:

$$\Phi Vn \geq Vu$$

$$Vu = \Phi * 0.6 * Fy * Aw$$

$$Aw = \frac{Vu}{\Phi * 0.6 * Fy} = \frac{928.66}{1 * 0.6 * 4200} = 0.368 \text{ cm}^2$$

Se selecciona un diámetro $\phi = 16$ mm

$$\# \text{ varillas} = \frac{12.06}{2.01} = 6 \text{ varillas}$$

Se escoge 6 \emptyset 16 mm.

Mientras que la longitud de desarrollo se determina a continuación:

$$Ld = 20 * d = 32 \text{ cm}$$

3.2.5.3.3 Diseño de la Soldadura de Filete

Se definen las bases para el cálculo:

- a) **Dimensiones de la columna:** h=250 mm; b=250 mm; t=15 mm
- b) **Dimensiones de la placa base son:** N=40 cm; B=40 cm; t= 2 cm
- c) **Momento máximo:** Mu=121052.57 kg.cm
- d) **Resistencia a tracción ultima de la soldadura:** $F_{Ex-x} = 60 \text{ ksi}$

Se calcula la carga que actúa directamente sobre la conexión:

$$P_{uf} = \frac{Mu}{h}$$

$$P_{uf} = \frac{121052.57 \text{ kg.cm}}{25 \text{ cm}} = 5043.86 \text{ kg}$$

Luego se determina la fuerza cortante que actúa sobre la soldadura:

$$Wu = \frac{P_{uf}}{L}$$

$$Wu = \frac{5043.86}{25 \text{ cm}} = 210 \text{ kg/cm}$$

Para el cálculo del tamaño de la soldadura se utiliza la siguiente expresión:

$$Wd \geq Wu = W_{req.}$$

$$0.75(0.6F_{Ex-x})0.707w \geq \frac{Vu}{2L}$$

$$0.75 * \left(0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2}\right) * 0.707w \geq 210 kg/cm$$

$$w \geq 0.2 cm$$

Se escoge el tamaño de la soldadura comparando con la tabla J2.4 del código AISC:

Tamaño Mínimo de la soldadura de filete	
Espesor de parte unida mas delgada	Tamaño mínimo de soldadura de filete
mm	mm
Hasta 6 inclusive	3
entre 6 y 13	5
entre 13 y 19	6
mayor que 19	8

Ilustración 86. Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

Fuente: AISC 360-10, Tabla J2.4 de AWS D1.1

El espesor más delgado corresponde a la pared de la columna de acero con un valor de $t=15mm$, que corresponde a un tamaño mínimo de 6 mm, por lo tanto, se tiene:

$$w = 6 mm, Electrodo E60$$

3.2.6 Diseño del Pedestal de Hormigón Armado

La sección 22.4.2.2 del Código ACI 318-14 nos presenta que para miembros de hormigón no presforzado que estén compuestos por concreto y acero la carga axial última se puede definir con la siguiente expresión:

$$P_{o max.} = 0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Fy * Ast$$

$$Pu = 0.80 * \phi * [0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Fy * Ast]$$

Donde el valor de $\phi = 0.70$ para columnas con estribos, A_g es el área de concreto y A_{st} el área de acero de la sección. Además de esto se considera la ecuación:

$$A_{st} = \rho * A_g$$

Donde ρ se toma igual al 1%, valor mínimo recomendado para cuantía de acero en secciones de hormigón armado por la Norma NEC 15.

De las dos ecuaciones anteriormente planteadas se obtiene que para un hormigón de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, la sección de hormigón requerida puede determinarse con la siguiente expresión:

$$A_g = \frac{P_u}{114}$$

En cuanto al valor correspondiente a la carga última P_u esta se determina mediante el programa ETABS, el cual determina una carga última máxima en el Eje 2-C de 22.24 tn. Con este valor se procede a calcular el área necesaria para el pedestal considerando además una mayoración de 1.5 por la acción de carga sísmica se tiene el valor final de $P_u = 33.36$ tn:

$$A_g = \frac{P_u}{122} = \frac{33.36\text{tn}}{114} * \frac{1000\text{kg}}{1\text{tn}} = 292.63\text{cm}^2$$

$$\sqrt{292.63\text{cm}^2} = 17.1\text{cm} \approx 40\text{cm} \text{ (dimension de la placa base)}$$

Para el cálculo de acero longitudinal, se considera una cuantía del 1 %, la cual se distribuye de manera simétrica para cada lado:

$$A_g = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 * 1600 \text{ cm}^2 = 16 \text{ cm}^2$$

Se colocará **12 Φ 14 mm**

Mientras que, para el acero de refuerzo transversal se procede primero a determinar la longitud confinante la cual será el valor máximo entre las siguientes expresiones:

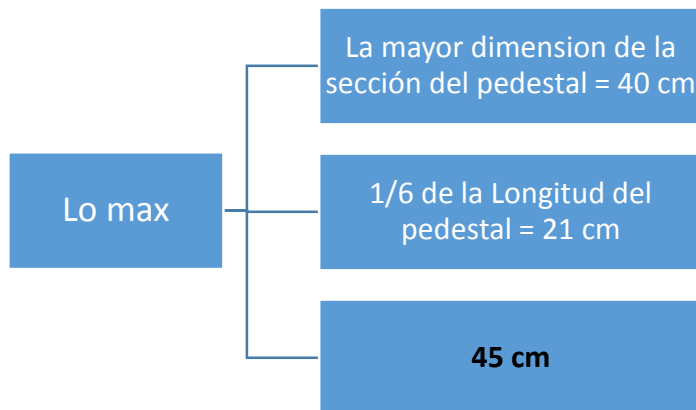


Ilustración 87. Longitud Confinante para pedestal

A continuación, se determina la separación entre estribos en la longitud confinante según la Sección 7.10.5.3 del ACI, valor que será el menor de las siguientes expresiones:

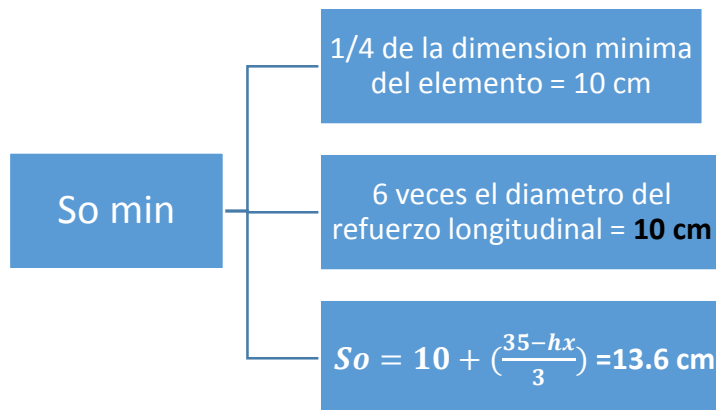


Ilustración 88. Espaciamiento mínimo de zona confinada

Finalmente se calcula el área de acero necesaria por cortante, la cual se determina mediante las expresiones propuestas por la Sección 21.4.4.1 del ACI, donde se escoge el mayor de todas.

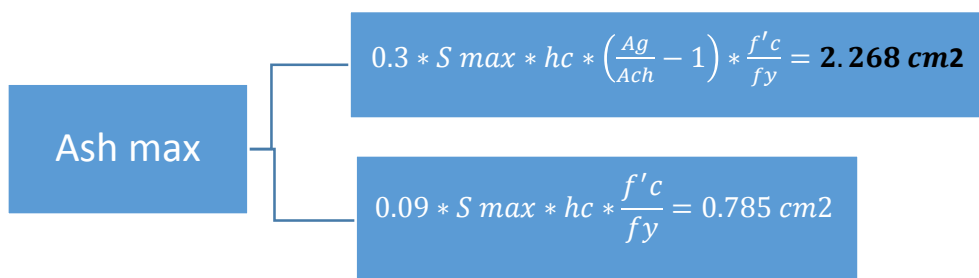


Ilustración 89. Acero de refuerzo por cortante

Obteniendo un área de 2.268 cm^2 , se puede determinar la cantidad de ramales necesarios:

$$3 \Phi 10 \text{ mm} = 2.356 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el pedestal tiene las siguientes características:

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento entre estribos} = 10 \text{ cm}$$

3.2.7 Diseño de la Cimentación

3.2.7.1 Diseño de la Zapata Aislada

A continuación, se detalla el diseño de la cimentación, el cual fue desarrollado mediante el uso del programa computacional SAFE, de manera que se pueda optimizar el cálculo de las cimentaciones que en este caso son zapatas aisladas como se describe en la sección de estudio de suelos de la presente disertación. El programa nos facilita verificar de manera óptima si las zapatas son capaces de soportar las cargas gravitacionales como son las de servicio y las cargas ultimas y además chequear que los efectos sísmicos no causen problemas. Luego mediante los resultados obtenidos se comprobará mediante cálculos manuales si cumple los requisitos de armadura mínima para soportar los esfuerzos de flexión y además se realizará el chequeo por punzonamiento.

Mediante un proceso de iteración, se chequea que las dimensiones asumidas sean resistentes ante las solicitaciones impuestas. En el siguiente grafico se puede identificar la verificación de las secciones mediante el uso del SAFE:

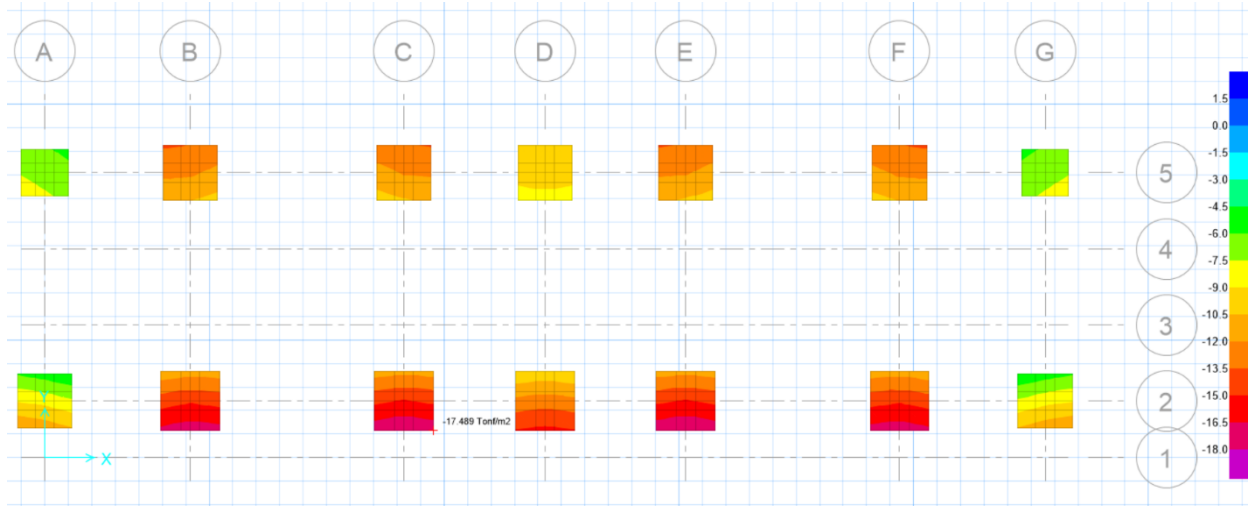


Ilustración 90. Esfuerzos máximos en zapatas aisladas bajo cargas de servicio.

Fuente: SAFE 2015

Se obtiene un esfuerzo máximo en la zapata del Eje 2-E de 17.489 tn/m^2 con la carga ultima, valor que es menor al esfuerzo permisible del suelo de 20 tn/m^2 , cumpliendo con este requerimiento.

Se procede a realizar el chequeo de las secciones predefinidas por medio de la combinación más crítica que toma en cuenta el sismo, de manera que las cimentaciones cumplan con los requisitos sísmicos.

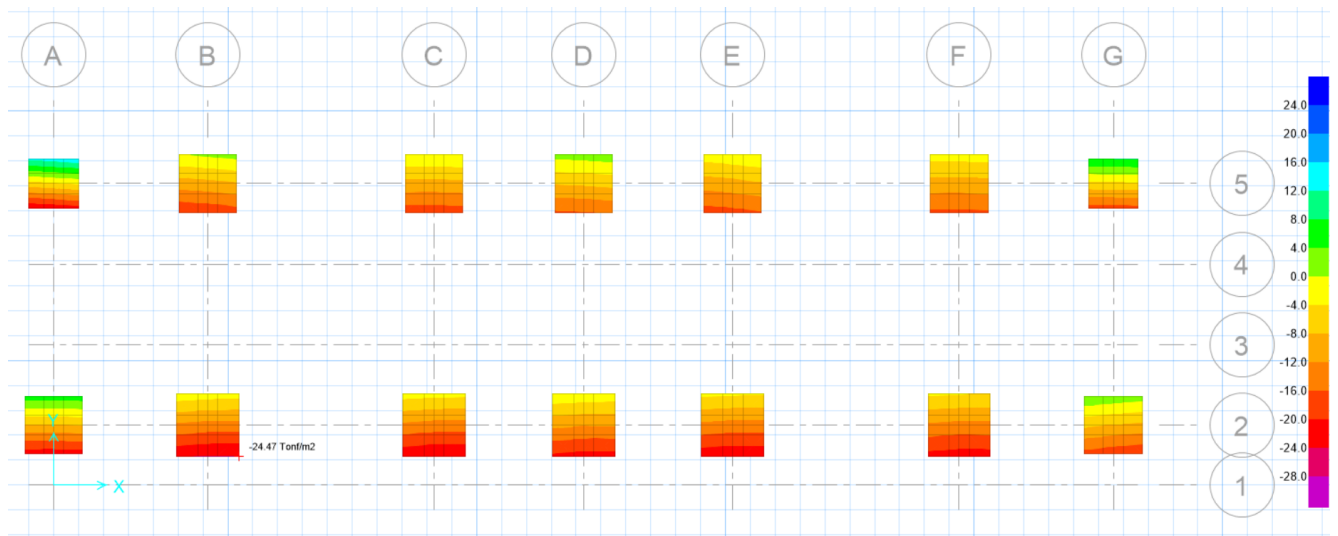


Ilustración 91. Esfuerzos máximos en zapatas aisladas bajo cargas laterales.

Fuente: SAFE 2015

Según el grafico anterior, se observa que la zapata del Eje 2-B, tiene un valor de 24.47 tn/m², siendo mayor al valor de esfuerzo permisible del suelo, sin embargo, se permite que la capacidad portante del suelo se pueda mayorar en un 30% al momento de analizar la cimentación por sismo. Por lo tanto, la capacidad portante será:

$$q_{adm-sismo} = (1.30 * q_{adm})$$

$$q_{adm-sismo} = (1.30 * 20 \frac{tn}{m^2})$$

$$q_{adm-sismo} = 26 \frac{tn}{m^2} > 24.47 \frac{tn}{m^2} \quad \mathbf{OK!}$$

A continuación, se verifica que los asentamientos bajo la carga de servicio sean menores al asentamiento máximo permisible de 2.5 cm.

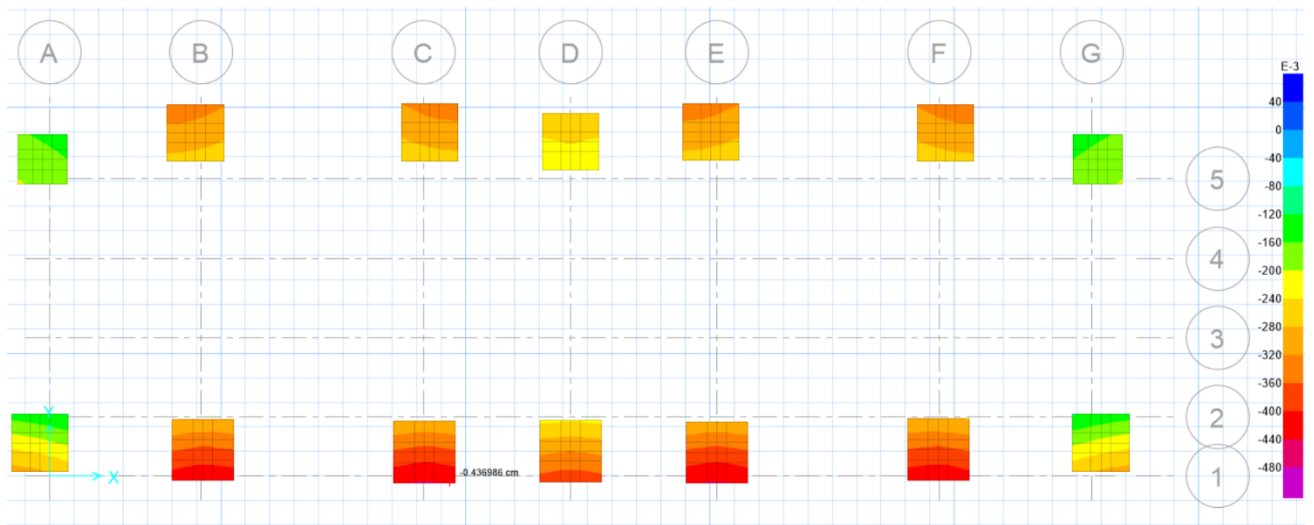


Ilustración 92. Asentamiento máximo bajo cargas de servicio.

Fuente: SAFE 2015

Se puede observar en el grafico que se obtiene una deformación más crítica en la zapata del Eje 2-C de 0.437 cm, valor que es mucho menor que el permisible, cumpliendo con este requisito.

El programa computacional SAFE permite además obtener la armadura de refuerzo necesaria para soportar los esfuerzos a flexión que se presentan en la parte inferior de la zapata con una envolvente que toma en cuenta la situación más crítica. Se comprobará a mano si estos mismos cumple con la armadura mínima de refuerzo y se chequeará que no tenga problemas por punzonamiento.

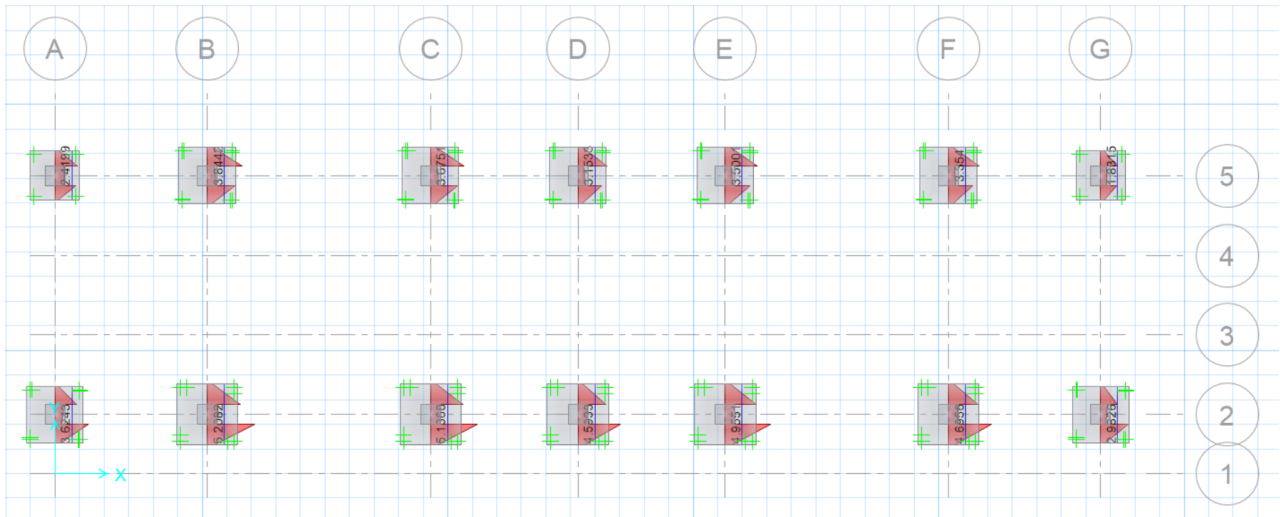


Ilustración 94. Armadura de refuerzo a flexión en zapatas aisladas eje x.

Fuente: SAFE 2015

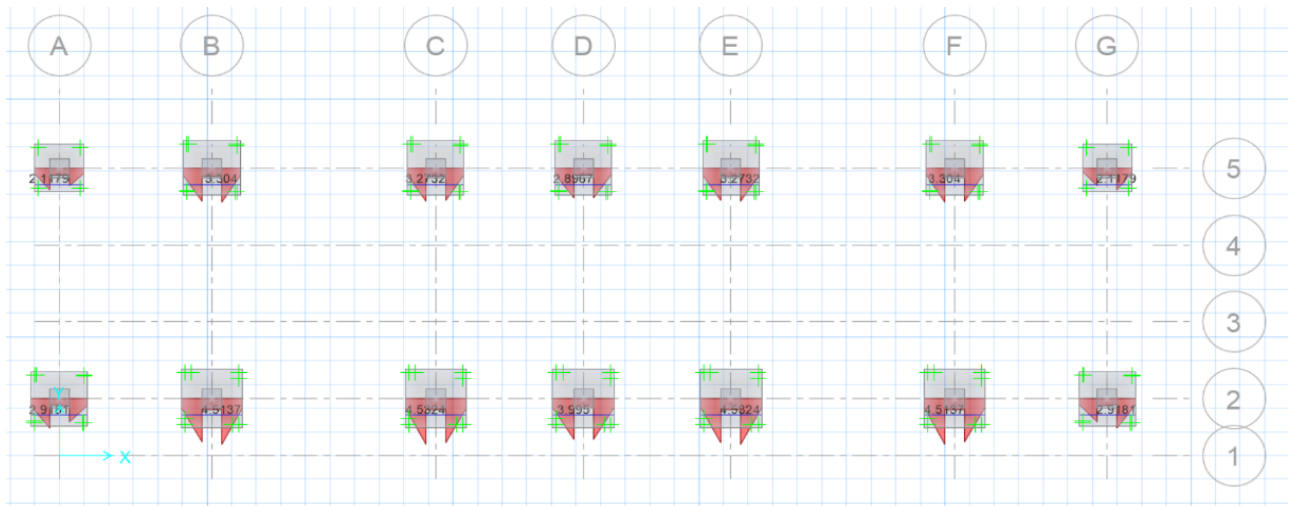


Ilustración 93. Armadura de refuerzo a flexión en zapatas aisladas eje y.

Fuente: SAFE 2015

Se analizará únicamente la zapata del EJE 2-B, para la cual se realizará a mano los requerimientos antes mencionados y luego se diseñará el acero de refuerzo de todas las zapatas a través de una hoja de Excel.

Se definen las bases para el cálculo del acero de refuerzo:

- a) **Dimensiones de la zapata:** L=1.25 m; B=1.25 m; H=0.2 m
- b) **Acero de Refuerzo requerido en la dirección X (obtenido del SAFE):** 4.51 cm²/m
- c) **Acero de Refuerzo requerido en la dirección Y (obtenido del SAFE):** 5.21 cm²/m
- d) **Recubrimiento mínimo (NEC-SE-Vivienda):** 5 cm

Se calcula el acero mínimo por cada metro:

$$A_{s \min} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s \min} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 5.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Entonces la armadura total será:

$$A_s = 5.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1.25 \text{ m} = 6.51 \text{ cm}^2$$

Se usa una varilla de diámetro igual a 10 mm y se determina el número de varillas que se necesitan en cada dirección:

$$A_{12 \text{ mm}} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{6.51 \text{ cm}^2}{1.131 \text{ cm}^2} = 5.756 \cong 6 \text{ varillas}$$

6 Ø 12 mm en cada dirección

Cuando se trata de cimentaciones, el recubrimiento mínimo es de 5 cm según la NEC-SE-Vivienda, por el motivo que esta misma estará en contacto con el suelo, tratando de evitar que se afecte el acero de refuerzo. Además, según la NEC permite una distancia libre mínima entre barras igual al diámetro, pero no menor a 25 mm.

$$S_{\min} > 25 \text{ mm}$$

La distancia máxima entre varillas debe ser igual a 3 veces el espesor de la zapata, pero no mayor a 300 mm.

$$S_{max} \leq 300 \text{ mm}$$

$$S_{calc.} = \frac{(1250 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm})}{5} = 230 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

6 \emptyset 12 mm @ 23 cm

Luego se verifica si se necesita una longitud de desarrollo a tracción, según la ecuación que exige el ACI en su capítulo 12:

$$ld = \left(\frac{fy * \psi_t * \psi_e}{4.4 * \lambda * \sqrt{f'_c}} \right) db$$

Donde:

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.88 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.594 \text{ Mpa}$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1 \text{ (varillas sin recubrimiento)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (hormigón con peso normal)}$$

$$ld = \left(\frac{411.88 \text{ Mpa} * 1 * 1}{4.4 * 1 * \sqrt{20.594 \text{ Mpa}}} \right) * 0.012 \text{ m}$$

$$ld = 0.25 \text{ m}$$

La longitud de acero que será colocado es de 1.15 m y la longitud de desarrollo l_{dh} se determina desde la sección crítica (cara de la columna) hasta el extremo del gancho:

$$l_{dh} = \frac{1.15 \text{ m}}{2} - \frac{0.4}{2} \text{ m} = 0.375 \text{ m}$$

$$l_{dh} = 0.375 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$$

No se requiere colocar un gancho para el desarrollar el esfuerzo a tensión.

Finalmente se chequea que la zapata no presente fallas por punzonamiento, para lo cual se utiliza las formulas propuestas por el ACI en su capítulo 10:

$$A_1 = \text{Área cargada} = (0.4\text{m} * 0.4\text{m}) = 0.16\text{m}^2$$

$$A_2 = \text{Área de soporte} = (1.25\text{m} * 1.25\text{m}) = 1.56\text{m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 3.125, \text{ se usa el valor de } 2$$

La resistencia admisible al aplastamiento sobre la zapata se puede considerar como:

$$V_c = 2 * 0.85 \phi f'_c$$

$$V_c = 2 * 0.85 * 0.65 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Mientras que la resistencia al aplastamiento se puede determinar de la siguiente manera:

$$V_u = 0.85 \phi f'_c$$

$$V_u = 0.85 * 0.65 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 116.025 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c > V_u \text{ OK!}$$

Los resultados para el diseño de la zapata aislada se presentan en el siguiente cuadro:

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN										
Eje	Sección Zapata			As/m requerido (SAFE)	As requerido	Diámetro Varilla	As varilla	# varillas	Espaciamiento	Acero de Refuerzo en ambas direcciones (Asx, Asy)
	L (cm)	B (cm)	H (cm)	cm ² /m	cm ²	mm	cm ²	u.	cm	
5-A	100	100	20	3.600	3.600	10	0.785	5	22.50	5Φ10mm @ 22.5 cm
5-B	115	115	20	3.844	4.421	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
5-C	115	115	20	3.675	4.226	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
5-D	115	115	20	3.600	4.140	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
5-E	115	115	20	3.600	4.140	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
5-F	115	115	20	3.600	4.140	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
5-G	100	100	20	3.600	3.600	10	0.785	5	22.50	5Φ10mm @ 22.5 cm
2-A	115	115	20	3.624	4.168	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm
2-B	125	125	20	5.208	6.510	12	1.131	6	23.00	6Φ12mm @ 23 cm
2-C	125	125	20	5.137	6.421	12	1.131	6	23.00	6Φ12mm @ 23 cm
2-D	125	125	20	4.593	5.741	12	1.131	6	23.00	6Φ12mm @ 23 cm
2-E	125	125	20	4.955	6.194	12	1.131	6	23.00	6Φ12mm @ 23 cm
2-F	125	125	20	4.695	5.869	12	1.131	6	23.00	6Φ12mm @ 23 cm
2-G	115	115	20	3.600	4.140	10	0.785	6	21.00	6Φ10mm @ 21 cm

Tabla 58. Secciones definitivas de las zapatas aisladas

3.2.7.2 Diseño de la Cadena de Amarre

Para el diseño de las cadenas de amarre se utiliza igualmente el programa computacional SAFE, que nos facilita verificar de manera óptima si las secciones impuestas son capaces de soportar los esfuerzos de tracción y compresión, obteniendo valores de momento y la cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerido. Se determinará el diseño a corte manualmente y se comprobará si la altura de la sección es capaz de soportar los esfuerzos a corte.

En el siguiente grafico se puede identificar el acero de refuerzo que necesita cada tramo de cadena de amarre:

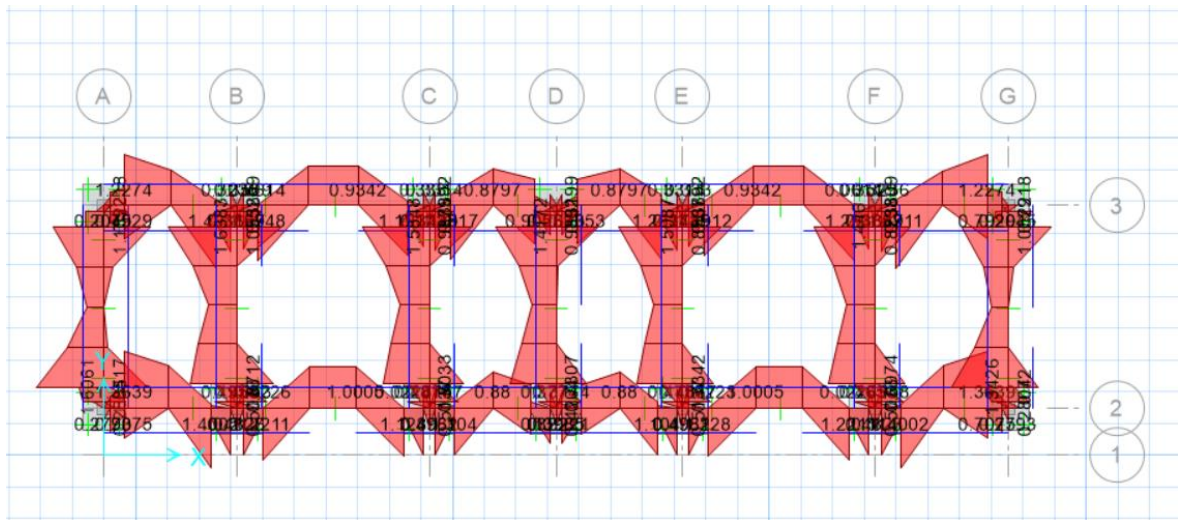


Ilustración 95. Acero de refuerzo en cadenas de amarre.

Fuente: SAFE 2015

Para el diseño se tomará de referencia la cadena de amarre paralelo al Eje 2 entre los Ejes A-B y luego se determinará la cantidad de acero longitudinal y transversal para cada una de los tramos.

Mediante a ayuda del SAFE se puede encontrar la cantidad de acero longitudinal que requiere el tramo de 3.15 m de longitud. A continuación, se describe el acero de refuerzo longitudinal:

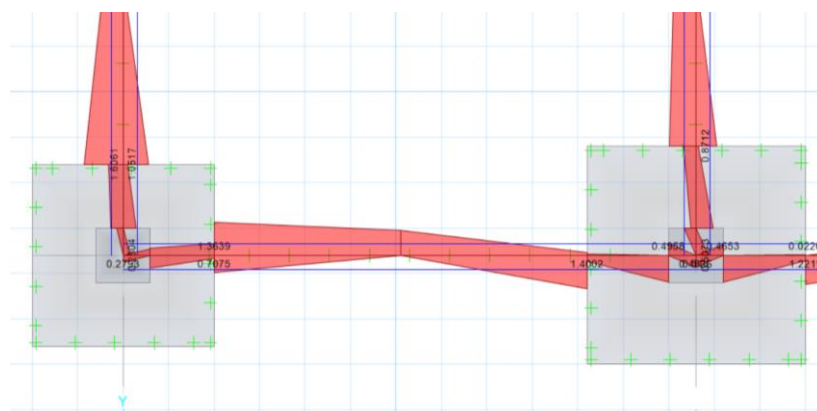


Ilustración 96. Acero de refuerzo longitudinal de cadena más cargada

$$A_s = 1.364 \text{ cm}^2, \text{ parte superior}$$

$$A_s = 1.4 \text{ cm}^2, \text{ parte inferior}$$

Se usa una varilla de diámetro igual a 10 mm y se determina el número de varillas que se necesitan en cada dirección:

$$A_{10 \text{ mm}} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Para el recubrimiento superior:

$$\# \text{ varillas} = \frac{1.364 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 1.73 \cong 2 \text{ varillas}$$

Para el recubrimiento inferior:

$$\# \text{ varillas} = \frac{1.4 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 1.78 \cong 2 \text{ varillas}$$

Se colocarán 4 varillas longitudinales y la sección transversal será la mínima que exige la NEC-DE-Vivienda de 20 cm x 20 cm, con un recubrimiento de 4 cm.

Se procede a determinar si la altura impuesta a la cadena de amarre es la correcta y además se determinará el acero transversal. El corte de diseño se obtiene mediante la ayuda del programa SAFE, ubicado en la cara de la columna, cuyo valor se determinó con la carga última.

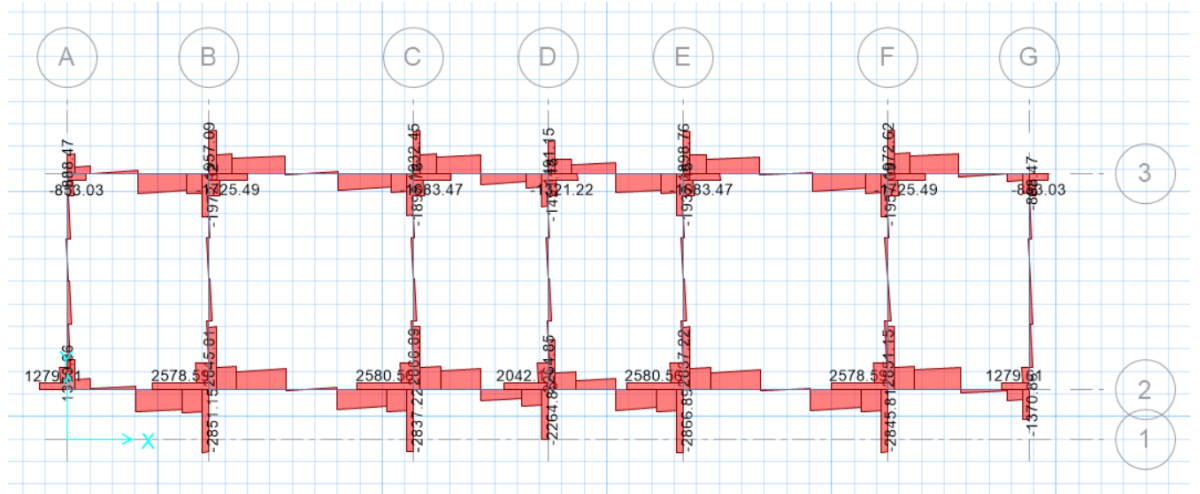


Ilustración 97. Armadura a corte en cadenas de amarre.

Fuente: SAFE 2015

$$V_u = 2851.15 \text{ kg}$$

El esfuerzo máximo a corte se determina de la siguiente manera:

$$V_{c \max} = 2.1 \sqrt{f'c}$$

$$V_{c \max} = 2.1 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 30.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo ultimo a corte será:

$$V_{u \max} = \frac{V_u}{\Phi * b * d}$$

$$V_{u \max} = \frac{2851.15 \text{ kg}}{0.85 * 20\text{cm} * 16\text{cm}} = 10.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \max} = \frac{V_u}{\Phi * b * d}$$

$$V_{c \max} > V_{u \max} \text{ OK!}$$

El acero de refuerzo transversal:

$$v_s = V_{u \max} - V_{cu}$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 7.68 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_s = 10.48 \frac{kg}{cm^2} - 7.68 \frac{kg}{cm^2} = 2.8 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces:

$$V_s = v_s * b * d$$

$$V_s = 2.8 \frac{kg}{cm^2} * 20 \text{ cm} * 16 \text{ cm} = 896 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{V_s}{\phi}$$

$$V_u = \frac{896 \text{ kg}}{0.75} = 1194.67 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el acero de refuerzo por unidad de longitud será:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{f_y * d}$$

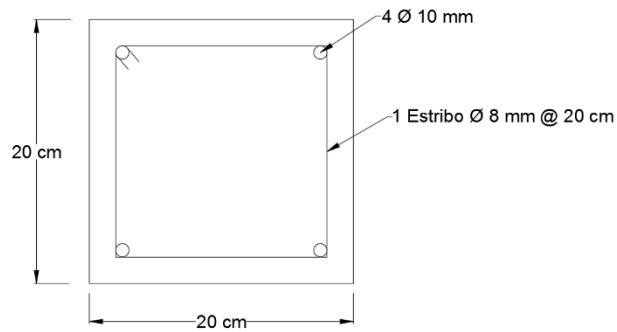
$$\frac{A_v}{s} = \frac{1194.67 \text{ kg}}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 16 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.018 \text{ cm}^2 / \text{unidad de longitud}$$

Se asume un valor de espaciamiento $s = 20 \text{ cm}$

$$A_v = 0.018 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \phi 8 \text{ mm} = 0.50 \text{ cm}^2$$



1 Estribo Ø 8 mm @ 20 cm

Los resultados para el diseño de la cadena de amarre en todos los tramos se presentan en el siguiente cuadro:

DISEÑO DE LA CADENA DE AMARRE		
MATERIALES		
Resistencia a compresión del Hormigón		210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del Acero de Refuerzo		4200 kg/cm ²
CARGA MAXIMA A CORTE		
Corte Máximo		2851.15 kg
RESULTADOS		
Acero Longitudinal		4 φ 10 mm
Acero Transversal		1 Estribo φ 8 mm @ 20 cm
Sección	b (cm)	20
	h (cm)	20

Tabla 59. Sección definitiva de cadenas de amarre

Capítulo Cuarto: Análisis Económico

En este capítulo se realizará el análisis económico de ambos sistemas constructivos, lo cual es indispensable para determinar cuál será la opción más viable para el proyecto inmobiliario UKUMARY. Por esta razón es necesario la elaboración de un presupuesto, que se lo obtiene bajo cierta información que tendrá influencia en la determinación de los costos tanto para la estructura de hormigón armado como para de acero estructural.

Además, será necesario la determinación de algunos parámetros como son: los volúmenes de obra, los rubros y costos directos e indirectos, que se detallan más adelante.

4.1 Información Preliminar

La información preliminar necesaria para en análisis de costos, se describe a continuación:

- Planos estructurales y especificaciones técnicas (anexos).
- Precios unitarios de mano de mano, materiales y maquinaria.
- Rendimientos y cuadrillas.

A continuación, se presenta el costo de mano de obra, que fueron obtenidos a partir de la revista de la CAMICON Junio – Julio 2017, donde se pueden identificar los salarios nominales mensuales, con los cuales finalmente se determinó el salario real horario a partir de la información que se presenta a continuación:

- Salario Básico Unificado 2017: 375 dólares.
- Feriados para el 2017: 12 días
- Días laborables al año: 249 días
- Jornada de trabajo: 8 horas

Tabla 60. Salario Real Horario

A.P. Y BENEFICIOS DE LEY	E.O.	Maestro Mayor	Peón	Albañil	Fierrero	Ayudante de Fierrero	Topógrafo	Cadenero	Chofer de Volqueta	Operador de Gallineta	Soldador	Carpintero	Operador de Grúa Estacionaria	Ayudante Operador de Excavadora
		C1	E2	D2	D2	E2	C1	D2	C1	C1	C1	D2	C1	E2
SNM		434.52	384.72	389.73	389.73	384.72	434.52	389.73	576.37	434.52	434.52	389.73	434.52	384.72
13er		36.21	32.06	32.48	32.48	32.06	36.21	32.48	48.03	36.21	36.21	32.48	36.21	32.06
14to		31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25
Vacaciones		18.11	16.03	16.24	16.24	16.03	18.11	16.24	24.02	18.11	18.11	16.24	18.11	16.03
Desahucio		9.05	8.02	8.12	8.12	8.02	9.05	8.12	12.01	9.05	9.05	8.12	9.05	8.02
AP		48.45	42.90	43.45	43.45	42.90	48.45	43.45	64.27	48.45	48.45	43.45	48.45	42.90
FR		36.20	32.05	32.46	32.46	32.05	36.20	32.46	48.01	36.20	36.20	32.46	36.20	32.05
SECAP		2.17	1.92	1.95	1.95	1.92	2.17	1.95	2.88	2.17	2.17	1.95	2.17	1.92
IECE		2.17	1.92	1.95	1.95	1.92	2.17	1.95	2.88	2.17	2.17	1.95	2.17	1.92
Salario Real Mensual		618.13	550.87	557.63	557.63	550.87	618.13	557.63	809.71	618.13	618.13	557.63	618.13	550.87
Factor Salario Real		1.42	1.43	1.43	1.43	1.43	1.42	1.43	1.40	1.42	1.42	1.43	1.42	1.43
Salario Real Anual		7417.53	6610.39	6691.59	6691.59	6610.39	7417.53	6691.59	9716.57	7417.53	7417.53	6691.59	7417.53	6610.39
horas laborales/año		1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992	1992
SRH		<u>3.72</u>	<u>3.32</u>	<u>3.36</u>	<u>3.36</u>	<u>3.32</u>	<u>3.72</u>	<u>3.36</u>	<u>4.88</u>	<u>3.72</u>	<u>3.72</u>	<u>3.36</u>	<u>3.72</u>	<u>3.32</u>
SRN		2.62	2.32	2.35	2.35	2.32	2.62	2.35	3.47	2.62	2.62	2.35	2.62	2.32

Los precios unitarios de los materiales y maquinaria se obtuvieron de la revista de la CAMICON Junio – Julio 2017. Se considera un valor de herramienta menor del 5% de la mano de obra.

Tabla 61. Costos de Materiales de Construcción

COSTO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN		
DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
Arena fina	m3	7.02
Piedra triturada de 0-150 mm	m3	8.77
Cemento Chimborazo	kg	0.12
Agua	m3	0.20
Varilla sismoresistente soldable longitud 12 m	Kg	0.79
Alambre galvanizado N 18	Kg	1.52
Piedra	m3	7.50
Riel Rustica de Eucalipto	u	2.20
Trabilla eucalipto	u	2.20
Pingo eucalipto	u	15.00
Clavos 2"	kg	3.30
1/2 duela machihembrada eucalipto	u	1.79
Trabilla eucalipto	u	0.18
Puntal de Eucalipto	u	1.90
Clavos 2"	kg	3.30
Clavos 2 1/2'	kg	3.30
Alambre galvanizado #18	kg	3.19
Hormigón premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigón, transporte, bomba, aditivo)	m3	84.00
Lastre cribado para mejoramiento 4"	m3	4.390
Malla electrosoldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)	m2	3.630
Anticorrosivo Industrial Negro	gal	17.150
Electrodo 60:11 (28 unidades)	kg	2.700
Acero Estructural A-36	Kg	1.770
Riel rustica de Eucalipto	u	2.20
Lámina Metálica	kg	1.280
Alfajía de Eucalipto	u	2.50

Tabla 62. Costo Horario de Equipo y Maquinaria

COSTO HORARIO DE EQUIPO Y MAQUINARIA	
DESCRIPCION	COSTO/HORA
Gallineta	15.00
Plancha vibrocompactadora	4.24
Volqueta HINO GH 8 m3	25.00
Concretera VANGUARD	5.00
Vibrador KHOLER	4.38
Andamios Metálicos	0.09
Soldadora Eléctrica 300a	2.01
Equipo de protección industrial	0.20
Equipo de trabajos en altura	0.16
Amoladora	1.17
Grúa de patio	7.19

Además, se debe obtener las cuadrillas y rendimientos, para una adecuada elaboración del presupuesto. Esto depende siempre del tipo de proyecto, capacidad de la empresa constructora e incluso de la experiencia profesional de cada constructor. Para fines de este proyecto, se obtuvo datos de cuadrillas y rendimientos para las diferentes actividades de construcción que influyen en la elaboración de la estructura y que han sido recogidas a partir de la experiencia de profesionales en el sector de la construcción, de manera que los resultados de costos se aproximen a la realidad, logrando un mejor análisis económico que permita determinar el método constructivo más rentable.

Tabla 63. Cuadrillas y rendimientos para la Estructura de Hormigón Armado

CUADRILLAS Y RENDIMIENTOS					
CÓDIGO	Rubro	Unidad	Cuadrilla	Rendimiento (unid./jorn.)	Rendimiento (hora/unid.)
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	1 Op.+ 1 Ayud.+ 2 P	100	0.080
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	1 Alb. + 2 P	10	0.800
1.3	Desalojo del material	m3	1 Op. Volq.+ 1 Op. Retr.	150	0.053
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
2.1	Hormigón de replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	12	0.667
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.3	Hormigón simple para plintos aislados f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	9	0.889
2.4	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	2 Carp. + 2 P	16	0.500
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.6	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	8	1.000
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m3	2 Alb. + 4 P	5	1.600
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	2 Carp. + 2 P	24	0.333
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	9	0.889
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	1 Alb. + 3 P	13	0.615
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1 Alb. + 2 P	280	0.029
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	1 Alb. + 6 P	12	0.667
2.14	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	2 Carp. + 2 P	16	0.500
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.16	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	8	1.000
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m	2Carp. + 2 P	12	0.667
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x20x20cm	m2	1Alb. + 2 P	40	0.200
2.20	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	1Alb. + 2 P	15	0.533
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1 Alb. + 2 P	280	0.029
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	1 Alb. + 6 P	10	0.800
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	1 Alb. + 6 P	10	0.800
2.25	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	2 Carp. + 2 P	16	0.500
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.27	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	8	1.000
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m	2Carp. + 2 P	12	0.667
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x20x20cm	m2	1Alb. + 2 P	40	0.200
2.31	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	1Alb. + 2 P	15	0.533
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1 Alb. + 2 P	280	0.029
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	1 Alb. + 6 P	10	0.800
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	1 Alb. + 6 P	10	0.800
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m	1Alb. + 2 P	15	0.533
2.37	Acero de refuerzo para las gradas fy = 4200 kg/cm2	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.021
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1 Alb. + 2 P	280	0.029

Tabla 64. Cuadrillas y rendimientos para la Estructura de Acero

CUADRILLAS Y RENDIMIENTOS				
Rubro	Unidad	Cuadrilla	Rendimiento (unid./jorn.)	Rendimiento (hora/unid.)
Movimiento de Tierras				
Excavación a máquina de cimientos	m ³	1 Op.+ 1 Ayud.+ 2 P	100	0.0800
Relleno compactado de suelo natural	m ³	1 Alb. + 2 P	10	0.8000
Desalojo de Material	m ³	1 Op. Volq. + 1 Op. Retr.	150	0.0533
Estructura				
Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	12	0.6667
Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	9	0.8889
Acero de refuerzo	kg	2 Fierr. + 2 P	380	0.0211
Hormigón ciclópeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	2 Alb. + 4 P	5	1.6000
Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	9	0.8889
Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	2 Carp. + 2 P	24	0.3333
Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	2 Carp. + 2 P	16	0.5000
Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	0.5 MM + 1 Alb. + 4 P	8	1.0000
Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	1 Alb.+ 6 P	12	0.6667
Lastre para el contrapiso	m ³	1 Alb. + 3 P	13	0.6154
Malla Electrosoldada	m ²	1 Alb. + 2 P	280	0.0286
Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica	kg	0.2 MM + 4 Sold. + 1 Op.+ 2 P	1350	0.0059
Hormigón simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	1 Alb. + 6 P	10	0.8000
Lámina metálica deck e=0.65 mm	kg	0.2 MM + 2 Sold. + 1 Op.+ 2 P	1600	0.0050

4.2 Rubros

Tabla 65. Lista de Rubros para la Estructura de Hormigón Armado

Lista de Rubros - Vivienda de Hormigón Armado		
CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3
1.3	Desalojo del material	m3
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA	
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm	m2
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm	m2
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2

Tabla 66. Lista de Rubros para la estructura de Acero

Listado de Rubros - Vivienda de Acero		
Código	Rubro	Unidad
1	Movimiento de Tierras	
1.1	Excavación a máquina de cimientos	m ³
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³
1.3	Desalojo de Material	m ³
2	Estructura	
2.1	Hormigón simple para replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m ³
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m ³
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.4	Hormigón ciclópeo para los cimientos $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m ³
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m ³
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml
2.8	Hormigón simple para pedestal $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m ³
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m ³
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso $d = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m ²
2.14	Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica	kg
2.15	Hormigón simple en losa deck $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$ (premezclado)	m ³
2.16	Lámina metálica $e = 0.65\text{ mm}$	kg
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck $d = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m ²

4.3 Volúmenes de obras

Para realizar los volúmenes de obra para el proyecto, se debe partir de la memoria técnica y los planos estructurales tanto de la vivienda de hormigón armado y de acero estructural.

4.3.1 Vivienda de Hormigón Armado

Los volúmenes de obra para la estructura de hormigón armado se los determina a partir de las memorias técnicas, y planos estructurales, los cuales se pueden encontrar en la sección de ANEXOS.

- **Excavación para cimientos a máquina**

El volumen de excavación requerido para los plintos, las cadenas de amarre y sus cimientos, se presenta en el cuadro a continuación:

Zapatas					
Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)			Volumen
		L	B	Profundidad	m3
1	2	1.00	1.00	1.50	3.00
2	2	1.10	1.10	1.50	3.63
3	2	1.20	1.20	1.50	4.32
4	2	1.50	1.50	1.50	6.75
5	6	1.30	1.80	1.50	21.06
Total					38.76
Hormigón ciclópeo y cadenas de amarres					
Tramos	Longitud	Long. Total	Profundidad	Ancho	Volumen
m	m	m	m	m	m3
4	1.25	5.00	0.5	0.3	0.75
4	3.25	13.00	0.5	0.3	1.95
4	1.75	7.00	0.5	0.3	1.05
4	2.45	9.80	0.5	0.3	1.47
4	3.55	14.20	0.5	0.3	2.13
4	3.75	15.00	0.5	0.3	2.25
Total					9.60
Total					48.36

Tabla 67. Volumen total de excavación en cimientos

Con los resultados obtenemos de las tablas anteriores se obtiene el volumen total de excavación que corresponde a 48.36m³.

- **Relleno compactado de suelo natural**

Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones Zapata (m)			Dimensiones Columna (m)		H replantillo (m)	H Excavación (m)	Exc. Requerida (m)	Vol. Suelo (m ³)
		L	B	H	b	h				
1	2	1.00	1.00	0.25	0.35	0.35	0.05	1.50	0.70	1.23
2	2	1.10	1.10	0.25	0.35	0.35	0.05	1.50	0.70	1.52
3	2	1.20	1.20	0.25	0.35	0.35	0.05	1.50	0.70	1.84
4	2	1.50	1.50	0.25	0.35	0.35	0.05	1.50	0.70	2.98
5	6	1.30	1.80	0.25	0.35	0.85	0.05	1.50	0.70	8.58
Total										16.15

Tabla 68. Volumen de suelo natural compactado requerido

Como resultado se requiere un total de 16.15m³ de suelo natural para compactar.

- **Desalojo del material**

Para el volumen de material requerido se determina asumiendo un porcentaje de compactación del 15% para limos arenosos, obtenido del cuadro de porcentajes de esponjamiento más frecuentes en el movimiento de tierras. (Gonzales, 2010).

Volumen de Tierra (m ³)			Factor de Esponjamiento	Volumen Total de Tierra a Desalojar (m ³)
Excavación	Relleno	Desalojo		
48.36	16.15	32.21	1.15	37.04
Total				37.04

Tabla 69. Volumen total de tierra a Desalojar

- **Hormigón de replantillo f'c = 180kg/cm² (in situ)**

Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)			Volumen m ³
		L	B	Espesor Replantillo	
1	2	1.00	1.00	0.05	0.10
2	2	1.10	1.10	0.05	0.12
3	2	1.20	1.20	0.05	0.14
4	2	1.50	1.50	0.05	0.23
5	6	1.30	1.80	0.05	0.70
Total					1.29

Tabla 70. Volumen total de Hormigón para replantillo

- **Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
101	10	C	14	1.00	0.24				1.24	17.36
102	12	C	8	0.90	0.29				1.188	9.504
102	12	C	10	1.10	0.29				1.388	13.88
102	12	C	7	1.20	0.29				1.488	10.416
102	12	C	9	1.70	0.29				1.988	17.892
104	14	C	26	1.40	0.34				1.736	45.136
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
10	17.36	0.617	10.711							
12	51.69	0.888	45.902							
14	45.14	1.208	54.524							
Total			111.138							

Tabla 71. Peso total de acero de refuerzo para zapatas aislados

- **Hormigón simple para plintos aislados $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (in situ)**

Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)			Volumen
		L	B	Altura del plinto	m ³
1	2	1.00	1.00	0.25	0.50
2	2	1.10	1.10	0.25	0.61
3	2	1.20	1.20	0.25	0.72
4	2	1.50	1.50	0.25	1.13
5	6	1.30	1.80	0.25	3.51
Total					6.46

Tabla 72. Volumen de hormigón simple para plintos aislados

- **Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)**

Para realizar el cálculo de encofrado en columnas se considera una unidad de análisis de 2.4m, y las dos secciones de columna, 35x35cm y 35x85cm.

Para Columnas de 35x35cm:

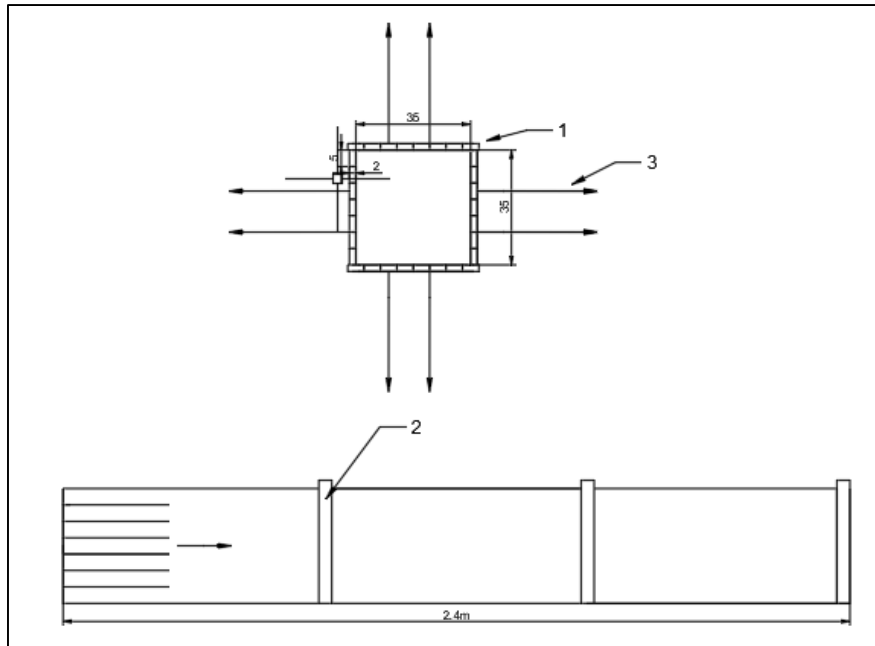


Ilustración 98. Detalle del encofrado para Columnas de 35x35 cm

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada
1	1/2 duela machiembreada de eucalipto	30	2x5x240	2x5x240	30 u	5	31.500
2	trabilla de eucalipto	20	2x4x60	2x4x60	20.00 u	5	21.000
3	puntal eucalipto	8	250	250	8 u	5	8.400
4	Clavos 2"	75			0.188 kg	15	0.217
5	Clavos 2 1/2"	16			0.076 kg	15	0.087
6	Alambre galvanizado # 18	38.4			0.364 kg	15	0.419

Tabla 73. Compra mayorada encofrado de columnas de 35x35cm

Para Columnas de 35x85cm:

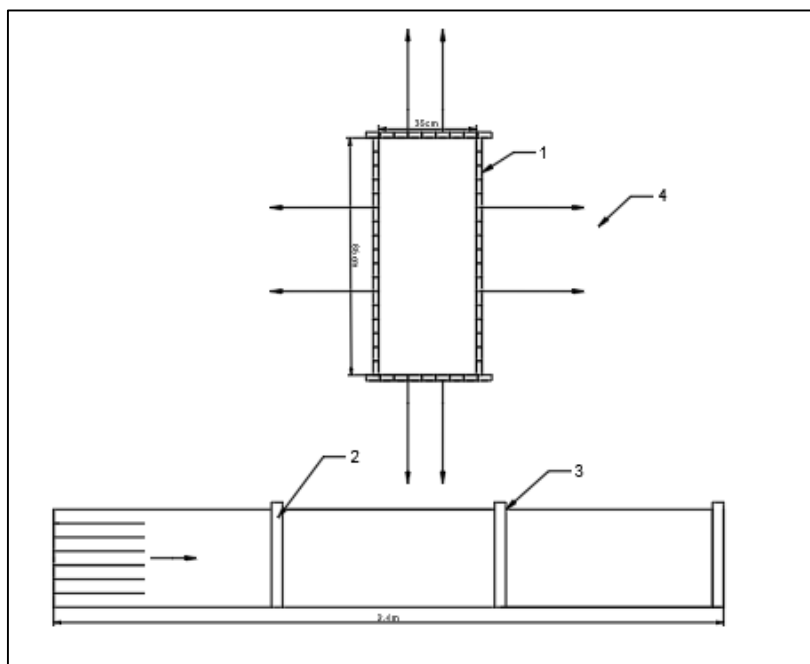


Ilustración 99. Detalle del encofrado para columnas de 35x85 cm

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada
1	1/2 duela machiembreada de eucalipto	52	2x5x240	2x5x240	52 u	5	54.600
2	trabilla de eucalipto	10	2x4x60	2x4x60	10.00 u	5	10.500
3	trabilla de eucalipto	10	2x4x100	2x4x60	16.67 u	5	17.500
4	puntal eucalipto	10	250	250	10 u	5	10.500
5	Clavos 2"	130			0.327 kg	15	0.376
6	Clavos 2 1/2"	20			0.095 kg	15	0.109
7	Alambre galvanizado # 18	62.4			0.592 kg	15	0.680

Tabla 74. Compra mayorada encofrado de columnas de 35x85cm

Tipo Columna	Número de columnas	Long. Columna	Long. Total
cm		m	m
35x35	8	1.20	9.60
35x85	6	1.20	7.20

Tabla 75. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N-1.50m a N+0.00m

Estos costos por metro de encofrado, para las columnas de 35x35cm y de 35x85cm, serán los mismos para el rubro 2.14 "Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)", y para el rubro 2.25 "Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)", por lo cual solo se realizará la referencia en este rubro.

- **Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
101	10	O	136		0.52	0.52		0.12	1.16	157.76
101	10	C	272	0.26	0.12				0.38	103.36
101	10	O	84		1.54	0.54		0.12	2.2	184.8
101	10	O	84		0.57	0.54		0.12	1.23	103.32
104	14	L	64	2.92	0.168				3.088	197.632
105	16	L	96	2.92	0.192				3.112	298.752
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
10	549.24	0.617	338.881							
14	197.63	1.208	238.739							
16	298.75	1.578	471.431							
Total			1049.051							

Tabla 76. Peso total de acero de refuerzo para columnas N-1.50m a N+0.00m

- **Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m**

Para el hormigón de armado en columnas se considera una altura efectiva de 1.30m, resultado de restar la altura de la zapata, y la altura de la cadena de amarre, la cual será fundida posteriormente.

Tipo	Cantidad	Elevación	Dim. Columna		Altura	Volumen Total
		m	L (m)	B (m)	m	m ³
1	8	0m a -1.50m	0.35	0.35	1.30	1.27
2	6	-0m a -1.50m	0.35	0.85	1.30	2.32
Total						3.59

Tabla 77. Volumen total de hormigón para columnas N-1.50m a N+0.00m

- **Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)**

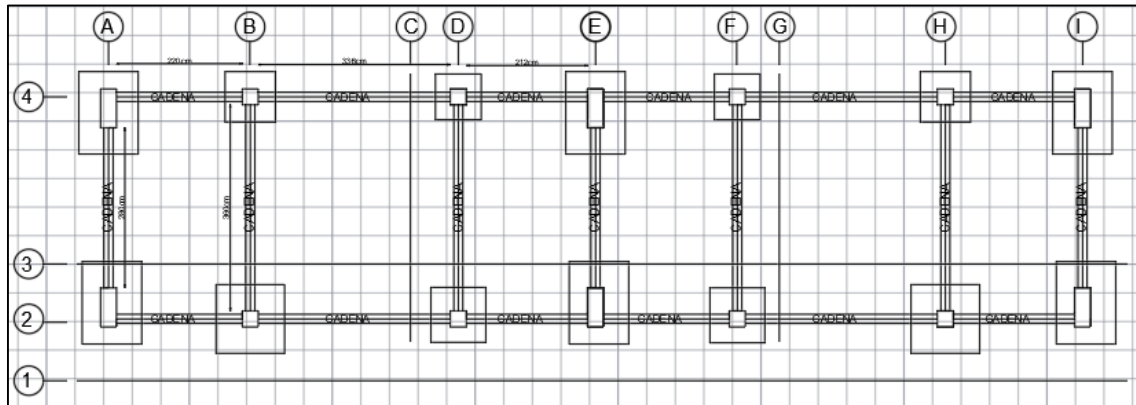


Ilustración 100. Longitud total de las cadenas de amarre

Viga Cadena	Cantidad	Long. de la cadena (m)	Longitud Total
1	4	2.20	8.80
2	4	3.36	13.44
3	4	2.12	8.48
4	3	2.80	8.40
4	4	3.60	14.40
Total			53.52

Tabla 78. Cantidad de encofrado necesario para las cadenas de amarre para la estructura

Longitud Total de las cadenas de amarre (m)	Dimensiones de los cimientos de la cadena de amarre (m)		Volumen Total
	b	h	m ³
53.52	0.30	0.30	4.82

Tabla 79. Volumen total de hormigón para los cimientos de la cadena de amarre

- **Encofrado para las cadenas de amarre (Incluye desencofrado)**

Para la determinación del encofrado de las cadenas de amarre, se toma como referencia una unidad de análisis que en este caso es de 2.4 metros, obteniendo posteriormente el costo total por metro cuadrado. A continuación, se presenta los materiales que son necesarios para elaborar el encofrado, con su respectiva cantidad:

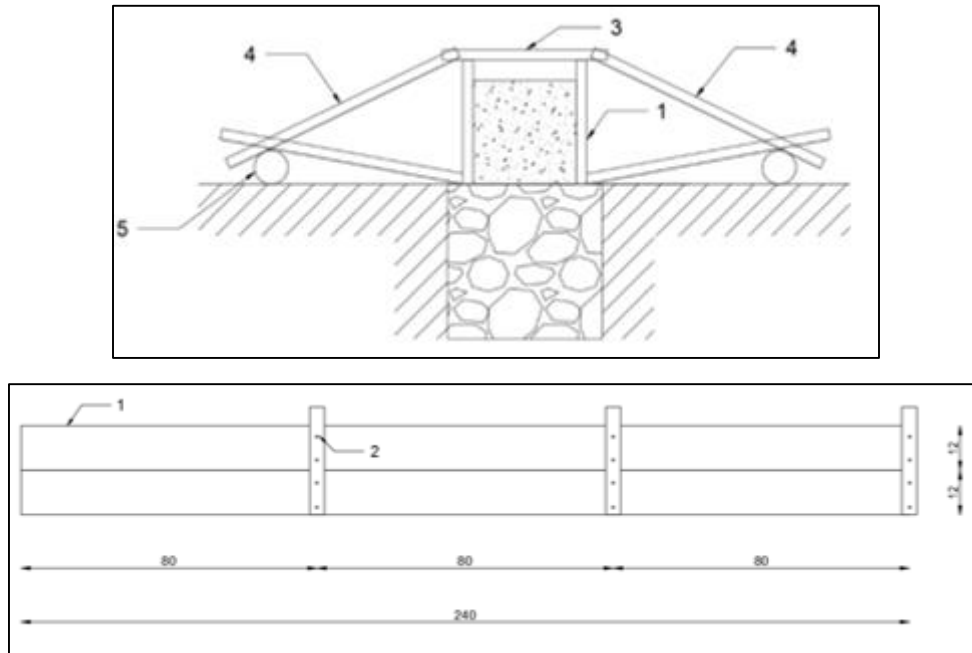


Ilustración 101. Detalle del encofrado de las cadenas de amarre

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada
1	riel rustica de eucalipto	4	2x12x240	2x12x240	4 u	5	4.200
2	trabillas de eucalipto	6	2x4x60	2x4x240	0.50 u	5	0.525
3	trabillas de eucalipto	3	2x4x60	2x4x60	0.25 u	5	0.263
4	trabillas de eucalipto	12	2x4x60	2x4x60	1 u	5	1.050
5	pingo de eucalipto	2	600	240	0.800 u	4	0.832
6	clavos 2"	42			0.106 kg	15	0.121

Tabla 80. Compra mayorada para encofrado de cadenas de amarre

- Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
100	8	O	239		0.27	0.22			0.096	140.054
101	10	I	12	10.12						121.44
101	10	I	12	10.12						121.44
101	10	L	12	5.62	0.12					68.88
101	10	L	12	5.62	0.12					68.88
101	10	L	6	1.37	0.12					8.94
101	10	L	8	0.87	0.12					7.92
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
8	140.05	0.395	55.321							
10	397.50	0.617	245.258							
Total			300.579							

Tabla 81. Peso total de acero de refuerzo para cadenas de amarre

- Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)

Cadena Tipo	Cantidad	Dim. de la cadena (m)			Volumen m3
		b	h	Long.	
1	4	0.20	0.20	2.20	0.35
2	4	0.20	0.20	3.36	0.54
3	4	0.20	0.20	2.12	0.34
4	3	0.20	0.20	2.80	0.34
4	4	0.20	0.20	3.60	0.58
Total					2.14
Columna Tipo	Cantidad	Dim. de la columna (m)			Volumen m3
		b	h	Altura	
1	8	0.35	0.35	0.2	0.20
2	6	0.35	0.85	0.2	0.36
Total					0.55
Total					2.69

Tabla 82. Volumen total de hormigón necesario para cadenas de amarre

- Volumen de lastre para el contrapiso

Área de Contrapiso	Espesor	Volumen Total
m ²	m	m ³
112.58	0.10	11.26
Total		11.26

Tabla 83. Volumen total de lastre para contrapiso

- **Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm**

Área de Contrapiso	Área de Mallado
m ²	m ²
112.58	112.58
Total	112.58

Tabla 84. Área de mallado para contrapiso

- **Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)**

Dim. Losa Completa		Altura	Volumen Total
L (m)	B (m)	m	m ³
21.65	5.20	0.10	11.26
Total			11.26

Tabla 85. Volumen total de hormigón simple para contrapiso

- **Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)**

El costo por metro de encofrado para las columnas en el nivel N+0.00m a N+3.10m, y los materiales, son los mismos que el determinado en el rubro 2.4. "Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)".

Tipo Columna	Número de columnas	Long. Columna	Long. Total
cm		m	m
35x35	8	3.10	24.80
35x85	6	3.10	18.60

Tabla 86. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N+0.00m a N+3.10m

- **Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO											
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)	
				a	b	c	d	g			
101	10	O	312		0.52	0.52			0.12	1.16	361.92
101	10	C	624	0.26	0.12					0.38	237.12
101	10	O	186		1.54	0.54			0.12	2.2	409.2
101	10	O	186		0.57	0.54			0.12	1.23	228.78
104	14	I	64	3.24						3.24	207.36
105	16	I	96	3.24						3.24	311.04
RESUMEN DE ACERO											
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total								
mm	m	kg/m	Kg								
10	1,237.02	0.617	763.241								
14	207.36	1.208	250.491								
16	311.04	1.578	490.821								
Total			1504.553								

Tabla 87. Peso total de acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m

- **Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)**

La altura efectiva que se considera para el hormigonado es de 2.75m, resultado de restar la altura total del piso de 3.10m y la altura de la viga de 35cm.

Tipo	Cantidad	Elevación	Dim. Columna		Altura	Volumen Total
		m	L (m)	B (m)	m	m ³
1	8	0m a 3.10m	0.35	0.35	2.75	2.70
2	6	0m a 3.10m	0.35	0.85	2.75	4.91
Total						7.60

Tabla 88. Volumen total de hormigón para columnas N+0.00m a N+3.10m

- **Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)**

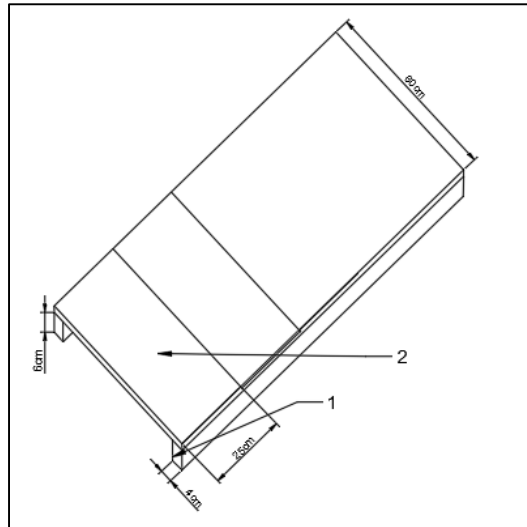


Ilustración 102. Detalle de encofrado para la losa de entrepiso

Para el cálculo de encofrado en losa se considera una unidad de análisis de 0.72m².

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada	P.U.	Costo Total	
1	Cuartón de monte	2	6x4x120	6x4x240	1 u	5	1.050	2.50	2.63	
2	tabla monte	4.8	2x25x60	2x25x240	1.20 u	5	1.260	2.80	3.53	
3	puntal eucalipto	1	2.85	3	0.95 u	4	0.988	1.90	1.88	
4	clavos 2 1/2"	22			0.104 kg	15	0.120	3.30	0.40	
TOTAL									8.43	dol. /u. de analisis x 1 uso
Costo por metro									11.70	dol./m2 x 1 uso

placa losa	# placas	Área m2
1	2	12.713
2	2	16.181
3	2	12.258
4	2	2.519
5	2	3.824
6	2	2.080
TOTAL		49.573

Tabla 89. Compra mayorada y área y área necesaria para el encofrado de losa de entrepiso

- **Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
104	14	C	10	4.8	0.336				5.136	51.36
101	10	C	10	1.2	0.24				1.44	14.4
105	16	C	16	4.8	0.384				5.184	82.944
102	12	C	16	1.2	0.288				1.488	23.808
105	16	C	10	4.8	0.384				5.184	51.84
102	12	C	10	1.2	0.288				1.488	14.88
102	12	C	10	4.8	0.288				5.088	50.88
101	10	C	10	1.2	0.24				1.44	14.4
102	12	C	16	4.8	0.288				5.088	81.408
101	10	C	16	1.2	0.24				1.44	23.04
101	10	C	10	4.8	0.24				5.04	50.4
100	8	C	10	1.2	0.192				1.392	13.92
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
101	10	C	2	1.2	0.24				1.44	2.88
102	12	C	2	4.8	0.288				5.088	10.176
102	12	C	16	1.2	0.288				1.488	23.808
101	10	C	14	4.8	0.24				5.04	70.56
102	12	C	16	1.2	0.288				1.488	23.808
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
101	10	C	2	1.2	0.24				1.44	2.88
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
101	10	C	16	1.2	0.24				1.44	23.04
100	8	C	14	4.8	0.192				4.992	69.888
102	12	C	16	1.2	0.288				1.488	23.808

RESUMEN DE ACERO			
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total
mm	m	kg/m	Kg
8	83.81	0.395	33.104
10	231.84	0.617	143.045
12	252.58	0.888	224.287
14	51.36	1.208	62.043
16	134.78	1.578	212.689
Total			675.169

Tabla 90. Peso total de acero de refuerzo para la losa de entrepiso

- Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm

Placa	Cantidad	Area (m2)	A Total (m2)
1	2	12.02	24.03
2	2	15.47	30.94
3	2	11.57	23.14
4	2	2.16	4.32
5	2	3.32	6.64
6	2	2.08	4.16
TOTAL			93.23

Tabla 91. Área de losa requerida para la colocación del alivianamiento

- Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)

Vigas de borde:

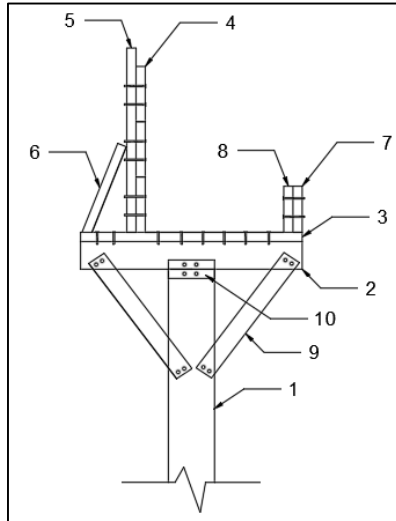


Ilustración 103. Detalle del encofrado para vigas de borde

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada	P.U.	Costo Total	
1	puntal de eucalipto	1	2.75	3	0.92 u	4	0.953	1.90	1.81	
2	alfaja eucalipto	1	6x6x48	6x6x240	0.20 u	5	0.210	2.50	0.53	
3	riel rustica eucalipto	4	2x12x240	2x12x240	4 u	5	4.200	2.20	9.24	
4	riel rustica eucalipto	3	2x12x240	2x12x240	3 u	5	3.150	2.20	6.93	
5	trabilla de eucalipto	3	2x4x40	2x12x60	2 u	5	2.100	0.18	0.38	
6	trabilla de eucalipto	3	2x4x20	2x12x60	1.000 u	5	1.050	0.18	0.19	
7	trabilla de eucalipto	3	2x4x10	2x12x60	0.500 u	5	0.525	0.18	0.09	
8	riel rustica eucalipto	1	2x10x240	2x12x240	1 u	5	1.050	2.20	2.31	
9	trabilla de eucalipto	2	2x4x30	2x12x60	1.000 u	5	1.050	0.18	0.19	
10	trabilla de eucalipto	2	2x4x20	2x12x60	0.667 u	5	0.700	0.18	0.13	
11	clavos 2"	68			0.171 kg	15	0.196	3.3	0.65	
TOTAL									22.44	dol./u. de analisis x 1 uso
Costo por metro									9.35	dol./m x 1 uso

Viga Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Longitud Total (m)
1	2	2.75	5.50
2	2	4.20	8.40
3	2	2.65	5.30
4	2	3.50	7.00
5	2	87.50	175.00
6	1	21.60	21.60
TOTAL			222.80

Tabla 92. Compara mayorada para el encofrado de las vigas de borde

Estos costos por metro de encofrado, para vigas, serán los mismos para el rubro 2.28 "Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)", por lo cual solo se realizará la referencia en este rubro.

Vigas de centrales:

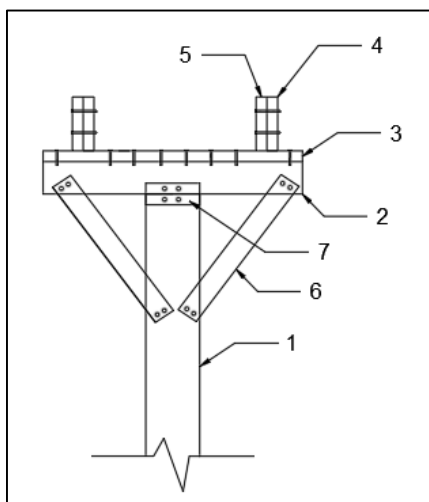


Ilustración 104. Detalle del encofrado para vigas centrales

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada
1	puntal de eucalipto	1	2.75	3	0.92	u	4
2	alfajia eucalipto	1	6x6x48	6x6x240	0.20	u	5
3	riel rustica eucalipto	4	2x12x240	2x12x240	4	u	5
4	riel rustica eucalipto	2	2x10x240	2x12x240	2	u	5
5	trabilla de eucalipto	6	2x4x10	2x12x60	4	u	5
6	trabilla de eucalipto	2	2x4x30	2x12x60	1.000	u	5
7	trabilla de eucalipto	2	2x4x20	2x12x60	0.667	u	5
8	clavos 2"	44			0.111	kg	15
TOTAL							
Costo por metro							
Viga Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Longitud Total (m)				
1	2	2.75	5.50				
2	2	4.20	8.40				
3	2	2.65	5.30				
4	4	4.50	18.00				
5	1	3.50	3.50				
TOTAL			40.70				

Tabla 93. Compra mayorada del encofrado para vigas centrales

- **Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
101	10	O	894		0.27	0.22		0.12	0.61	545.34
102	12	I	12	10.12					10.12	121.44
102	12	I	12	7.72					7.72	92.64
102	12	L	12	5.62	0.144				5.764	69.168
102	12	L	12	6.82	0.144				6.964	83.568
102	12	C	18	6.045	0.288				6.333	113.994
101	10	L	6	1.37	0.144				1.514	9.084
101	10	C	6	2.25	0.288				2.538	15.228
102	12	C	24	6.045	0.288				6.333	151.992
101	10	L	8	0.87	0.144				1.014	8.112
101	10	C	8	1.75	0.288				2.038	16.304
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
10	594.07	0.617	366.540							
12	632.80	0.888	561.928							
Total			928.468							

Tabla 94. Peso total de acero de refuerzo requerido para las vigas del primer piso

La cantidad de acero determinada en este rubro es la misma que se utilizará en el rubro 2.32 “Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ”, por lo cual solo se realizará la referencia en este rubro.

- **Malla Electrosoldada para losa de entrepiso $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$**

Área de Entrepiso	Área de Mallado
m ²	m ²
108.36	108.36
Total	108.36

Tabla 95. Área de mallado para entrepiso

- **Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)**

Para el cálculo de volumen de aliviamiento en la losa se consideran bloques de aliviamiento de poliestireno de $20 \times 40 \times 40\text{cm}$.

placa losa	# placas	Área	Espesor losa	Vol. losa	Vol. Alivianam.
		m2	m	m3	m3
1	2	12.71	0.25	6.36	1.93
2	2	16.18	0.25	8.09	3.35
3	2	12.26	0.25	6.13	2.07
4	2	2.52	0.25	1.26	0.02
5	2	3.82	0.25	1.91	0.09
6	2	2.08	0.25	1.04	0.05
TOTAL				24.79	7.51

Vol. Hormigón total	Vol. Alivianamiento total	Volumen Total
m3	m3	m3
24.79	7.51	17.28
Área Sección Transversal Gradass	Ancho Gradass	Volumen Total
m2	m	m3
0.97	1.20	1.16
TOTAL		18.44

Tabla 96. Volumen de hormigón simple necesario para la losa de entrespiso y gradass

- Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)

Viga Tipo	Cantidad	Dim. de la cadena (m)			Volumen
		b	h	Long.	m3
1	6	0.30	0.35	2.75	1.73
2	6	0.30	0.35	4.20	2.65
3	6	0.30	0.35	2.65	1.67
4	3	0.30	0.35	3.56	1.12
5	4	0.30	0.35	4.50	1.89
6	7	0.30	0.35	0.88	0.64
Total					9.70
Columna Tipo	Cantidad	Dim. de la columna (m)			Volumen
		b	h	Altura	m3
1	8	0.35	0.35	0.35	0.34
2	6	0.35	0.85	0.35	0.62
Total					0.97
Total					10.67

Tabla 97. Volumen de hormigón simple para vigas del primer piso

La cantidad de hormigón simple en vigas del primer piso es la misma que será necesaria utilizar en el rubro 2.35 “Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)”, por lo cual solo se realizará la referencia en este rubro.

- **Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)**

El costo por metro de encofrado para las columnas en el nivel N+0.00m a N+3.10m, y los materiales, son los mismos que el determinado en el rubro 2.4. “Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)”.

Tipo Columna	Número de columnas	Long. Columna	Long. Total
cm		m	m
35x35	8	3.10	24.80
35x85	6	3.10	18.60

Tabla 98. Cantidad de encofrado necesario para cada tipo de columna en N+3.10m a N+6.20m

- **Acero de refuerzo para columnas N+3.10m a N+6.20m**

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO											
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)	
				a	b	c	d	g			
101	10	O	296		0.52	0.52			0.12	1.16	343.36
101	10	C	592	0.26	0.12					0.38	224.96
101	10	O	174		1.54	0.54			0.12	2.2	382.8
101	10	O	174		0.57	0.54			0.12	1.23	214.02
104	14	L	64	1.597	0.192					1.789	114.496
105	16	L	96	1.597	0.192					1.789	171.744
RESUMEN DE ACERO											
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total								
mm	m	kg/m	Kg								
10	1,165.14	0.617	718.891								
14	114.50	1.208	138.311								
16	171.74	1.578	271.012								
Total			1128.215								

Tabla 99. Peso total de acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m

- Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)

Tipo	Cantidad	Elevación	Dim. Columna		Altura	Volumen Total
		m	L (m)	B (m)	m	m ³
1	8	0m a 3.10m	0.35	0.35	2.75	2.70
2	6	0m a 3.10m	0.35	0.85	2.75	4.91
Total						7.60

Tabla 100. Volumen total de hormigón para columnas N+3.10mm a N+6.20m

- Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada	P.U.	Costo Total	
1	Cuartón de monte	2	6x4x120	6x4x240	1 u	5	1.050	2.50	2.63	
2	tabla monte	4.8	2x25x60	2x25x240	1.20 u	5	1.260	2.80	3.53	
3	puntal eucalipto	1	2.85	3	0.95 u	4	0.988	1.90	1.88	
4	clavos 2 1/2"	22			0.104 kg	15	0.120	3.30	0.40	
TOTAL									8.43	dol. /u. de analisis x 1 uso
Costo por metro									11.70	dol./m ² x 1 uso
placa losa	# placas	Área								
		m ²								
1	2	12.713								
2	2	19.335								
3	2	12.258								
4	2	2.519								
5	2	3.824								
6	2	2.080								
TOTAL		52.727								

Tabla 101. Compra mayorada y área necesaria para encofrado de losa de cubierta

- Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
104	14	C	10	4.8	0.336				5.136	51.36
101	10	C	10	1.2	0.24				1.44	14.4
104	14	C	16	4.8	0.336				5.136	82.176
101	10	C	16	1.2	0.24				1.44	23.04
105	16	C	10	4.8	0.384				5.184	51.84
101	10	C	10	1.2	0.24				1.44	14.4
101	10	C	10	4.8	0.24				5.04	50.4
100	8	C	10	1.2	0.192				1.392	13.92
101	10	C	16	4.8	0.24				5.04	80.64
100	8	C	16	1.2	0.192				1.392	22.272
101	10	C	10	4.8	0.24				5.04	50.4
100	8	C	10	1.2	0.192				1.392	13.92
102	12	C	2	4.8	0.288				5.088	10.176
102	12	C	2	1.2	0.288				1.488	2.976
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
102	12	C	16	1.2	0.288				1.488	23.808
102	12	C	16	4.8	0.288				5.088	81.408
101	10	C	16	1.2	0.24				1.44	23.04
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
101	10	C	2	1.2	0.24				1.44	2.88
101	10	C	2	4.8	0.24				5.04	10.08
101	10	C	16	1.2	0.24				1.44	23.04
101	10	C	16	4.8	0.24				5.04	80.64
100	8	C	16	1.2	0.192				1.392	22.272
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
8	72.38	0.395	28.592							
10	393.12	0.617	242.555							
12	118.37	0.888	105.111							
14	133.54	1.208	161.311							
16	51.84	1.578	81.804							
Total			619.373							

Tabla 102. Peso total de acero de refuerzo para la losa de cubierta

- Colocación de bloques de aliviamiento para losa de cubierta 40x20x20cm

Placa	Cantidad	Area (m2)	A Total (m2)
1	2	12.02	24.03
2	2	18.47	36.94
3	2	11.57	23.14
4	2	2.16	4.32
5	2	3.32	6.64
6	2	2.08	4.16
TOTAL			99.23

Tabla 103. Área de losa requerida para la colocación del aliviamiento

- **Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)**

El costo por metro de encofrado para las vigas, los materiales, y las cantidades de encofrado necesarias, son los mismos que el determinado en el rubro 2.20. “Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)”.

- **Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

La cantidad de acero requerida para las vigas del segundo piso son las mismas determinas en el rubro 2.21 “Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ”.

- **Malla Electrosoldada para losa de cubierta $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10 \text{cm}$**

Área de Contrapiso	Área de Mallado
m ²	m ²
112.58	112.58
Total	112.58

Tabla 104. Área de mallado para cubierta

- **Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)**

Para el cálculo de volumen de alivianamiento en la losa se consideran bloques de alivianamiento de poliestireno de $20 \times 40 \times 40 \text{cm}$.

placa losa	# placas	Área	Espesor losa	Vol. losa	Vol. Alivianam.
		m ²	m	m ³	m ³
1	2	12.71	0.25	6.36	1.93
2	2	19.34	0.25	9.67	3.32
3	2	12.26	0.25	6.13	2.07
4	2	2.52	0.25	1.26	0.02
5	2	3.82	0.25	1.91	0.09
6	2	2.08	0.25	1.04	0.05
TOTAL				26.36	7.48

Vol. Hormigón total	Vol. Aliviamiento total	Volumen Total
m3	m3	m3
26.36	7.48	18.89
TOTAL		18.89

Tabla 105. Volumen de hormigón simple necesario para la losa de cubierta

- **Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)**

La cantidad de hormigón simple requerida para las vigas del segundo piso es la misma requerida en el rubro 2.24 “Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)”.

- **Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)**

Para el análisis de encofrado para la grada, se considera una unidad de análisis de 0.72m^2 .

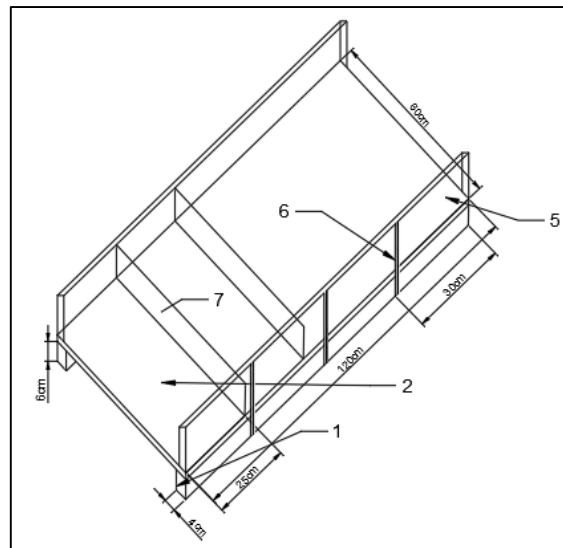


Ilustración 105. Detalle del encofrado para losa de cubierta

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra	% desperdicio	Compra mayorada
1	Cuartón de monte	2	6x4x120	6x4x240	1 u	5	1.050
2	tabla monte 30	4.8	2x25x60	2x25x240	1.20 u	5	1.260
3	puntal eucalipto	1	285	300	0.95 u	4	0.988
4	clavos 2 1/2"	62			0.294 kg	15	0.338
5	tabla de monte 30	2	2x25x240	2x25x240	2 u	5	2.100
6	trabilla eucalipto	4	2x12x35	2x12x240	0.583 u	5	0.613
7	tabla de monte 20	5	2.5x18x120	2.5x18x240	2.500 u	5	2.625
8							
9							
10							
11							
TOTAL							
Costo por metro							
	Número de gradas	Largo de grada	Ancho de grada	Total			
		m	m	m2			
	2	5.09	1.20	12.20			

Tabla 106. Compra mayorada para encofrado de las gradas

- Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

La cantidad de acero de refuerzo necesaria en las zapatas, y el resumen de materiales, se presentan en la planilla de acero a continuación.

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
105	16	L	6	0.70	0.192				0.892	5.352
105	16	C	4	5.08	0.384				5.465	21.860
105	16	L	4	0.70	0.192				0.892	3.568
RESUMEN DE ACERO										
Diametro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total							
mm	m	kg/m	Kg							
16	30.78	1.578	48.571							
Total			48.571							

Tabla 107. Peso total de acero de refuerzo para las gradas

- Malla Electrosoldada para gradas $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$

Área de Gradas	Área de Mallado
m2	m2
6.45	6.45
Total	6.45

Tabla 108. Área de mallado para gradas

4.3.2 Vivienda de Acero Estructural

- Excavación a máquina de los cimientos

El volumen de excavación de las zapatas aisladas se presenta a continuación:

Zapata Tipo	Número	Dimensiones (m)			Volumen (m ³)
		L	B	Prof.	
1	2	1	1	1.5	3
2	7	1.15	1.15	1.5	13.88625
3	5	1.25	1.25	1.5	11.71875
Total					28.605

Tabla 109. Volumen de Excavación total para zapatas aisladas

Mientras que el volumen de excavación de cadenas de amarre y el cimiento de hormigón ciclópeo es:

Tramos	Longitud	Long. Total	Profundidad	Ancho	Volumen
m	m	m	m	m	m ³
2.00	2.70	5.40	0.50	0.30	0.81
2.00	2.60	5.20	0.50	0.30	0.78
2.00	4.15	8.30	0.50	0.30	1.25
2.00	2.60	5.20	0.50	0.30	0.78
2.00	2.70	5.40	0.50	0.30	0.81
2.00	4.15	8.30	0.50	0.30	1.25
7.00	4.45	31.15	0.50	0.30	4.67
Total					10.34

Tabla 110. Volumen de Excavación total para cimiento de hormigón ciclópeo y cadenas de amarre

Por lo tanto, el volumen total de excavación es:

$$Volumen\ total = 28.605 + 10.34 = 38.95\ m^3$$

- **Relleno compactado de suelo natural**

Zapata Tipo	Número	Dimensiones Zapata (m)			Dimensiones Pedestal (m)		H replantillo (m)	H Excavación (m)	Exc. Requerida (m)	Vol. Suelo (m ³)
		L	B	H	b	h				
1	2	1.00	1.00	0.20	0.40	0.40	0.05	1.50	0.75	1.26
2	7	1.15	1.15	0.20	0.40	0.40	0.05	1.50	0.75	6.10
3	5	1.25	1.25	0.20	0.40	0.40	0.05	1.50	0.75	5.26
Total										12.62

Tabla 111. Volumen total para relleno de suelo natural

$$Volumen\ total\ de\ suelo\ natural = 12.62\ m^3$$

- **Desalojo de Material**

Para determinar el volumen a desalojar, se considera un porcentaje de esponjamiento del 15 % para limos arenosos obteniendo un volumen total que se muestra a continuación:

Volumen de Tierra (m3)			Factor de Esponjamiento	Volumen Total de Tierra a Desalojar (m3)
Excavación	Relleno	Desalojo		
38.95	12.62	26.33	1.15	30.27
Total				30.27

Tabla 112. Volumen total de tierra a desalojar

Por lo tanto, el volumen total a desalojar es:

$$Volumen\ total\ a\ desalojar = 30.27\ m^3$$

- **Hormigón simple para replantillo $f'c = 180\ kg/cm^2$**

Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)			Volumen m3
		L	B	Espesor Replantillo	
1	2	1	1	0.05	0.10
2	7	1.15	1.15	0.05	0.46
3	5	1.25	1.25	0.05	0.39
Total					0.95

Tabla 113. Volumen de hormigón para replantillo

El volumen total de hormigón simple para ser colocado como replantillo en las zapatas aisladas es:

$$Volumen\ total = 0.95\ m^3$$

- Hormigón simple para zapatas aisladas $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Zapata Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)			Volumen m3
		L	B	Altura del plinto	
1	2	1	1	0.20	0.40
2	7	1.1	1.1	0.20	1.69
3	5	1.2	1.2	0.20	1.44
Total					3.53

Tabla 114. Volumen de Hormigón para zapatas aisladas

El volumen total de hormigón simple para ser colocado en las zapatas aisladas es:

$$Volumen\ total = 3.81\ m^3$$

- Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo en las zapatas aisladas primero se presenta la planilla de acero:

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
100	12	C	60	1.15	0.288				1.438	86.28
101	10	C	84	1.05	0.24				1.29	108.36
102	10	C	20	0.9	0.24				1.14	22.8

Tabla 115. Planilla de acero para zapatas aisladas

Posteriormente se presenta el resumen de acero necesario para todas las zapatas aisladas:

RESUMEN DE ACERO			
Diámetro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total
mm	m	kg/m	Kg
10	131.16	0.617	80.926
12	86.28	0.888	76.617
Total			157.542

Tabla 116. Resumen de acero para zapatas aisladas

$$\text{Peso total} = 157.542 \text{ kg}$$

- **Hormigón ciclópeo para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$**

Longitud total de las cadenas de amarre: 68.95 m

Sección de las cadenas de amarre: 0.3 m x 0.3 m = 0.09 m²

El volumen total de hormigón ciclópeo:

$$\text{Volumen total} = 68.95\text{m} * 0.09\text{m}^2 = 6.21 \text{ m}^3$$

- **Hormigón simple en cadenas de amarre $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$**

Longitud total de las cadenas de amarre: 68.95 m

Sección de las cadenas de amarre: 0.2 m x 0.2 m = 0.04 m²

$$\text{Volumen total} = 68.95 * 0.04 = 2.76 \text{ m}^3$$

- **Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

Para determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo en las cadenas de amarre se presenta la planilla de acero:

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial (m)	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
102	10	I	4	68.95					68.95	275.8
103	8	O	345		0.16	0.16		0.06	0.38	131.1

Tabla 117. Planilla de acero para cadenas de amarre

Mientras que el resumen de acero es:

RESUMEN DE ACERO			
Diámetro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total
mm	m	kg/m	Kg
10	275.80	0.617	170.169
8	131.10	0.395	51.785
Total			221.953

Tabla 118. Resumen de Acero para cadenas de amarre

$$\text{Peso total} = 221.953 \text{ kg}$$

- **Encofrado para las cadenas de amarre**

Para la determinación del encofrado de las cadenas de amarre, se toma como referencia una unidad de análisis que en este caso es de 2.4 metros, obteniendo posteriormente el costo total por metro cuadrado. A continuación, se presenta los materiales que son necesarios para elaborar el encofrado, con su respectiva cantidad:

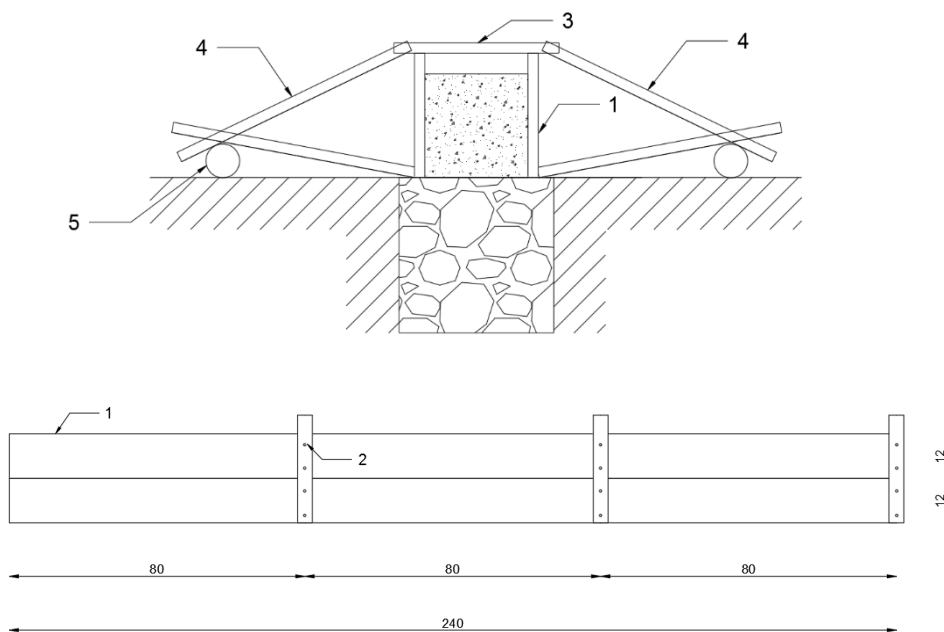


Ilustración 106. Detalle de encofrado para cadenas de amarre

Longitud total de la cadena de amarre = 68.95 m

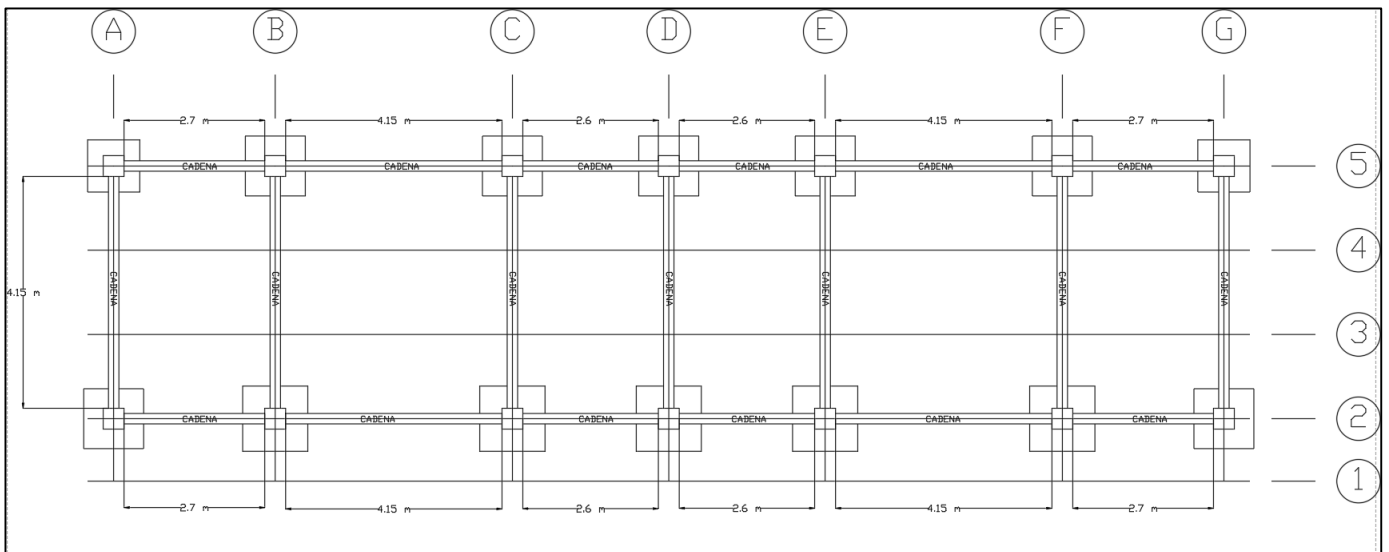


Ilustración 107. Longitud total de las cadenas de amarre

- **Hormigón simple para pedestal $f'c = 210\text{kg/cm}^2$**

Numero de pedestales: 14 unidades

Sección del pedestal: $0.4\text{ m} \times 0.4\text{ m} = 0.16\text{ m}^2$

Longitud total: 1.25 m

$$\text{Volumen total} = 14 \times 0.16 \times 1.25 = 2.80\text{ m}^3$$

- **Acero de refuerzo para el pedestal $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$**

Para determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo en los pedestales se presenta la planilla de acero:

PLANILLA DE ACERO										
Mc	Φ (mm)	Tipo	Cantidad	Dimensiones (m)					Longitud Parcial	Longitud Total (m)
				a	b	c	d	g		
102	14	L	168	1.35	0.2				1.55	260.4
103	10	O	182		0.32	0.32		0.12	0.76	138.32
104	10	O	196		0.32	0.14		0.12	0.58	113.68

Tabla 119. Planilla de acero para pedestal

Por lo tanto, la cantidad de acero será:

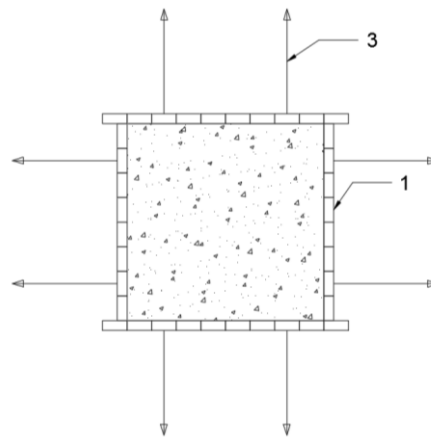
RESUMEN DE ACERO			
Diámetro	Longitud Total	Peso/m	Peso Total
mm	m	kg/m	Kg
14	260.40	1.208	314.563
10	252.00	0.617	155.484
Total			470.047

Tabla 120. Resumen de acero para pedestal

$$\text{Peso total} = 470.047 \text{ kg}$$

- **Encofrado para pedestal**

Para la determinación del encofrado de los pedestales, se toma como referencia una unidad de análisis de 2.4 metros, obteniendo posteriormente el costo total por metro lineal. A continuación, se presenta los materiales que son necesarios para elaborar el encofrado, con su respectiva cantidad:



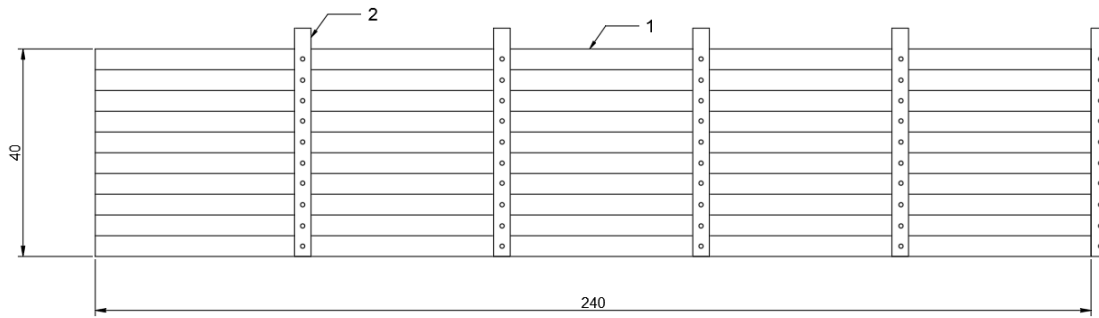


Ilustración 108. Detalle de encofrado para pedestal

N	Descripción	Cantidad	Dim. Requerida (cm)	Dim. Comercial (cm)	Compra		% desperdicio	Compra mayorada
1	1/2 duela machihembrada eucalip.	36	2x5x130	2x5x240	36	u	5	37.80
2	Trabilla eucalipto	20	2x4x60	2x4x60	20	u	5	21.00
3	Puntal de eucalipto	8	250	250	8	u	5	8.40
4	Clavos 2"	75			0.188	kg	15	0.22
5	Clavos 2 1/2"	16			0.076	kg	15	0.09
6	Alambre galvan. N 18	43.2			0.41	kg	15	0.47

Ilustración 109. Compra mayorada para el encofrado de pedestal

Longitud total de los pedestales = 17.5 m

- **Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ $e = 10\text{ cm}$**

Dimensiones del contrapiso: $21.4 \times 4.85 = 103.79\text{ m}^2$

Espesor del contrapiso: 0.10 m

$$\text{Area total} = 103.79\text{ m}^2 * 0.10\text{ m} = 10.379\text{ m}^3$$

- **Volumen de lastre para el contrapiso**

Dimensiones del contrapiso: $21.4 \times 4.85 = 103.79\text{ m}^2$

Espesor de la losa de contrapiso: 0.10 m

$$\text{Volumen total} = 103.79 * 0.10 = 10.38\text{ m}^3$$

- Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm

Dimensiones del contrapiso: 21.4 x 4.85

$$\text{Area de mallado} = 103.79 \text{ m}^2$$

- Suministro, fabricación y montaje de estructuras metálicas

PESO DE LAS SECCIONES				
Piso	Sección	Longitud Total	Área	Peso Total
		m	cm2	kg
1	COL 250X250X15	43.4	141	4803.73
	VIGS 150X100X5X3	52.165	14.2	581.48
	VIGS 180X150X10X5	26.6	38	793.48
	VIGP 250X200X12X5	76.55	59.3	3563.44
2	COL 250X250X15	43.4	141	4803.73
	VIGS 150X100X5X3	52.165	14.2	581.48
	VIGS 180X150X10X5	26.6	38	793.48
	VIGP 250X200X12X5	76.55	59.3	3563.44
Total				19484.26

PESO DE LA PLACA BASE				
Dimen. De la placa base (cm)			Cantidad	Peso Total
B	H	t		kg
40	40	2	14	351.68

PESO DE LA ESCALERA				
Dimensiones del escalón (cm)			Cantidad	Peso Total
L	B	t		kg
100	26	1	16	326.56
Dimensiones de la viga (cm)			Cantidad	Peso Total
Sección	Longitud	Área		kg
IPE 120	500	13.2	1	51.81

PESO DE LOS CONECTORES DE CORTE				
Diámetro	Altura	Área	Cantidad	Peso Total
cm	cm	cm2		kg
1.6	8	2.01	224	28.28

Tabla 121. Peso total de la estructura de acero ASTM A36

$$\text{Peso total de acero estructural} = 20242.60 \text{ kg}$$

- **Hormigón simple en losa deck $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$**

Para la determinación del volumen total de hormigón simple para la losa, se lo hace en base al valor del volumen de hormigón por m^3/m^2 dado por el fabricante, que debe ser colocado para una lámina metálica de 0.65 mm y un espesor de losa igual a 10 cm.

Piso	Dimensiones de la Placa		Área	Volumen	Volumen
	L	B	m^2	m^3/m^2	m^3
1	21.4	6.05	120.42	0.0695	8.369
2	21.4	6.05	128.87	0.0695	8.956
Total					17.326

Tabla 122. Volumen de hormigón para losa deck

$$\text{Volumen total} = 17.326 \text{ m}^3$$

- **Lámina metálica $e=0.65 \text{ mm}$**

El peso por metro cuadrado de la lámina metálica es de 6.37 kg/cm^2 , cuyo valor se utiliza para determinar el peso en kilogramos:

Piso	Dimensiones de la Placa		Área	Peso	Peso
	L	B	m^2	kg/m^2	kg
1	21.4	6.05	120.42	6.37	767.075
2	21.4	6.05	128.87	6.37	820.902
Total					1587.977

Tabla 123. Peso total de lámina metálica

$$\text{Peso total} = 1587.977 \text{ kg}$$

- **Malla Electro soldada para losa deck $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$**

Área del piso 1: 120.42 m^2

Área del piso 2: 128.87 m²

Area de mallado = 249.29 m²

A continuación, se presenta el resumen de las cantidades de obra que se necesita para la vivienda de acero y hormigón armado:

Tabla 124. Resumen de Cantidades de Obra para la Vivienda de Hormigón Armado

Resumen de Cantidades para la vivienda de Hormigón Armado			
CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD
1	MOVIMIENTO DE TIERRA		
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.36
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.15
1.3	Desalojo del material	m3	37.04
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.29
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.14
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.46
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.60
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.20
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.05
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.59
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.82
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.52
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.58
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.69
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.26
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m2	112.58
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.26
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.80
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.60
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.55
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.60
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.57
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.17
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso $40 \times 40 \times 20\text{cm}$	m2	93.23
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.80
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.70
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m2	108.36
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.44
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.80
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.60
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10m a N+6.20m	kg	1128.21
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10m a N+6.20m (in situ)	m3	7.60
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.73
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.37
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta $40 \times 40 \times 20\text{cm}$	m2	99.23
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.80
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.70
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m2	112.58
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.89
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.20
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57
2.38	Malla Electrosoldada para gradas $D = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$	m2	6.45

Tabla 125. Resumen de Cantidades de Obra para la Vivienda de Acero Estructural

4.4 Análisis de Precios Unitarios

Para la determinación de los costos de construcción, se tienen que tomar en cuenta tanto los costos directos e indirectos.

Los costos directos son todos aquellos que se relacionan directamente con las actividades que se realizan en una construcción, donde se puede identificar a la

Resumen de cantidad para la Vivienda de Acero			
Código	Rubro	Unidad	Cantidad
1	Movimiento de Tierras		
1.1	Excavación a máquina de cimientos	m ³	38.948
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274
2	Estructura		
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm ² (in situ)	m ³	0.954
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm ² (in situ)	m ³	3.814
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm ²	kg	157.542
2.4	Hormigón ciclópeo para los cimientos f'c = 180kg/cm ² (in situ)	m ³	6.206
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm ² (in situ)	m ³	2.758
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm ²	kg	221.953
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm ² (in situ)	m ³	2.800
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm ²	kg	470.047
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm ² (premezclado)	m ³	10.379
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790
2.14	Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica	kg	20242.596
2.15	Hormigón simple en losa deck f'c=210 kg/cm ² (premezclado)	m ³	17.326
2.16	Lámina metálica e=0.65 mm	kg	1587.977
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290

mano de obra, los materiales, equipos, maquinaria y herramientas.

Mientras que los costos indirectos son aquellos que permiten que se realice los diferentes trabajos de construcción, como es el caso de los gastos de administración central y de obra, imprevistos, capacitaciones, afiliaciones, etc.

Tabla 126. Componentes del Costo Indirecto

Componentes del Costo Indirecto	Porcentaje	
	Mínimo	Máximo
Costos Indirectos de Administración Central	3%	6%
Costos Indirectos de Obra	5%	10%

Garantías, Costos Financieros, entre otros	1%	4%
Seguros	1%	3%
Imprevistos	3%	5%
Utilidad	7%	12%
Total de Costos Indirectos	20%	40%

En el análisis de precios unitarios se tomará el costo indirecto como el 20% de los costos directos.

Los desgloses de los precios unitarios para cada sistema constructivo, se presentan en la sección de ANEXOS.

4.5 Reajuste de Precios

El reajuste es un proceso que es necesario realizar para considerar la variación de los costos de construcción, como son los materiales, la mano de obra y los equipos o maquinaria. Estos incrementos de precios se deben a la situación económica del país y el proceso de inflación.

El reajuste de precios se lo puede realizar a través de una fórmula matemática propuesta por la Ley de contratación Pública y se lo desarrolla en base a dos fundamentos: las planillas de obra y el anticipo.

Para fines de la presente disertación, es importante recalcar este parámetro, sin embargo, no se lo aplicara para el análisis técnico económico comparativo.

4.6 Programación de obras

Para una debida planeación de los trabajos constructivos propuestos para la vivienda, es necesario ordenar cada actividad adecuadamente para llegar al objetivo principal, por lo que se requiere de un proceso de análisis de programación de obras.

4.6.1 Lista de Actividades

Inicialmente se debe identificar las actividades para la construcción de la estructura tanto de hormigón armado como la de acero, por lo que se detalla a continuación la lista de actividades para cada método constructivo:

Tabla 127. Lista de Actividades para la Estructura de Hormigón Armado

VIVIENDA DE HORMIGÓN ARMADO	
CÓDIGO	ACTIVIDADES
1	MOVIMIENTO DE TIERRA
1.1	Excavación para cimientos a máquina
1.2	Relleno compactado de suelo natural
1.3	Desalojo del material
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm

Tabla 128. Lista de Actividades para la Estructura de Acero

VIVIENDA DE ACERO	
Código	Lista de Actividades
1	Movimiento de Tierras
1.1	Excavación a máquina de cimientos
1.2	Relleno compactado de suelo natural
1.3	Desalojo de Material
2	Estructura
2.1	Hormigón simple para replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
2.4	Hormigón ciclópeo para los cimientos $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)
2.8	Hormigón simple para pedestal $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)
2.12	Lastre para el contrapiso
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso $d = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$
2.14	Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica
2.15	Hormigón simple en losa deck $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (premezclado)
2.16	Lámina metálica $e = 0.65 \text{ mm}$
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck $d = 5\text{mm}$ y aberturas de $10 \times 10\text{cm}$

4.6.2 Secuencia de Actividades

Para realizar la secuencia de las actividades se lo hace mediante una matriz, para representar el orden de manera adecuada tanto para la estructura de hormigón armado como la de acero estructural. Este procedimiento se lo hace de manera que facilite identificar el proceso constructivo y posteriormente representarlo en un diagrama que se detalla más adelante.

Tabla 130. Secuencia de Actividades para la Estructura de Acero

		ACTIVIDAD SIGUIENTE →																		
		1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	2.10	2.11	2.12	2.13	2.14	2.15	2.16
ACTIVIDAD PRECEDENTE ↓	1.1		X	X																
	1.2						X													
	1.3				X															
	2.1					X						X								
	2.2												X							
	2.3				X															
	2.4								X	X										
	2.5															X				
	2.6								X											
	2.7								X											
	2.8	X																		
	2.9				X															
	2.10											X								
	2.11																	X		
	2.12																X			
	2.13													X						
	2.14																			X
2.15																				
2.16																				
2.17																	X			

F I N A L I Z A C I O N

4.6.3 Duración de las Actividades

La duración de las actividades de construcción, están relacionados directamente con los rendimientos, los cuales están expresados en unidades de tiempo sobre unidades de trabajo y además de los volúmenes de obra, valores que fueron determinados anteriormente. A partir de dichos datos, se procede a identificar las duraciones para ambos sistemas constructivos:

Tabla 131. Duración Real de la Estructura de Hormigón Armado

DURACION DE ACTIVIDADES								
Código	Rubros	Unidad	Cantidad	Rendimiento (unid./jorn.)	Rendimiento (hora/unid.)	Duración (horas)	Duración (días)	Duración Real (días)
1	MOVIMIENTO DE TIERRA							
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.360	100	0.080	3.87	1	1
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.153	10	0.800	12.92	2	2
1.3	Desalojo del material	m3	37.039	150	0.053	1.98	1	1
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA							
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.292	12	0.667	0.86	1	1
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.138	380	0.021	2.34	1	1
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.460	9	0.889	5.74	1	1
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.600	16	0.500	8.40	2	2
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.200	16	0.500			
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.051	380	0.021	22.09	3	3
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.595	8	1.000	3.59	1	3
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.817	5	1.600	7.71	1	1
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.520	24	0.333	17.84	3	3
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.579	380	0.021	6.33	1	1
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.694	9	0.889	2.39	1	1
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.258	13	0.615	6.93	1	1
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.580	280	0.029	3.22	1	1
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.258	12	0.667	7.51	1	1
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.800	16	0.500	21.70	3	3
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.600	16	0.500			
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.553	380	0.021	31.67	4	4
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.604	8	1.000	7.60	1	9
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.573	12	0.667	33.05	5	5
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.169	380	0.021	14.21	2	2
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x20x20cm	m2	93.225	40	0.200	18.65	3	3
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.800	15	0.533	140.53	18	18
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.700	15	0.533			
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.468	380	0.021	19.55	3	3
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.356	280	0.029	3.10	1	1
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.440	10	0.800	14.75	2	10
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.669	10	0.800	8.54	2	10
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.800	16	0.500	21.70	3	3
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.600	16	0.500			
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg	1128.215	380	0.021	23.75	3	3
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3	7.604	8	1.000	7.60	1	9
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.727	12	0.667	35.15	5	5
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.373	380	0.021	13.04	2	2
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x20x20cm	m2	99.225	40	0.200	19.85	3	3
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.800	15	0.533	140.53	18	18
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.700	15	0.533			
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundor piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.468	380	0.021	19.55	3	3
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.580	280	0.029	3.22	1	1
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.8867	10	0.800	15.11	2	10
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.66902	10	0.800	8.54	2	10
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.204	15	0.533	6.51	1	1
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57084	380	0.021	1.02	1	1
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.4512	280	0.029	0.18	1	1

Tabla 132. Duración real de la Estructura de Acero

DURACION DE ACTIVIDADES								
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	Rendimiento (unid./jorn.)	Rendimiento (hora/unid.)	Duración (horas)	Duración (días)	Duración Real (días)
1	Movimiento de Tierras							
1.1	Excavación a máquina de cimientos	m ³	38.948	100	0.0800	3.116	1.000	1.000
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	10	0.8000	10.098	2.000	2.000
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	150	0.0533	1.615	1.000	1.000
2	Estructura							
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	12	0.6667	0.636	1.000	1.000
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	9	0.8889	3.390	1.000	1.000
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	380	0.0211	3.317	1.000	1.000
2.4	Hormigón ciclópeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	5	1.6000	9.929	2.000	2.000
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	9	0.8889	2.452	1.000	1.000
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	380	0.0211	4.673	1.000	1.000
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	m ²	68.950	24	0.3333	22.983	3.000	3.000
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	8	1.0000	2.800	1.000	3.000
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	380	0.0211	9.896	2.000	2.000
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	m ²	17.500	16	0.5000	8.750	2.000	2.000
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	12	0.6667	6.919	1.000	1.000
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	13	0.6154	6.387	1.000	1.000
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	280	0.0286	2.965	1.000	1.000
2.14	Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica	kg	20242.596	1350	0.0059	119.956	15.000	15.000
2.15	Hormigón simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	10	0.8000	13.861	2.000	2.000
2.16	Lámina metálica e=0.65 mm	kg	1587.977	1600	0.0050	7.940	1.000	1.000
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	280	0.0286	7.123	1.000	1.000

4.6.4 Holguras y Ruta Crítica

Las holguras representan el tiempo disponible que presenta una actividad y son tiempos extras de contingencia, de manera que el proyecto cumpla con los tiempos de ejecución previstos, sin necesidad de tener retrasos no planificados. Existen dos tipos de holguras: holgura total y holgura libre.

La holgura total es el tiempo disponible que tiene una actividad para retardar su iniciación o demorar su terminación, sin que se afecte el tiempo total del proyecto, mientras que la holgura libre es el tiempo disponible que posee cada actividad para retardar su terminación, sin afectar el inicio de las siguientes actividades.

Se considera que una actividad es crítica cuando la holgura total y holgura libre son igual a cero, lo que quiere decir que no tienen un margen de tiempo disponible para retardar su iniciación o terminación. El resto de actividades que presentan holguras, se consideran de primer, segundo o tercer grado, dependiendo de la holgura total, mientras mayor sea, mayor será el grado de la actividad.

La ruta crítica se le denomina como la concatenación de todas las actividades que dan como resultado el mayor tiempo de duración. En otras palabras, se puede decir que la ruta crítica determina la duración total del proyecto, y cualquier retraso que se presente afectara directamente a la fecha de terminación planeada, ya que no se presentan holguras.

Una forma para representar gráficamente la ruta crítica, es mediante el diagrama de bloques que se presentara más adelante, donde se puede identificar las duraciones y sus actividades predecesoras.

A continuación, se determina las holguras totales y libres para cada actividad como se dijo anteriormente:

Tabla 133. Holguras y ruta crítica para la vivienda de hormigón Armado

Código	Rubros	Unidad	Duración (días)	Inicio		Terminación		H total	H libre	Ruta Crítica
				ES	EF	LS	LF			
1	MOVIMIENTO DE TIERRA									
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	1	0	1	10	11	10	0	Crítica
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	2	11	13	15	17	4	0	Crítica
1.3	Desalojo del material	m3	1	1	2	14	15	13	1	
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA									
2.1	Hormigón de replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m3	1	1	2	11	12	10	0	Crítica
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	1	2	3	12	13	10	0	Crítica
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m3	1	3	4	15	16	12	2	
2.4	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	2	6	8	16	18	10	0	Crítica
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	3	3	6	13	16	10	0	Crítica
2.6	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3	8	11	18	21	10	10	Crítica
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m3	1	13	14	17	18	4	0	Crítica
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	3	14	17	14	17	0	0	Crítica
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	1	17	18	17	18	0	0	Crítica
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m3	1	18	19	18	19	0	0	Crítica
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	1	14	15	18	19	4	4	
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1	19	20	19	20	0	0	Crítica
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m3	1	20	21	20	21	0	0	Crítica
2.14	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	3	21	24	21	24	0	0	Crítica
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	4	24	28	24	28	0	0	Crítica
2.16	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	9	28	37	28	37	0	0	Crítica
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	5	37	42	49	54	12	0	
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso fy = 4200 kg/cm2	kg	2	42	44	56	58	14	2	
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x20x20cm	m2	3	42	45	54	57	12	0	
2.20	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	18	37	55	37	55	0	0	Crítica
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso fy = 4200 kg/cm2	kg	3	55	58	55	58	0	0	Crítica
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1	45	46	57	58	12	0	
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10	46	56	58	68	12	12	
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10	58	68	58	68	0	0	Crítica
2.25	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	3	68	71	68	71	0	0	Crítica
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10m a N+6.20m	kg	3	71	74	71	74	0	0	Crítica
2.27	Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+3.10m a N+6.20m (in situ)	m3	9	74	83	74	83	0	0	Crítica
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	5	83	88	95	100	12	0	
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta fy = 4200 kg/cm2	kg	2	88	90	102	104	14	2	
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x20x20cm	m2	3	88	91	100	103	12	0	
2.31	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	18	83	101	83	101	0	0	Crítica
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso fy = 4200 kg/cm2	kg	3	101	104	101	104	0	0	Crítica
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1	91	92	103	104	12	0	
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10	92	102	104	114	12	12	
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10	104	114	104	114	0	0	Crítica
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m	1	37	38	55	56	18	0	
2.37	Acero de refuerzo para las gradas fy = 4200 kg/cm2	kg	1	38	39	56	57	18	0	
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	1	39	40	57	58	18	6	

Tabla 134. Holguras y ruta crítica para la vivienda de Acero de Estructural

Codigo	Actividad	Unidad	Duración (días)	Inicio		Terminación		H total	H libre	Ruta Crítica
				ES	EF	LS	LF			
1	Movimiento de Tierras									
1.1	Excavación a máquina de cimientos	m ³	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	Crítica
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	2.00	10.00	12.00	10.00	12.00	0.00	0.00	Crítica
1.3	Desalojo de Material	m ³	1.00	1.00	2.00	3.00	4.00	2.00	2.00	
2	Estructura									
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	1.00	1.00	2.00	1.00	2.00	0.00	0.00	Crítica
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	1.00	4.00	5.00	4.00	5.00	0.00	0.00	Crítica
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	1.00	2.00	3.00	3.00	4.00	1.00	1.00	
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	2.00	12.00	14.00	12.00	14.00	0.00	0.00	Crítica
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	1.00	17.00	18.00	17.00	18.00	0.00	0.00	Crítica
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	1.00	14.00	15.00	16.00	17.00	2.00	2.00	
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	3.00	14.00	17.00	14.00	17.00	0.00	0.00	Crítica
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.00	7.00	10.00	7.00	10.00	0.00	0.00	Crítica
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	2.00	2.00	4.00	2.00	4.00	0.00	0.00	Crítica
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	2.00	5.00	7.00	5.00	7.00	0.00	0.00	Crítica
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	1.00	20.00	21.00	20.00	21.00	0.00	0.00	Crítica
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	1.00	18.00	19.00	18.00	19.00	0.00	0.00	Crítica
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	1.00	19.00	20.00	19.00	20.00	0.00	0.00	Crítica
2.14	Suministro, fabricación y montaje de Estructura Metálica	kg	15.00	21.00	36.00	21.00	36.00	0.00	0.00	Crítica
2.15	Hormigón simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	2.00	38.00	40.00	38.00	40.00	0.00	0.00	Crítica
2.16	Lamina metálica e=0.65 mm	kg	1.00	36.00	37.00	36.00	37.00	0.00	0.00	Crítica
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	1.00	37.00	38.00	37.00	38.00	0.00	0.00	Crítica

4.6.5 Diagrama de bloques

Mediante una representación gráfica (diagrama de bloques) se pretende establecer las relaciones que tienen las actividades para construcción de la estructura de hormigón armado y de acero estructural, donde los cuadros son las actividades a desarrollarse y las flechas son las relaciones. Las flechas y cuadros de color rojo representan la ruta crítica del proyecto.

Ilustración 110. Diagramas de bloques para la Estructura de Hormigón Armado

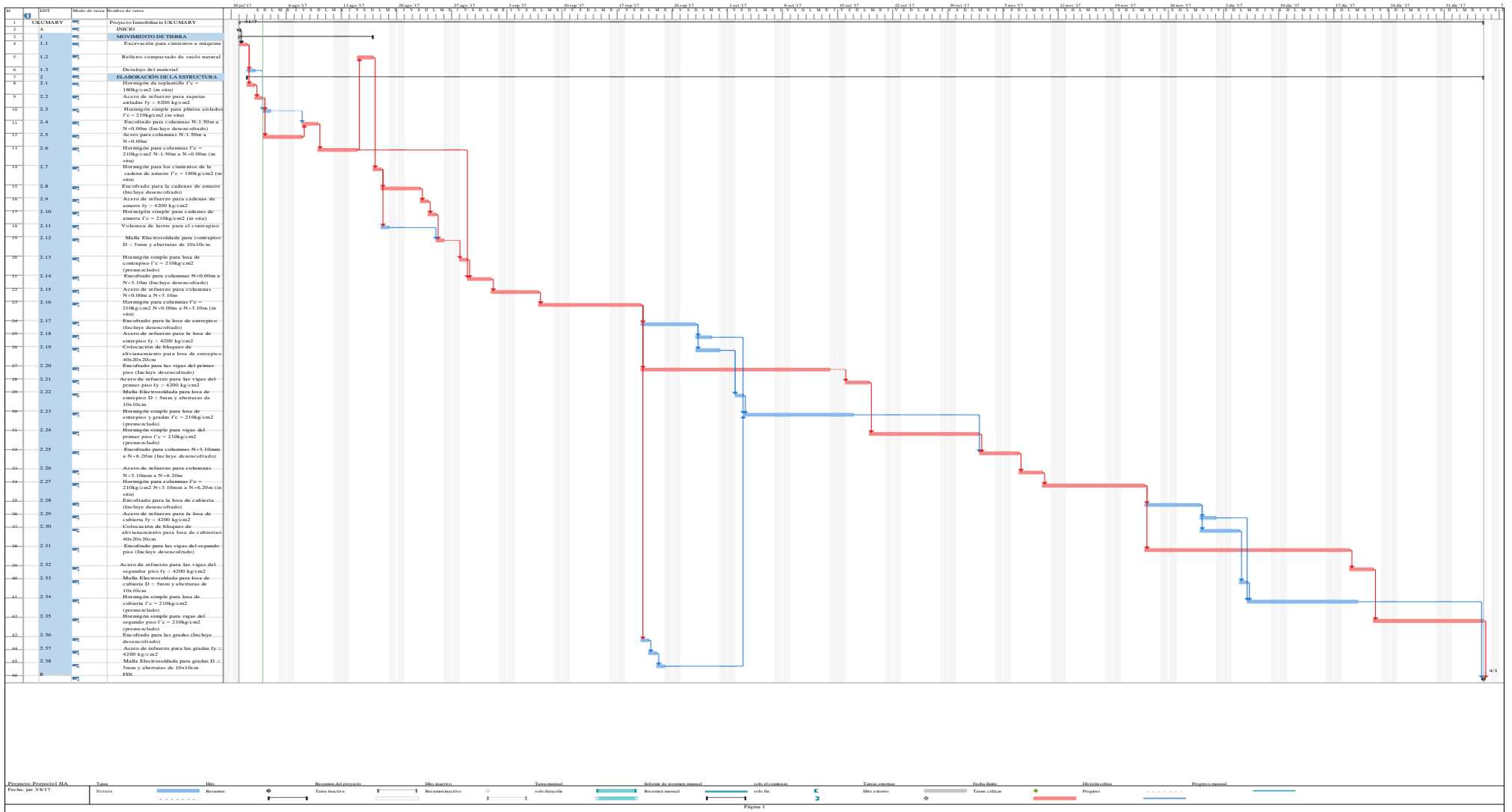
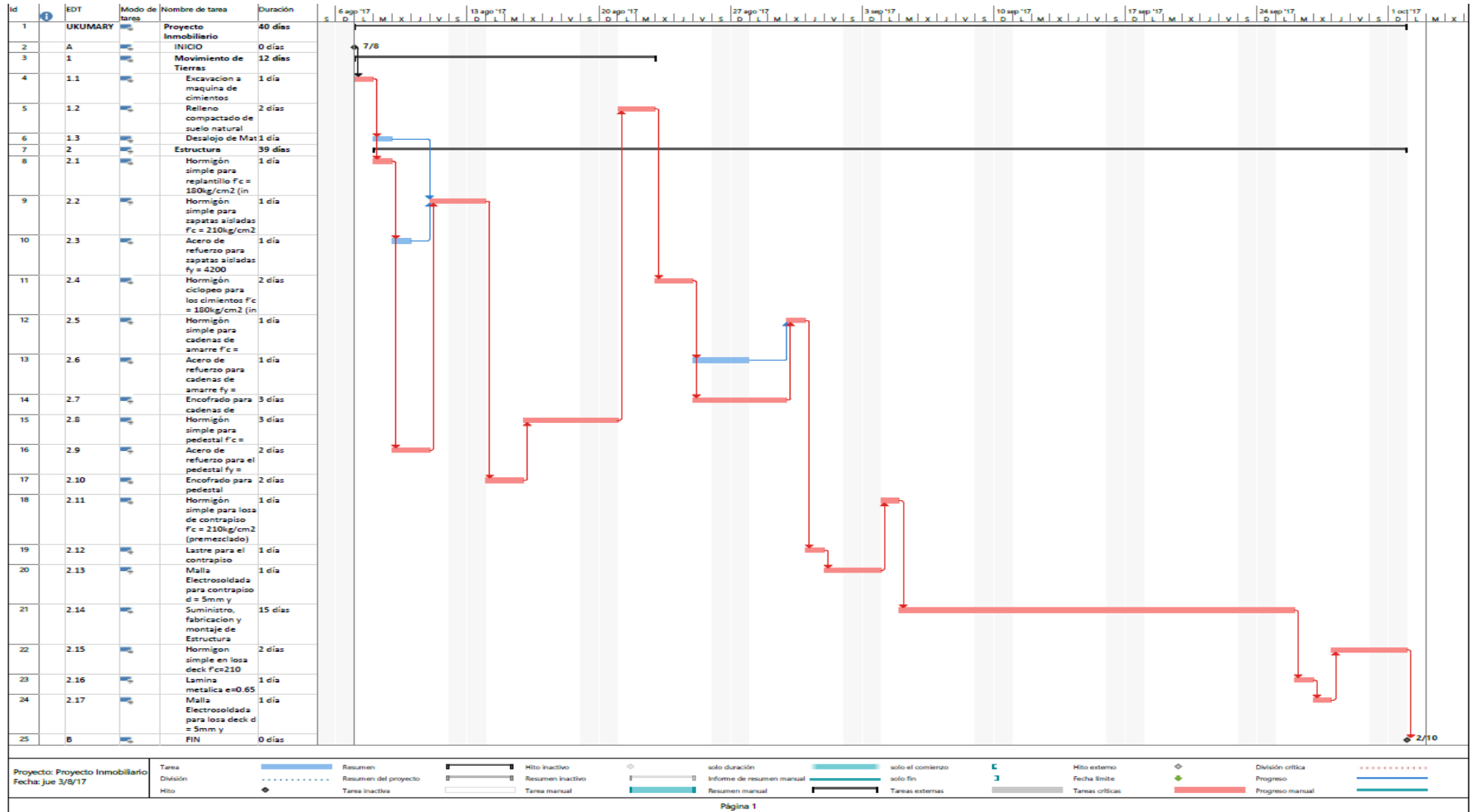


Ilustración 111. Diagrama de bloques para la Estructura de Acero



4.6.6 Plazos de Entrega

Una vez determinados las duraciones de las actividades y sus relaciones, se puede identificar el tiempo de ejecución del proyecto para cada método constructivo, que está presidido por la ruta crítica. Este tiempo de terminación del proyecto, se ha calculado tratando de optimizar el proceso constructivo, tomando en cuenta actividades que pueden realizarse simultáneamente durante los trabajos de construcción. Bajo este último criterio se presentan los plazos de entrega del proyecto, para ambos sistemas constructivos:

PROYECTO	Tiempo Total (días)	Tiempo Total (semanas)
Estructura de Hormigón Armado	114	24
Estructura de Acero Estructural	40	8

Tabla 135. Tiempos de Ejecución

4.6.7 Cronograma de Actividades

El cronograma de actividades cumple un papel importante en la gestión del proyecto, puesto que sirve como base para el control, supervisión y asignación de recursos a cada una de las actividades que deberán desarrollarse, con el fin de terminar el proyecto satisfactoriamente.

El tipo de cronograma que se presenta en la presente disertación, es de un cronograma valorado, en donde se detalla de manera minuciosa cada una de las actividades con las inversiones parciales y acumuladas, logrando obtener posteriormente la curva de inversión de cada uno de los sistemas constructivos

Tabla 136. Cronograma valorado para la estructura de Hormigón Armado

Código	Rubros	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	1ª Semana	2ª Semana	3ª Semana	4ª Semana	5ª Semana	6ª Semana	7ª Semana	8ª Semana	9ª Semana	10ª Semana	11ª Semana	12ª Semana	13ª Semana	14ª Semana	15ª Semana	16ª Semana	17ª Semana	18ª Semana	19ª Semana	20ª Semana	21ª Semana	22ª Semana	23ª Semana	24ª Semana	TOTAL		
1	MOVIMIENTO DE TIERRA																															
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.360	\$ 2.84	\$ 137.21	100.00%																									\$ 137.21	
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.153	\$ 14.15	\$ 228.52		100%																								\$ 228.52	
1.3	Desajuste del material	m3	37.039	\$ 3.14	\$ 116.23	100%																									\$ 116.23	
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA																															
2.1	Hormigón de repantillo Fc = 180kg/cm2 (in situ)	m3	1.292	\$ 72.15	\$ 93.21	100%																									\$ 93.21	
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	111.138	\$ 1.39	\$ 154.86	100%																									\$ 154.86	
2.3	Hormigón simple para zapatas aisladas Fc = 210kg/cm2 (in situ)	m3	6.460	\$ 88.98	\$ 574.81	100%																									\$ 574.81	
2.4	Encofrado para columnas N=1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	16.800	\$ 115.10	\$ 943.06	100%																									\$ 943.06	
2.5	Acero para columnas N=1.50m a N+0.00m	kg	1049.051	\$ 1.45	\$ 1,461.73	67%	33%																								\$ 1,461.73	
2.6	Hormigón para columnas Fc = 210kg/cm2 N=1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.595	\$ 96.69	\$ 333.64	50%	50%																								\$ 333.64	
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre Fc = 180kg/cm2 (in situ)	m3	4.817	\$ 108.75	\$ 517.39	50%	50%																								\$ 517.39	
2.8	Encofrado para la cadena de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.520	\$ 43.97	\$ 1,000.33	100%																									\$ 1,000.33	
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	300.579	\$ 1.45	\$ 418.82	100%																									\$ 418.82	
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre Fc = 210kg/cm2 (in situ)	m3	2.694	\$ 92.69	\$ 239.69	100%																									\$ 239.69	
2.11	Lastre para el contrapiso	m3	11.258	\$ 15.59	\$ 175.53	100%																									\$ 175.53	
2.12	Malla Electro soldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.580	\$ 17.48	\$ 551.45	100%																									\$ 551.45	
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso Fc = 210kg/cm2 (in situ)	m3	11.258	\$ 72.21	\$ 1,394.31	100%																									\$ 1,394.31	
2.14	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	43.400	\$ 43.12	\$ 2,436.25	67%	33%																								\$ 2,436.25	
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.553	\$ 1.45	\$ 2,096.41	100%																									\$ 2,096.41	
2.16	Hormigón para columnas Fc = 210kg/cm2 N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.604	\$ 96.69	\$ 705.77		56%	44%																							\$ 705.77	
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.573	\$ 23.24	\$ 1,252.31	20%	80%																								\$ 1,252.31	
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso fy = 4200 kg/cm2	kg	675.169	\$ 1.45	\$ 940.77	50%	50%																								\$ 940.77	
2.19	Colocación de bloques de aliviado para losa de entrepiso 40x20x20cm	m2	93.225	\$ 10.62	\$ 950.80	33%	67%																								\$ 950.80	
2.20	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	263.500	\$ 6.72	\$ 4,629.92	6%	28%	28%	28%	11%																					\$ 4,629.92	
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso fy = 4200 kg/cm2	kg	928.468	\$ 1.45	\$ 1,293.71	100%																									\$ 1,293.71	
2.22	Malla Electro soldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.356	\$ 17.48	\$ 530.76	100%																									\$ 530.76	
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas Fc = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	18.440	\$ 128.46	\$ 2,368.79	20%	50%	30%																							\$ 2,368.79	
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso Fc = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10.669	\$ 128.46	\$ 1,370.55		47%	50%																							\$ 1,370.55	
2.25	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	43.400	\$ 43.12	\$ 2,436.25																										\$ 2,436.25	
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10m a N+6.20m	kg	1128.215	\$ 1.45	\$ 1,572.03	67%	33%																								\$ 1,572.03	
2.27	Hormigón para columnas Fc = 210kg/cm2 N+3.10m a N+6.20m (in situ)	m3	7.604	\$ 96.69	\$ 705.77																										\$ 705.77	
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.727	\$ 23.24	\$ 1,331.98																										\$ 1,331.98	
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta fy = 4200 kg/cm2	kg	619.373	\$ 1.45	\$ 863.02	100%																									\$ 863.02	
2.30	Colocación de bloques de aliviado para losa de cubierta 40x20x20cm	m2	99.225	\$ 10.62	\$ 1,012.00	100%																									\$ 1,012.00	
2.31	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	263.500	\$ 6.72	\$ 4,629.92																										\$ 4,629.92	
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso fy = 4200 kg/cm2	kg	928.468	\$ 1.45	\$ 1,293.71	28%	28%	17%																							\$ 1,293.71	
2.33	Malla Electro soldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.580	\$ 17.48	\$ 551.45																										\$ 551.45	
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta Fc = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	18.887	\$ 128.46	\$ 2,426.20	10%	50%	40%																							\$ 2,426.20	
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso Fc = 210kg/cm2 (premezclado)	m3	10.669	\$ 128.46	\$ 1,370.55																										\$ 1,370.55	
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m	12.204	\$ 6.72	\$ 491.28	100%																									\$ 491.28	
2.37	Acero de refuerzo para las gradas fy = 4200 kg/cm2	kg	48.571	\$ 1.45	\$ 67.68	100%																									\$ 67.68	
2.38	Malla Electro soldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.451	\$ 17.48	\$ 31.60	100%																									\$ 31.60	
TOTAL					\$45,700.29																										\$45,700.29	
INVERSIONES																																
Parcial					\$ 1,076.33	\$ 2,084.43	\$ 3,141.23	\$ 4,185.38	\$ 5,209.70	\$ 6,208.41	\$ 7,192.06	\$ 8,155.46	\$ 9,088.81	\$ 10,000.00	\$ 10,891.47	\$ 11,754.74	\$ 12,589.74	\$ 13,396.29	\$ 14,173.30	\$ 14,920.70	\$ 15,638.99	\$ 16,328.18	\$ 16,988.27	\$ 17,618.27	\$ 18,218.16	\$ 18,787.94	\$ 19,327.62	\$ 19,837.10	\$ 20,316.48	\$ 20,765.76	\$ 21,184.94	\$ 21,574.02
Acumulado					\$ 1,076.32	\$ 3,160.73	\$ 4,301.97	\$ 5,455.35	\$ 6,619.04	\$ 7,782.52	\$ 8,945.52	\$ 10,108.02	\$ 11,270.02	\$ 12,431.52	\$ 13,592.52	\$ 14,753.02	\$ 15,913.02	\$ 17,072.52	\$ 18,230.52	\$ 19,388.02	\$ 20,545.02	\$ 21,699.52	\$ 22,851.52	\$ 23,999.52	\$ 25,143.52	\$ 26,283.52	\$ 27,418.52	\$ 28,548.52	\$ 29,673.52	\$ 30,793.52	\$ 31,908.52	\$ 33,018.52
Porcentajes					2.36%	4.56%	2.50%	4.06%	8.34%	6.36%	0.86%	2.31%	4.13%	5.18%	5.41%	7.20%	4.31%	2.62%	7.62%	1.83%	0.86%	5.73%	8.65%	5.47%	5.70%	2.14%	1.50%	0.30%	0.00%	0.00%	0.00%	
Acumulado					2.36%	6.92%	9.41%	13.47%	21.81%	28.17%	29.03%	31.34%	35.47%	40.65%	46.05%	53.25%	57.57%	60.19%	67.82%	69.65%	70.51%	76.24%	84.89%	90.36%	96.06%	98.20%	99.70%	100.00%				

Tabla 137. Cronograma Valorado para la Estructura de Acero

PROGRAMADO						PERIODO								
Codigo	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	1ª Semana	2ª Semana	3ª Semana	4ª Semana	5ª Semana	6ª Semana	7ª Semana	8ª Semana	TOTAL
1	Movimiento de Tierras													
1.1	Excavacion a maquina de cimientos	m ³	38.948	2.82	\$ 109.787	100%								\$ 109.79
						\$ 109.79								
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	14.15	\$ 178.580			100%						\$ 178.58
								\$ 178.58						
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	3.14	\$ 95.000	100%								\$ 95.00
						\$ 95.00								
2	Estructura													
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	74.21	\$ 70.764	100%								\$ 70.76
						\$ 70.76								
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	88.98	\$ 339.369	100%								\$ 339.37
						\$ 339.37								
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	1.39	\$ 219.516	100%								\$ 219.52
						\$ 219.52								
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	99.35	\$ 616.545			100%						\$ 616.55
								\$ 616.55						
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	88.99	\$ 245.421				100%					\$ 245.42
									\$ 245.42					
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	1.39	\$ 309.258			100%						\$ 309.26
								\$ 309.26						
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950	18.69	\$ 1,288.990			33%	67%					\$ 1,288.99
								\$ 429.62	\$ 859.37					
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	92.83	\$ 259.910		100%							\$ 259.91
							\$ 259.91							
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	1.39	\$ 654.954	100%								\$ 654.95
						\$ 654.95								
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500	53.97	\$ 944.398		100%							\$ 944.40
							\$ 944.40							
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	123.85	\$ 1,285.448					100%				\$ 1,285.45
										\$ 1,285.45				
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	15.59	\$ 161.829				100%					\$ 161.83
									\$ 161.83					
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	4.90	\$ 508.391				100%					\$ 508.39
									\$ 508.39					
2.14	Suministro, fabricacion y montaje de Estructura Metalica	kg	20242.596	2.90	\$ 58,698.123					27%	33%	33%	7%	\$ 58,698.12
										\$ 15,653.03	\$ 19,565.85	\$ 19,565.85	\$ 3,913.40	
2.15	Hormigon simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	128.46	\$ 2,225.671								100%	\$ 2,225.67
													\$ 2,225.67	\$ 2,225.67
2.16	Lamina metalica e=0.65 mm	kg	1587.977	2.18	\$ 3,454.958								100%	\$ 3,454.96
													\$ 3,454.96	\$ 3,454.96
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	4.90	\$ 1,221.088								100%	\$ 1,221.09
													\$ 1,221.09	\$ 1,221.09
TOTAL					\$72,888.000									72888.000
INVERSIONES														
Parcial					\$ 1,489.39	\$ 1,204.31	\$ 1,534.00	\$ 1,775.01	\$ 16,938.48	\$ 19,565.85	\$ 19,565.85	\$ 10,815.12		
Acumulado					\$ 1,489.39	\$ 2,693.70	\$ 4,227.70	\$ 6,002.71	\$22,941.19	\$42,507.03	\$62,072.88	\$72,888.00		
PORCENTAJES														
Parcial					2.04	1.65	2.1	2.44	23.24	26.84	26.84	14.84		
Acumulado					2.04	3.69	5.79	8.23	31.47	58.31	85.15	100.0		

4.6.8 Curvas de Inversión

Para analizar, controlar e identificar la distribución de costos parciales o acumulados durante el tiempo de ejecución del proyecto, es necesario utilizar la curva de inversión, la cual describe de manera gráfica la relación del costo parcial vs tiempo o la relación costo acumulado vs tiempo. Una forma de obtener la curva de inversión es mediante el cronograma valorado que se obtuvo en la anterior sección, con la cual podemos identificar las actividades a través del tiempo con la cantidad de dinero que se necesita diariamente o semanalmente.

Para fines de la presente disertación, es necesario realizar una comparación de las curvas de inversión tanto parciales como acumuladas de ambos sistemas constructivos, las cuales se presentan a continuación:

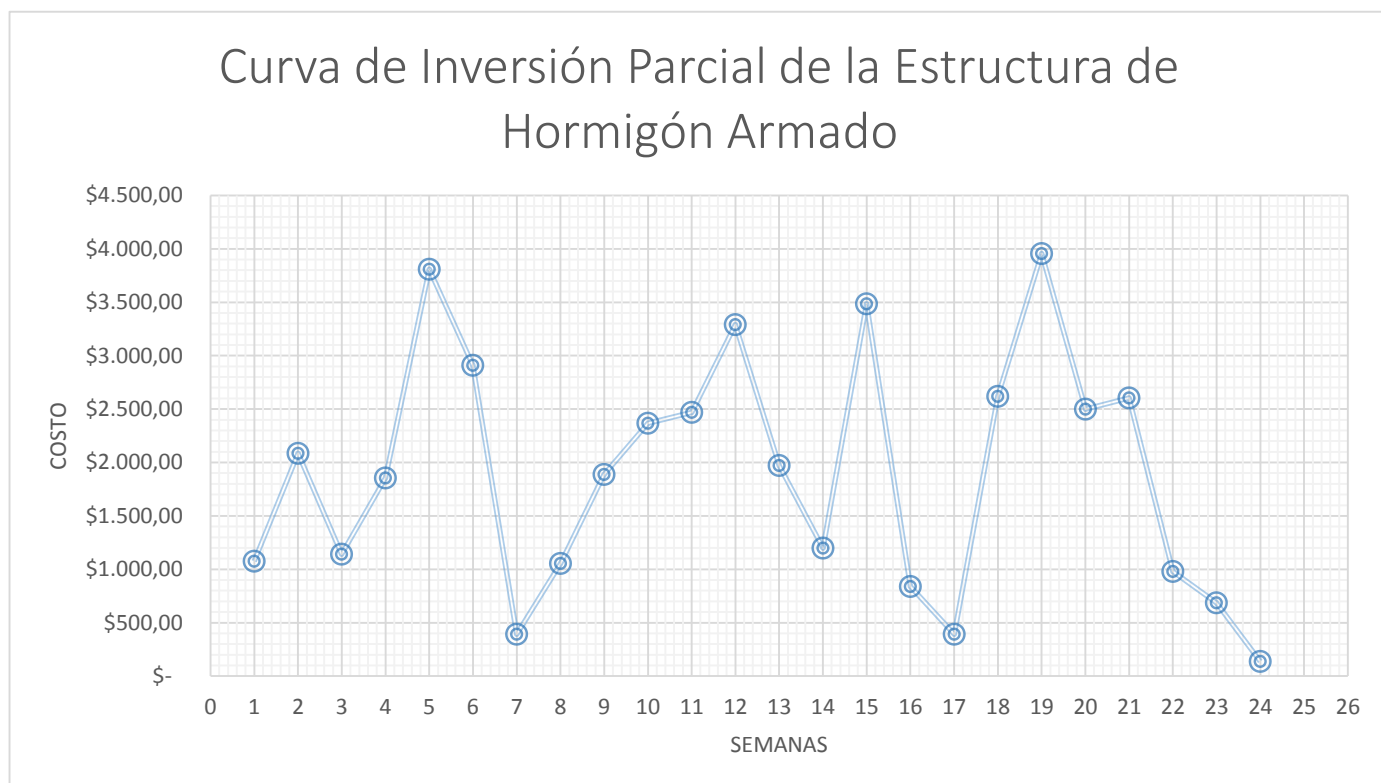


Ilustración 112. Curva de Inversión parcial de la estructura de Hormigón Armado

Curva de Inversión Parcial de la Estructura de Acero

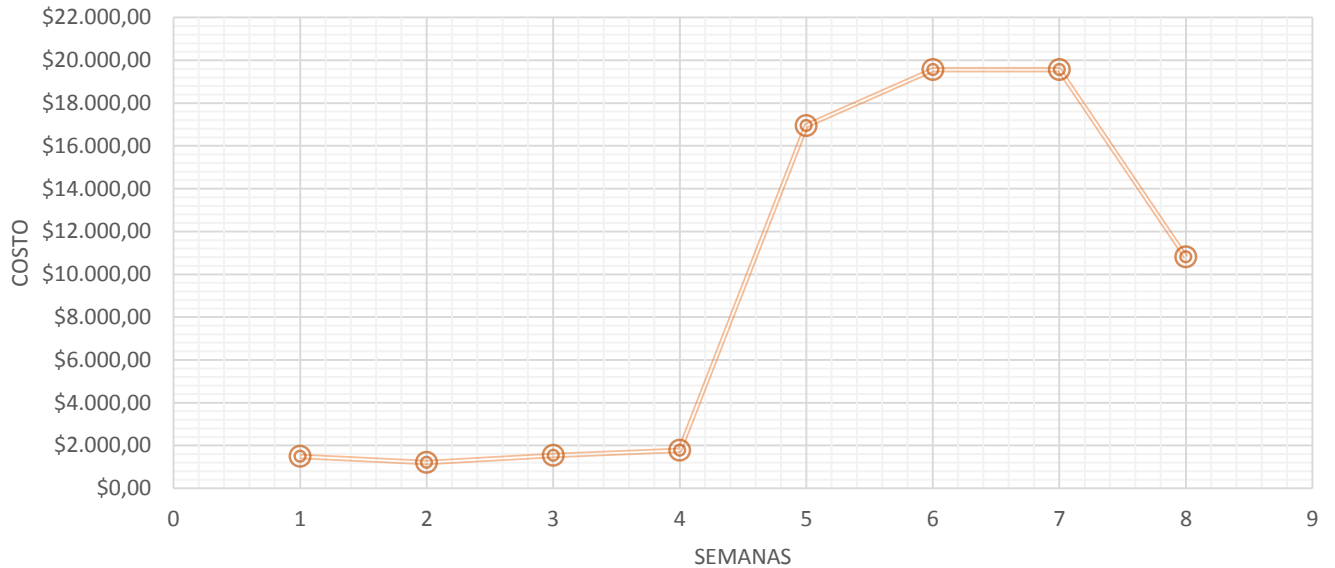


Ilustración 114. Curva de Inversión parcial de la estructura de Acero

Curva de Inversión acumulada para la Estructura de Hormigón Armado

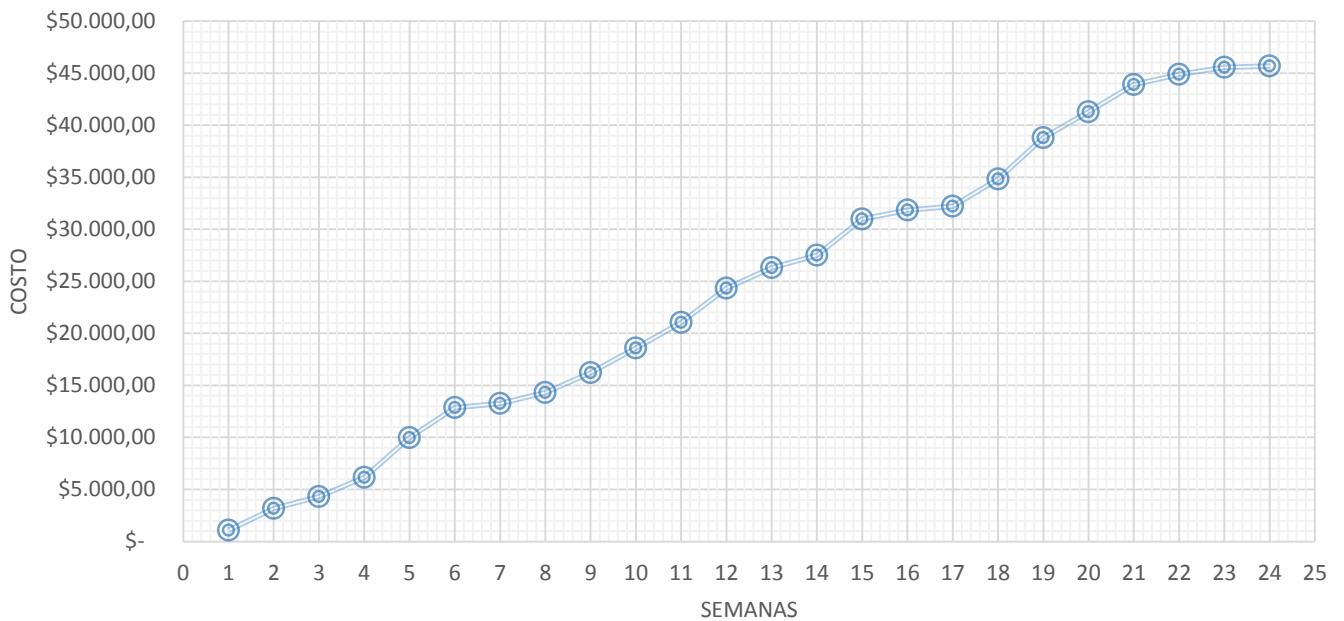


Ilustración 113. Curva de Inversión acumulado de la estructura de Hormigón Armado

Curva de Inversión acumulada para la Estructura de Acero

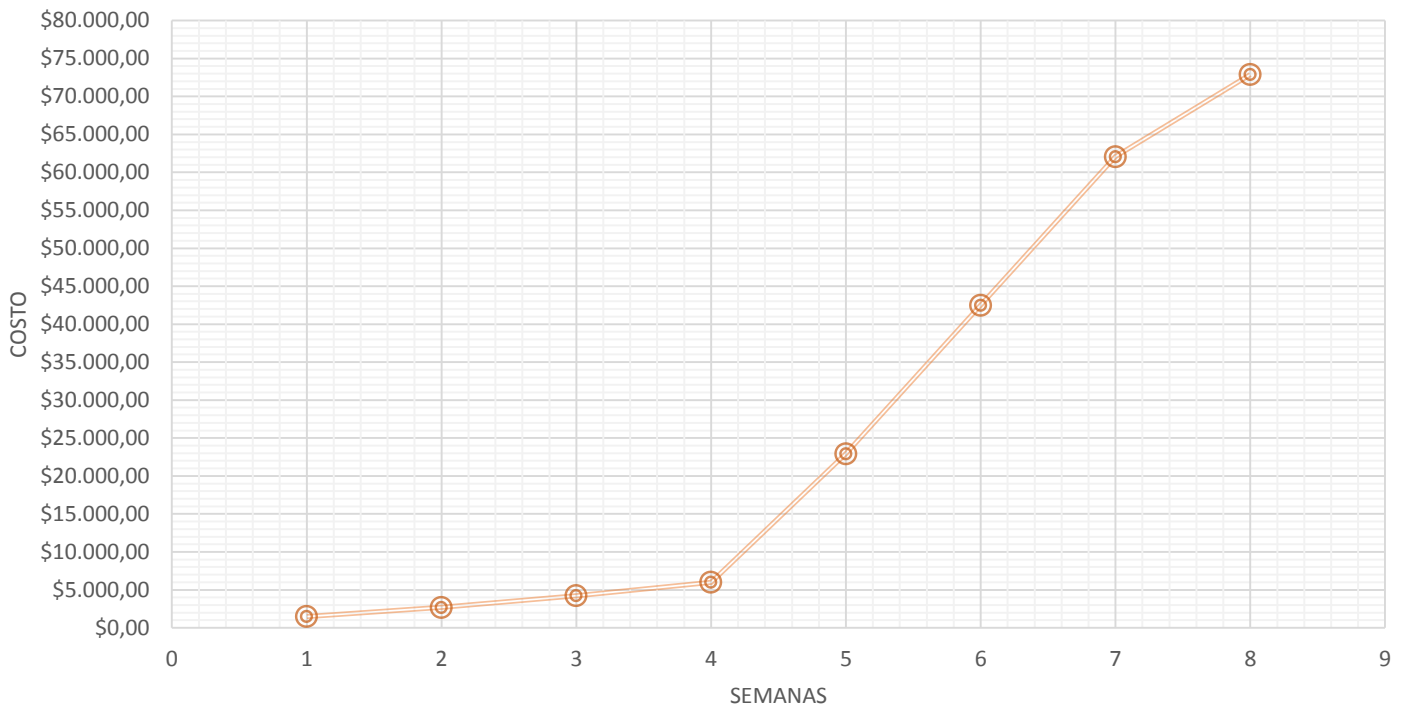


Ilustración 115. Curva de Inversión acumulada de la estructura de Acero

Capítulo Quinto: Análisis Técnico y Financiero

Con el fin de encontrar la mejor solución para el proyecto inmobiliario, se plantea en este capítulo el estudio de todos aquellos parámetros técnicos y financieros que serán de gran utilidad para escoger la mejor alternativa. Entre estos parámetros se encuentran los costos de maquinaria, mano de obra, materiales y tiempos de terminación, que están dentro de un análisis financiero. Además, se tendrá en cuenta aspectos técnicos como la funcionalidad de la edificación, el peso de la estructura, la influencia del cortante basal, vida útil de las estructuras y mantenimientos.

5.1 Índices de Evaluación Financiera

5.1.1 Propuestos de las Estructuras

Mediante el análisis de precios unitarios y la determinación de los volúmenes de obra, se logró finalmente tener los presupuestos de las estructuras de hormigón armado y de acero estructural, resultados que se compararan más adelante con el fin de establecer relaciones y diferencias en porcentajes. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Tabla 138. Presupuesto de la Estructura de Hormigón Armado

Presupuesto de la Vivienda de Hormigón Armado					
CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	A.P.U. (\$/Unidad)	COSTO TOTAL
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.36	2.84	\$ 137.21
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.15	14.15	\$ 228.52
1.3	Desalojo del material	m3	37.04	3.14	\$ 116.23
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.29	72.15	\$ 93.21
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.14	1.39	\$ 154.86
2.3	Hormigón simple para zapatas aisladas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.46	88.98	\$ 574.81
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.60	47.65	\$ 457.40
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.20	67.45	\$ 485.67
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.05	1.39	\$ 1,461.73
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.59	92.82	\$ 333.64
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.82	107.41	\$ 517.39
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.52	18.69	\$ 1,000.33
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.58	1.39	\$ 418.82
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.69	88.98	\$ 239.69
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.26	15.59	\$ 175.53
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	4.90	\$ 551.45
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.26	123.85	\$ 1,394.31
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.80	47.65	\$ 1,181.61
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.60	67.45	\$ 1,254.64
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.55	1.39	\$ 2,096.41
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.60	92.82	\$ 705.77
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.57	25.26	\$ 1,252.31
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.17	1.39	\$ 940.77
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm	m2	93.23	10.20	\$ 950.80
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	17.94	\$ 3,996.59
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	15.56	\$ 633.33
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	1.39	\$ 1,293.71
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.36	4.90	\$ 530.76
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.44	128.46	\$ 2,368.79
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	128.46	\$ 1,370.55
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.80	47.65	\$ 1,181.61
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.60	67.45	\$ 1,254.64
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg	1128.21	1.39	\$ 1,572.03
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3	7.60	92.82	\$ 705.77
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.73	25.26	\$ 1,331.98
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.37	1.39	\$ 863.02
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm	m2	99.23	10.20	\$ 1,012.00
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	17.94	\$ 3,996.59
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	15.56	\$ 633.33
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	1.39	\$ 1,293.71
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	4.90	\$ 551.45
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.89	128.46	\$ 2,426.20
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	128.46	\$ 1,370.55
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.20	40.26	\$ 491.28
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57	1.39	\$ 67.68
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.45	4.90	\$ 31.60
TOTAL					\$ 45,700.29

Tabla 139. Presupuesto de la Estructura de Acero

Presupuesto de la Vivienda de Acero Estructural					
Codigo	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
1	Movimiento de Tierras				
1.1	Excavacion a maquina de cimientos	m ³	38.948	2.82	\$ 109.787
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	14.15	\$ 178.580
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	3.14	\$ 95.000
2	Estructura				
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	74.21	\$ 70.764
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	88.98	\$ 339.369
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	1.39	\$ 219.516
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	99.35	\$ 616.545
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	88.99	\$ 245.421
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	1.39	\$ 309.258
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950	18.69	\$ 1,288.990
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	92.83	\$ 259.910
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	1.39	\$ 654.954
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500	53.97	\$ 944.398
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	123.85	\$ 1,285.448
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	15.59	\$ 161.829
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	4.90	\$ 508.391
2.14	Suministro, fabricacion y montaje de Estructura Metalica	kg	20242.596	2.90	\$ 58,698.123
2.15	Hormigon simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	128.46	\$ 2,225.671
2.16	Lamina metalica e=0.65 mm	kg	1587.977	2.18	\$ 3,454.958
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	4.90	\$ 1,221.088
TOTAL					\$ 72,888.000

Mediante los costos totales de cada uno de los métodos constructivos, se puede realizar una comparación entre las estructuras planteadas para las dos viviendas adosadas de dos pisos:

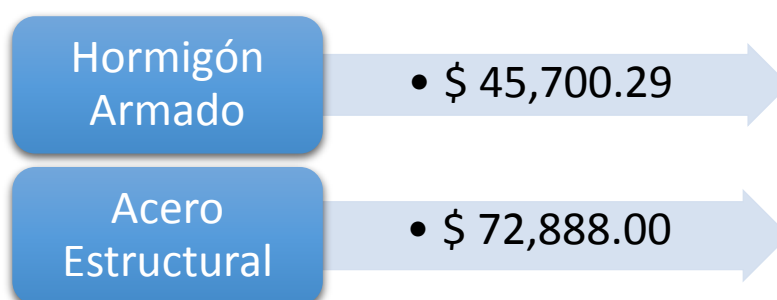


Ilustración 116. Comparación de Costos Totales

Según los resultados se muestra que, para las dos viviendas adosadas de 2 pisos, se tiene un precio de \$ 72,888.00 en acero estructural, mientras que para la de hormigón armado es de \$ 45,700.29, obteniendo un incremento de \$ 27,187.70 para la vivienda de estructura de acero con respecto a la de hormigón armado, lo cual corresponde a un 37.30 % del costo total de la estructura de hormigón armado.

5.1.2 Comparación de costos de mano de obra

Tanto para las estructuras de acero y hormigón armado, se necesita mano de obra capacitada para realizar los trabajos constructivos de manera correcta, siguiendo las especificaciones técnicas descritos en los planos estructurales. Sin embargo, cuando se trata de estructuras de acero, la mano de obra será mucho más exigente, puesto que se procura tener soldadores calificados para realizar las conexiones de los elementos estructurales.

Para fines comparativos de todos los recursos que inciden en el presupuesto, se presenta el costo total de mano de obra para cada uno de los sistemas constructivos.

Tabla 140. Costo Total de Mano de obra para la Estructura de Hormigón Armado

COSTO DE MANO DE OBRA					
CÓDIGO	RUBRO	Unidad	Cantidad	Costo de Mano de Obra (\$/unidad)	Costo de Mano de Obra (\$)
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.36	1.11	\$ 53.63
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.15	8.00	\$ 129.17
1.3	Desalojo del material	m3	37.04	0.46	\$ 16.99
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.29	12.33	\$ 15.93
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.14	0.28	\$ 31.25
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.46	16.44	\$ 106.20
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.60	6.68	\$ 64.11
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.20	3.34	\$ 24.04
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.05	0.28	\$ 294.96
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.59	18.49	\$ 66.48
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.82	31.99	\$ 154.08
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.52	4.45	\$ 238.26
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.58	0.28	\$ 84.51
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.69	16.44	\$ 44.29
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.26	8.19	\$ 92.24
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	0.29	\$ 32.15
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.26	15.51	\$ 174.65
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.80	6.68	\$ 165.61
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.60	3.34	\$ 62.10
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.55	0.28	\$ 423.03
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.60	18.49	\$ 140.63
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.57	8.90	\$ 441.38
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.17	0.28	\$ 189.83
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm	m2	93.23	2.00	\$ 186.38
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	5.33	\$ 1,187.81
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	5.33	\$ 216.98
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.28	\$ 261.05
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.36	0.29	\$ 30.95
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.44	18.62	\$ 343.28
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	18.62	\$ 198.61
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.80	6.68	\$ 165.61
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10m a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.60	3.34	\$ 62.10
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10m a N+6.20m	kg	1128.21	0.28	\$ 317.22
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10m a N+6.20m (in situ)	m3	7.60	18.49	\$ 140.63
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.73	8.90	\$ 469.46
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.37	0.28	\$ 174.15
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm	m2	99.23	2.00	\$ 198.37
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	5.33	\$ 1,187.81
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	5.33	\$ 216.98
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.28	\$ 261.05
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	0.29	\$ 32.15
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.89	18.62	\$ 351.60
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	18.62	\$ 198.61
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.20	5.33	\$ 65.06
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57	0.28	\$ 13.66
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.45	0.29	\$ 1.84
TOTAL					\$ 9,326.91

Tabla 141. Costo Total de Mano de Obra para la Estructura de Acero

COSTO DE MANO DE OBRA					
Codigo	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo de Mano de Obra (\$/unidad)	Costo de Mano de Obra (\$)
1	Movimiento de Tierras				
1.1	Excavacion a maquina de cimientos	m ³	38.948	1.09	\$42.62
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	8.00	\$100.94
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	0.46	\$13.89
2	Estructura				
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	12.33	\$11.76
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	16.44	\$62.70
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	0.28	\$44.30
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	31.99	\$198.50
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	16.44	\$45.34
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	0.28	\$62.41
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950	4.45	\$306.95
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	18.49	\$51.79
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	0.28	\$132.16
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500	6.68	\$116.86
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	15.51	\$161.01
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	8.19	\$85.04
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	0.29	\$29.64
2.14	Suministro, fabricacion y montaje de Estructura Metalica	kg	20242.596	0.15	\$3,118.85
2.15	Hormigon simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	18.62	\$322.53
2.16	Lamina metalica e=0.65 mm	kg	1587.977	0.09	\$147.31
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	0.29	\$71.20
TOTAL					<u>\$5,125.80</u>

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre los costos de mano de obra de ambos sistemas constructivos.



Ilustración 117. Comparación de costos totales de Mano de Obra

Al analizar el cuadro anterior se puede observar que la mano de obra requerida para la vivienda de hormigón armado es 45.04% mayor a la requerida para acero estructural, con un incremento de \$ 4,201.11 con respecto a la vivienda de acero estructural.

5.1.3 Comparación de costos de materiales

Es necesario realizar un análisis de los costos de los materiales requeridos para las estructuras de acero y hormigón armado puesto que estos representan un valor significativo dentro del presupuesto.

Para fines comparativos de todos los recursos que inciden en el presupuesto, se presenta el costo total de materiales para cada uno de los sistemas constructivos.

Tabla 142. Costo Total de Materiales para la Estructura de Hormigón Armado

COSTO DE MATERIALES					
CÓDIGO	RUBRO	Unidad	Cantidad	Costo de Materiales (\$/unidad)	Costo de Materiales (\$)
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.36	0.00	\$ -
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.15	0.00	\$ -
1.3	Desalojo del material	m3	37.04	0.00	\$ -
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.29	40.93	\$ 52.88
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.14	0.87	\$ 96.24
2.3	Hormigón simple para zapatas aisladas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.46	48.55	\$ 313.66
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.60	32.69	\$ 313.85
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.20	52.71	\$ 379.48
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.05	0.87	\$ 908.40
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.59	48.55	\$ 174.53
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.82	40.93	\$ 197.13
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.52	10.90	\$ 583.43
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.58	0.87	\$ 260.28
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.69	48.55	\$ 130.80
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.26	4.39	\$ 49.42
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	3.78	\$ 425.78
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.26	84.00	\$ 945.67
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.80	32.69	\$ 810.79
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.60	52.71	\$ 980.32
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.55	0.87	\$ 1,302.83
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.60	48.55	\$ 369.20
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.57	11.70	\$ 580.14
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.17	0.87	\$ 584.65
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm	m2	99.23	6.40	\$ 596.64
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	9.35	\$ 2,083.29
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	7.37	\$ 299.94
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.87	\$ 803.98
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.36	3.78	\$ 409.80
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.44	84.00	\$ 1,548.94
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	84.00	\$ 896.20
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.80	32.69	\$ 810.79
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.60	52.71	\$ 980.32
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg	1128.21	0.87	\$ 976.95
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3	7.60	48.55	\$ 369.20
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.73	11.70	\$ 617.05
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.37	0.87	\$ 536.33
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm	m2	99.23	6.40	\$ 635.04
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	9.35	\$ 2,083.29
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	7.37	\$ 299.94
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.87	\$ 803.98
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	3.78	\$ 425.78
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.89	84.00	\$ 1,586.48
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	84.00	\$ 896.20
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.20	27.95	\$ 341.09
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57	0.87	\$ 42.06
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.45	3.78	\$ 24.40
TOTAL					\$ 27,527.16

Tabla 143. Costo Total de Materiales para la Estructura de Acero

COSTO DE MATERIALES					
Codigo	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo de Materiales (\$/unid)	Costo de Materiales (\$)
1	Movimiento de Tierras				
1.1	Excavacion a maquina de cimientos	m ³	38.948	0.00	\$0.00
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	0.00	\$0.00
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	0.00	\$0.00
2	Estructura				
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	42.65	\$40.67
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	48.55	\$185.19
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	0.87	\$136.42
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	34.20	\$212.23
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	48.55	\$133.91
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	0.87	\$192.19
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950	10.90	\$751.86
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	48.55	\$135.95
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	0.87	\$407.03
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500	37.96	\$664.30
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	84.00	\$871.84
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	4.39	\$45.56
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	3.78	\$392.53
2.14	Suministro, fabricacion y montaje de Estructura Metalica	kg	20242.596	2.14	\$43,319.16
2.15	Hormigon simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	84.00	\$1,455.36
2.16	Lamina metalica e=0.65 mm	kg	1587.977	1.65	\$2,620.16
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	3.78	\$942.81
TOTAL					<u>\$52,507.16</u>

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre los costos de materiales de ambos sistemas constructivos.

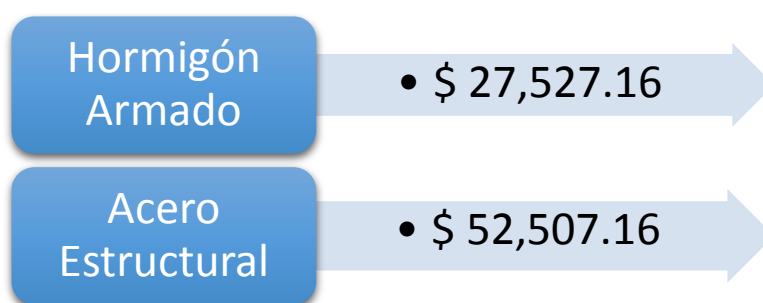


Ilustración 118. Comparación Costos Totales de Materiales

Como se observa en el cuadro anterior, los costos de materiales para la vivienda de acero estructural presentan un incremento con respecto a la

vivienda de hormigón armado de \$ 24,980.00, presentándose un aumento del 47.57% con respecto al otro sistema constructivo.

5.1.4 Comparación de costos de equipo y maquinaria

A continuación, se realiza la comparación de costos de maquinaria y equipo para las estructuras de acero y hormigón armado, las cuales presentan una diferencia por el método constructivo utilizado.

Tabla 144. Costos Totales de Maquinaria y equipo para la Estructura de Hormigón Armado

COSTO DE MAQUINARIA Y EQUIPO					
CÓDIGO	RUBRO	Unidad	Cantidad	Costo de maquinaria y equipo (\$/unidad)	Costo de maquinaria y equipo (\$)
1	MOVIMIENTO DE TIERRA				
1.1	Excavación para cimientos a máquina	m3	48.36	1.26	\$ 60.71
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m3	16.15	3.79	\$ 61.26
1.3	Desalajo del material	m3	37.04	2.16	\$ 79.87
2	ELABORACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
2.1	Hormigón de replantillo $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	1.29	6.87	\$ 8.87
2.2	Acero de refuerzo para zapatas aisladas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	111.14	0.01	\$ 1.56
2.3	Hormigón simple para zapatas aislados $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	6.46	9.16	\$ 59.14
2.4(1)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	9.60	0.33	\$ 3.21
2.4(2)	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)	m	7.20	0.17	\$ 1.20
2.5	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m	kg	1049.05	0.01	\$ 14.75
2.6	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N-1.50m a N+0.00m (in situ)	m3	3.59	10.30	\$ 37.02
2.7	Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre $f'c = 180\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	4.82	16.60	\$ 79.96
2.8	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)	m	53.52	0.22	\$ 11.91
2.9	Acero de refuerzo para cadenas de amarre $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	300.58	0.01	\$ 4.23
2.10	Hormigón simple para cadenas de amarre $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (in situ)	m3	2.69	9.16	\$ 24.66
2.11	Volumen de lastre para el contrapiso	m3	11.26	0.41	\$ 4.61
2.12	Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	0.01	\$ 1.61
2.13	Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	11.26	3.70	\$ 41.61
2.14(1)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	24.80	0.33	\$ 8.28
2.14(2)	Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)	m	18.60	0.17	\$ 3.11
2.15	Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m	kg	1504.55	0.01	\$ 21.15
2.16	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+0.00m a N+3.10m (in situ)	m3	7.60	10.30	\$ 78.32
2.17	Encofrado para la losa de entrepiso (Incluye desencofrado)	m2	49.57	0.45	\$ 22.07
2.18	Acero de refuerzo para la losa de entrepiso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	675.17	0.01	\$ 9.49
2.19	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entrepiso 40x40x20cm	m2	93.23	0.10	\$ 9.32
2.20(1)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	0.27	\$ 59.39
2.20(2)	Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	0.27	\$ 10.85
2.21	Acero de refuerzo para las vigas del primer piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.01	\$ 13.05
2.22	Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	108.36	0.01	\$ 1.55
2.23	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.44	4.43	\$ 81.78
2.24	Hormigón simple para vigas del primer piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	4.43	\$ 47.31
2.25(1)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	24.80	0.33	\$ 8.28
2.25(2)	Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)	m	18.60	0.17	\$ 3.11
2.26	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m	kg	1128.21	0.01	\$ 15.86
2.27	Hormigón para columnas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ N+3.10mm a N+6.20m (in situ)	m3	7.60	10.30	\$ 78.32
2.28	Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)	m2	52.73	0.45	\$ 23.47
2.29	Acero de refuerzo para la losa de cubierta $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	619.37	0.01	\$ 8.71
2.30	Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm	m2	99.23	0.10	\$ 9.92
2.31(1)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	222.80	0.27	\$ 59.39
2.31(2)	Encofrado para las vigas del segundo piso (Incluye desencofrado)	m	40.70	0.27	\$ 10.85
2.32	Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	928.47	0.01	\$ 13.05
2.33	Malla Electrosoldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	112.58	0.01	\$ 1.61
2.34	Hormigón simple para losa de cubierta $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	18.89	4.43	\$ 83.76
2.35	Hormigón simple para vigas del segundo piso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)	m3	10.67	4.43	\$ 47.31
2.36	Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)	m2	12.20	0.27	\$ 3.25
2.37	Acero de refuerzo para las gradas $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$	kg	48.57	0.01	\$ 0.68
2.38	Malla Electrosoldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm	m2	6.45	0.01	\$ 0.09
TOTAL					\$ 1,229.51

Tabla 145. Costos Totales de Maquinaria y equipo para la Estructura de Acero

COSTO DE MAQUINARIA Y EQUIPO					
Codigo	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo de maquinaria y equipo (\$/unidad)	Costo de maquinaria y equipo (\$)
1	Movimiento de Tierras				
1.1	Excavacion a maquina de cimientos	m ³	38.948	1.25	\$48.87
1.2	Relleno compactado de suelo natural	m ³	12.623	3.79	\$47.88
1.3	Desalojo de Material	m ³	30.274	2.16	\$65.28
2	Estructura				
2.1	Hormigón simple para replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	0.954	6.87	\$6.55
2.2	Hormigón simple para zapatas aisladas f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	3.814	9.16	\$34.92
2.3	Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2	kg	157.542	0.01	\$2.21
2.4	Hormigón ciclopeo para los cimientos f'c = 180kg/cm2 (in situ)	m ³	6.206	16.61	\$103.06
2.5	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.758	9.16	\$25.26
2.6	Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2	kg	221.953	0.01	\$3.12
2.7	Encofrado para cadenas de amarre (incluye desencofrado)	ml	68.950	0.22	\$15.35
2.8	Hormigón simple para pedestal f'c = 210kg/cm2 (in situ)	m ³	2.800	10.30	\$28.85
2.9	Acero de refuerzo para el pedestal fy = 4200 kg/cm2	kg	470.047	0.01	\$6.61
2.10	Encofrado para pedestal (incluye desencofrado)	ml	17.500	0.33	\$5.84
2.11	Hormigón simple para losa de contrapiso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)	m ³	10.379	3.70	\$38.36
2.12	Lastre para el contrapiso	m ³	10.379	0.41	\$4.25
2.13	Malla Electrosoldada para contrapiso d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	103.790	0.01	\$1.48
2.14	Suministro, fabricacion y montaje de Estructura Metalica	kg	20242.596	0.12	\$2,477.09
2.15	Hormigon simple en losa deck f'c=210 kg/cm2 (premezclado)	m ³	17.326	4.43	\$76.84
2.16	Lamina metalica e=0.65 mm	kg	1587.977	0.07	\$111.66
2.17	Malla Electrosoldada para losa deck d = 5mm y aberturas de 10x10cm	m ²	249.290	0.01	\$3.56
TOTAL					<u>\$3,107.04</u>

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre los costos de materiales de ambos sistemas constructivos.

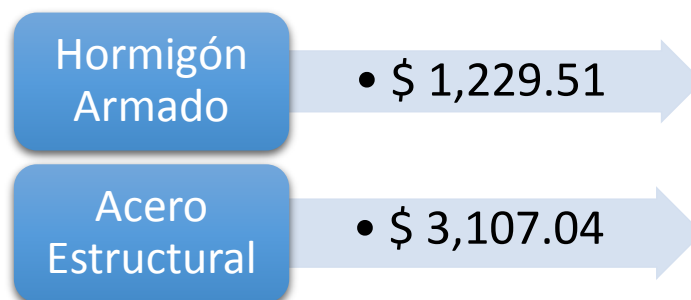


Ilustración 119. Comparación Costos Totales de Maquinaria y equipo

La diferencia que se presenta entre el costo de maquinaria y equipo para la vivienda de hormigón armado y de acero es de \$ 1877.53, correspondiente a un incremento del 60.43% con respecto a la vivienda de hormigón armado.

5.1.5 Comparación de los tiempos de ejecución

En esta sección es de suma importancia la comparación de los tiempos de ejecución puesto que se llega a determinar cuál de los dos sistemas constructivos lleva mayor ventaja al construirse en un tiempo mucho menor.

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre los costos de materiales de ambos sistemas constructivos.

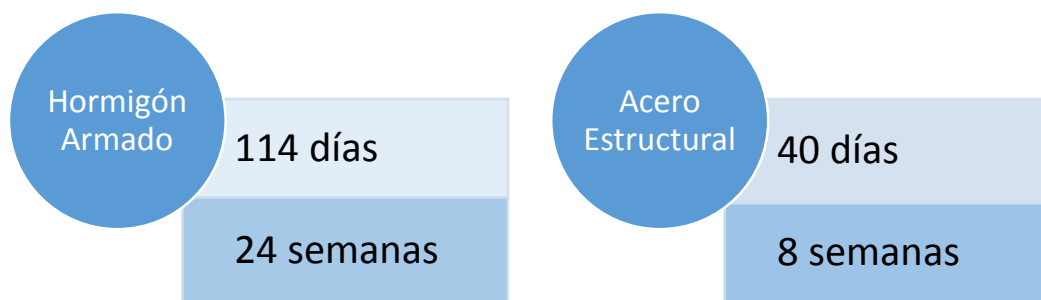


Ilustración 120. Comparación de tiempos de Ejecución

Para el caso de viviendas adosadas de dos pisos con un área de construcción de 240m² existe una diferencia significativa en tiempos de ejecución entre los dos sistemas constructivos. Para el caso de la vivienda en hormigón armado, esta presenta una duración adicional de 16 semanas respecto a la vivienda de acero estructural, presentando un incremento del 66.67%.

5.1.6 Comparación de Curvas de Inversión

Una vez obtenido las curvas de inversión a partir de los cronogramas valorados para cada sistema constructivo, se puede realizar un análisis de los picos significativos de la gráfica.

Para las cuatro primeras semanas se tiene una inversión similar para ambos sistemas constructivos, con una inversión semanal de aproximadamente \$ 2,000, puesto que en ambos métodos los costos necesarios para preparación

y construcción de la infraestructura son parecidos, sin generar una variación significativa.

A partir de la cuarta semana, en el método constructivo con acero estructural, existen incrementos semanales promedios de \$ 20,000 hasta la séptima semana, debido a que esta etapa corresponde a al montaje de la estructura metálica. Mientras que, en la octava semana, existe una inversión de \$ 10,000 aproximadamente para la construcción de la losa deck.

Para el caso de la estructura de hormigón armado, a partir de la cuarta semana, se presentan incrementos semanales de \$ 3,000 aproximadamente, en las etapas que involucran encofrados y armados de los elementos estructurales, y de inversiones aproximadas de \$ 1,000 semanales para las etapas de hormigonado de vigas, columnas y losas.

Ilustración 121. Comparación de Curvas de Inversión Parcial de los métodos constructivos

Inversión parcial de los métodos constructivos

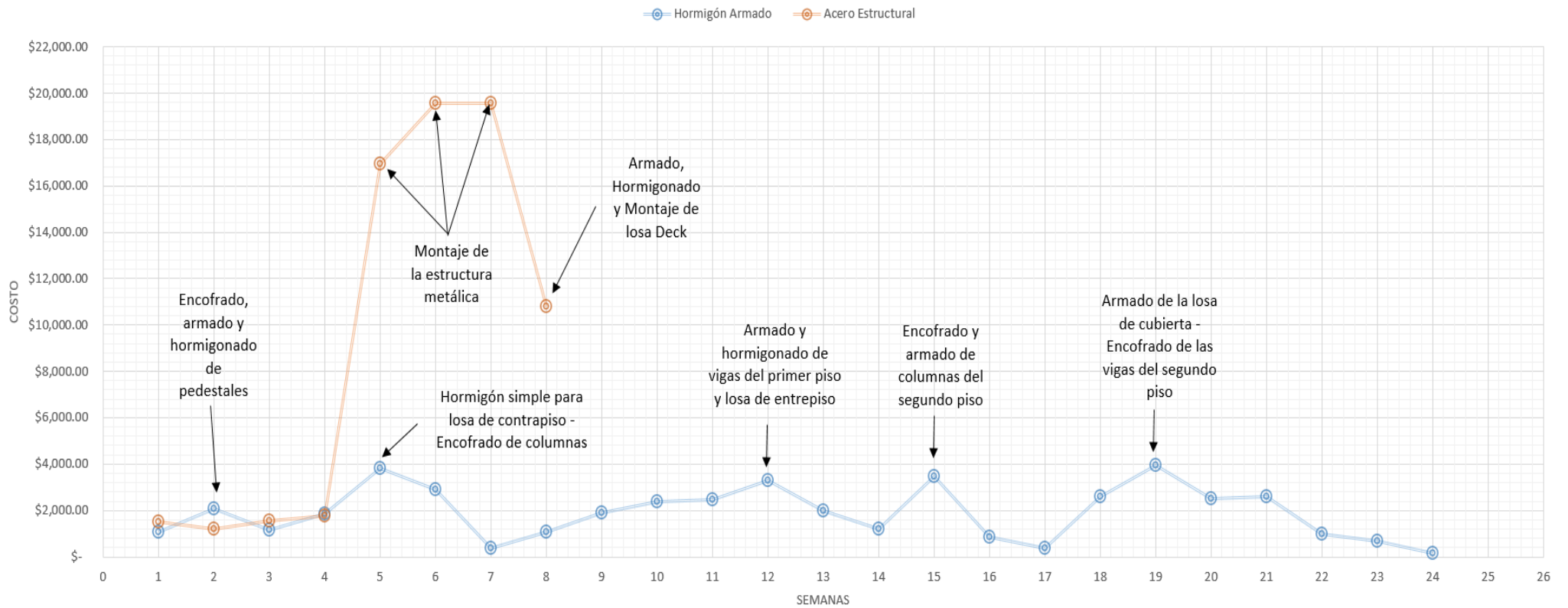
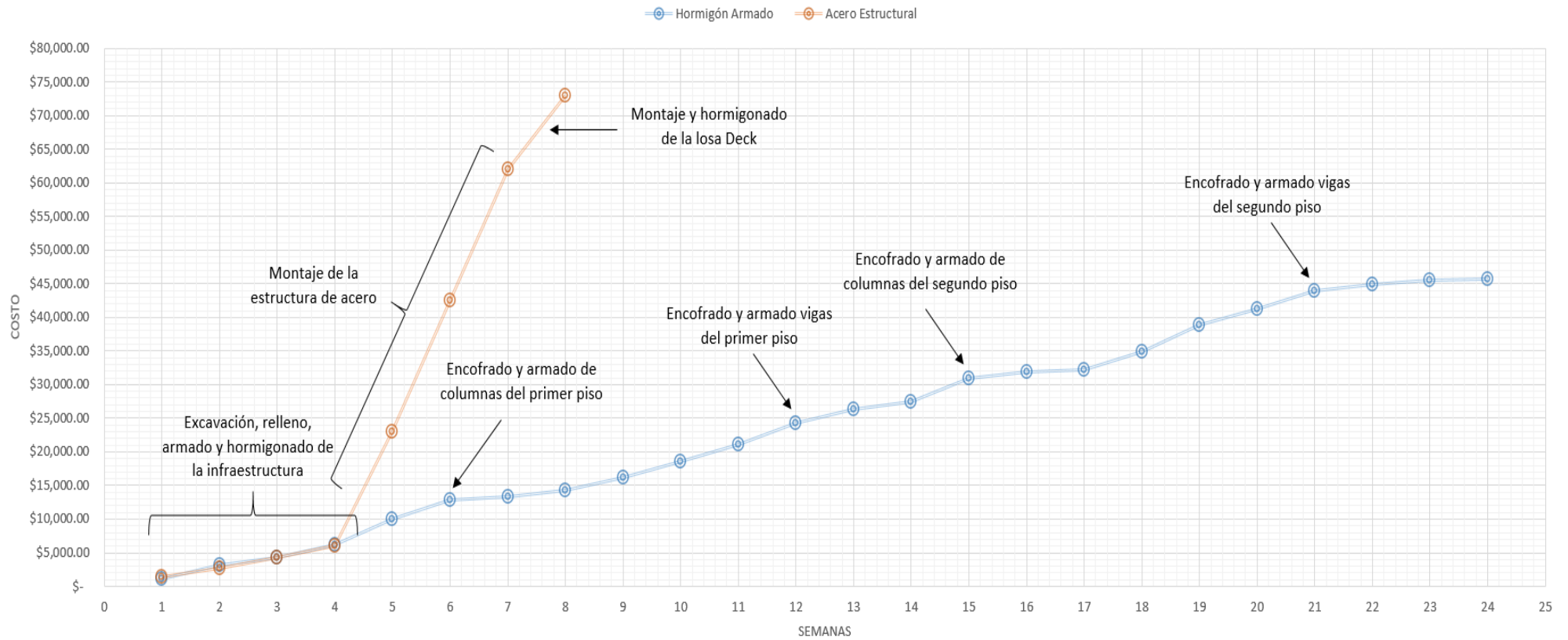


Ilustración 122. Comparación de Curvas de Inversión Acumulada de los métodos constructivos

Curvas de inversión de los métodos constructivos



5.2 Criterios Técnicos

5.2.1 Influencia del cortante basal

Es de suma importancia analizar la influencia que tiene el cortante basal sobre la estructura, puesto que este es dependiente directo del peso de la estructura. Esto nos brinda una mejor perspectiva de las diferencias en el comportamiento de ambas estructuras bajo la acción sísmica.

5.2.1.1 Peso de la Estructura

Independientemente de los resultados que se obtengan, las estructuras de acero son mucho más livianas con respecto a la de hormigón armado, por lo que es un material muy cotizado en el sector de la construcción, por su alta resistencia, calidad y versatilidad al momento del montaje de la estructura.

Según los resultados obtenidos en el análisis estructural, se obtiene los siguientes pesos correspondientes a cada método constructivo:

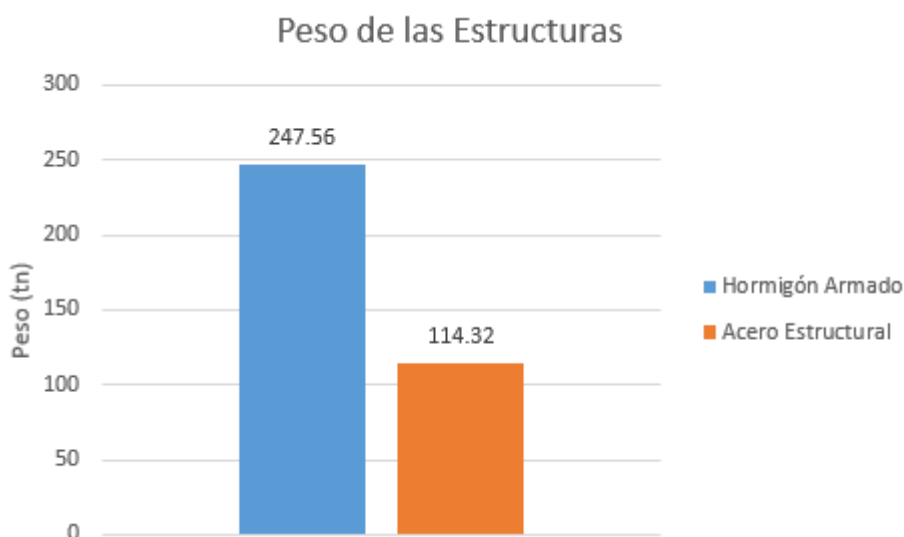


Ilustración 123. Comparación del Peso de las Estructuras

Como se observa en la gráfica, y considerando que la estructuración es similar en ambos métodos constructivos, se puede apreciar que la estructura de hormigón de armado es 53.82% mayor a la de acero estructural, siendo esta última mucho más liviano.

5.2.1.2 Fuerzas Laterales

Como ya se explicó anteriormente, las fuerzas laterales por efectos sísmicos son dependientes del peso de la estructura, por lo cual se ve necesario analizar y comparar el comportamiento de las cargas laterales en los dos tipos de estructura.

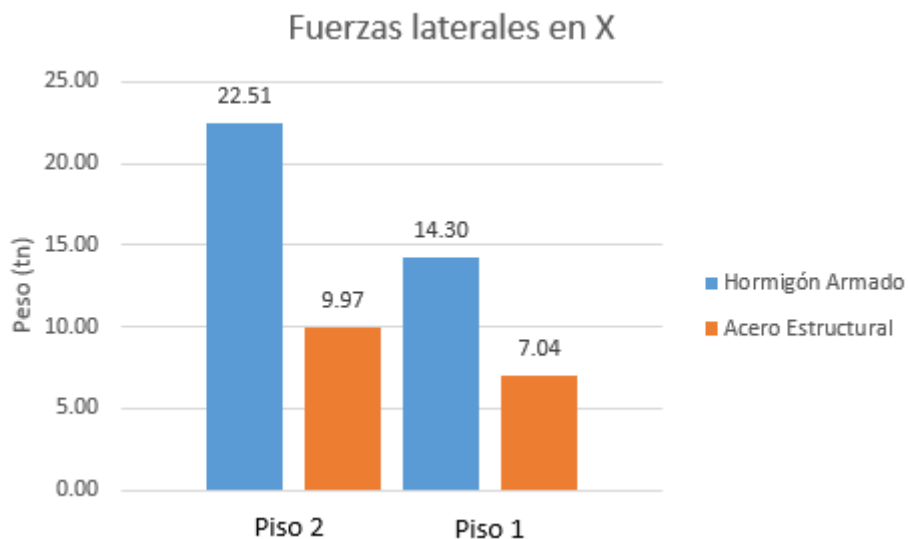


Ilustración 124. Comparación de Fuerzas Laterales en dirección X

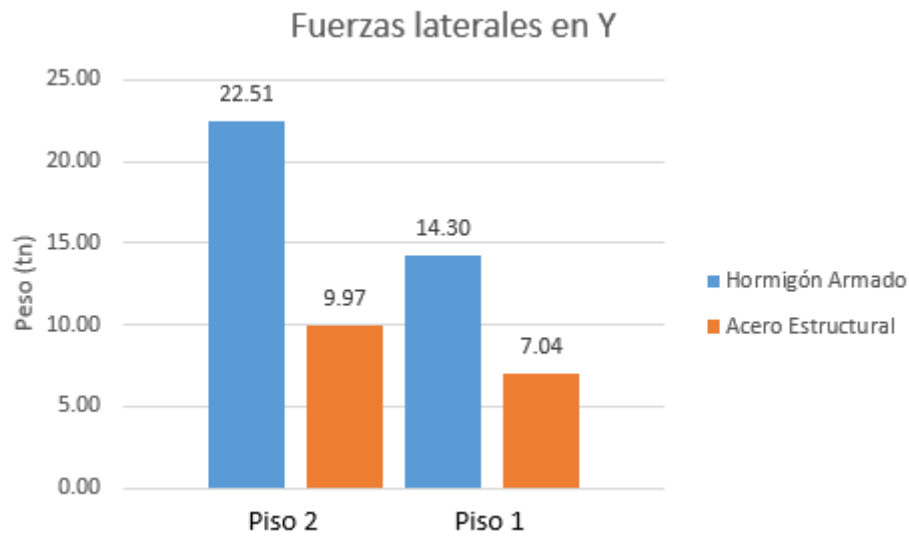


Ilustración 125. Comparación de Fuerzas Laterales en dirección Y

Al ver estas graficas se puede determinar que las fuerzas laterales distribuidas en los dos pisos de la estructura de acero son menores a las que encontramos en la de hormigón armado, obteniendo una diferencia promedio del 50% entre ellas.

5.2.1.3 Derivas de Piso

La Normativa NEC 15, limita las derivas inelásticas de piso al 2%, siendo un requisito que deberá cumplirse para ambas estructuras, sin embargo, por motivos comparativos se analizaran las derivas de piso obtenidas en ambas estructuras.

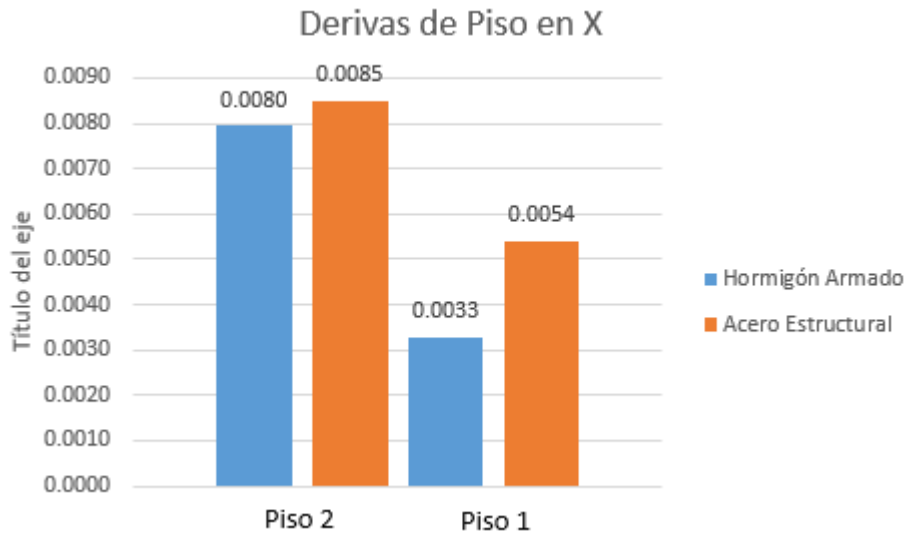


Ilustración 126. Comparación de Derivas en dirección X

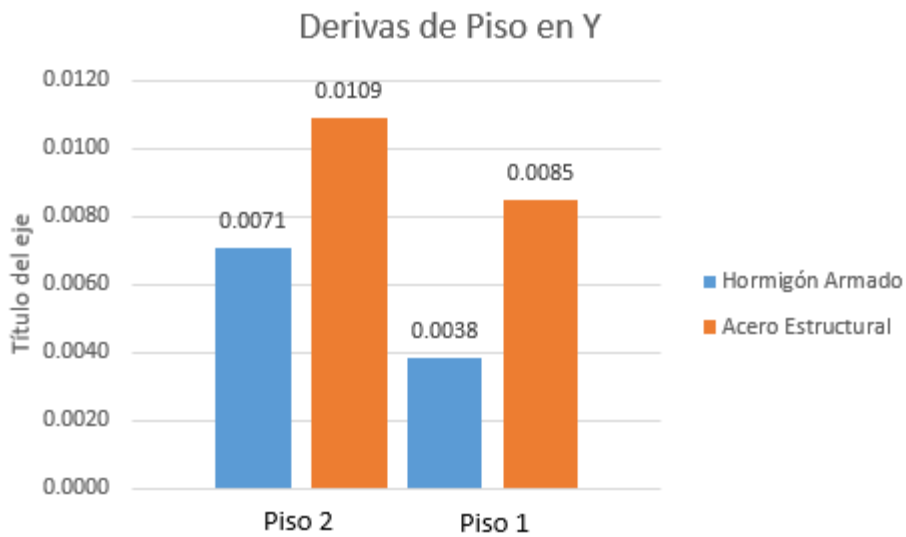


Ilustración 127. Comparación de Derivas en dirección Y

Al analizar las gráficas, nos podemos dar cuenta de que la estructura de acero presenta mayores derivas de piso con respecto a la estructura de hormigón armado, este debido a que la estructura de acero es mucho más flexible que la de hormigón, por lo que se presentan mayores desplazamientos en la primera opción.

5.2.2 Funcionalidad

En los proyectos inmobiliarios siempre se busca satisfacer las necesidades básicas de las personas, garantizando que las edificaciones brinden seguridad estructural, estética y sobretodo que dispongan de grandes espacios de acuerdo la normativa, de manera que permita una correcta movilización o circulación de las personas dentro de la edificación, facilitando que se desarrollen las funciones previstas.

Con base a lo obtenido mediante al diseño estructural, se puede realizar una comparación a nivel del diseño y flexibilidad espacial que brinda cada uno de los sistemas constructivos. A primera vista, se puede entender que la estructura de acero estructural brinda una mejor perspectiva de amplitud en los diferentes ambientes que componen el diseño arquitectónico de la vivienda, generando un mejor aprovechamiento de los espacios con respecto a la estructura de hormigón armado, puesto que este último presenta elementos estructurales con secciones muy grandes, convirtiéndose en una desventaja a nivel arquitectónico. Además, este problema que presenta el sistema constructivo de hormigón armado, puede llegar a tener dificultades a nivel constructivo, incrementándose los costos directos al momento de realizar los acabados, por la necesidad de cubrir defectos de construcción. Por lo tanto, en cuanto a los espacios que inicialmente se esperaba en el diseño arquitectónico, indudablemente la estructura de acero tiene una mayor ventaja con respecto a la de hormigón armado.

5.2.3 Mantenimiento de las Estructuras

Por lo general las estructuras de hormigón armado no requieren de un mantenimiento constante, siempre y cuando no se presenten problemas de origen estructural, debidos a errores de diseño, como son deflexiones excesivas, grietas, o sobrecargas que excedan los límites de establecidos, o problemas derivados de los procesos constructivos.

Para el caso de estructuras de acero, el mantenimiento es un proceso imprescindible que debe ser realizado de manera continua a la estructura para evitar problemas de corrosión, como son la aplicación de pinturas anticorrosivas las cuales pueden llegar a ser bastante costosas.

5.2.4 Vida Útil de las Estructuras

En el caso de las estructuras en hormigón armado, estas pueden llegar a tener un tiempo casi indefinido de funcionamiento gracias a las propiedades innatas del hormigón armado, las cuales no varían significativamente en el tiempo, una vez completado el proceso de fraguado.

Por otro lado, tenemos al acero estructural, la cual puede llegar a tener una vida útil indefinida al igual que la de hormigón armado, siempre y cuando se considere que para esta se debe realizar un proceso de mantenimiento periódico mediante la aplicación de pinturas anticorrosivas o pintura, para evitar los procesos de oxidación.

Capítulo Sexto: Conclusiones y Recomendaciones

- Mediante el análisis económico realizado en la presente disertación, se obtuvo que el costo total de la estructura de acero representa un 37.30% más que el costo total de la estructura de hormigón armado, por lo que podemos concluir que el sistema de hormigón armado representaría la opción más conveniente desde el punto de vista económico, sin embargo, a pesar de que el factor económico es determinante al momento de selección el sistema constructivo, este no es el único que se deberá considerar para determinar la solución más favorable para nuestro proyecto.

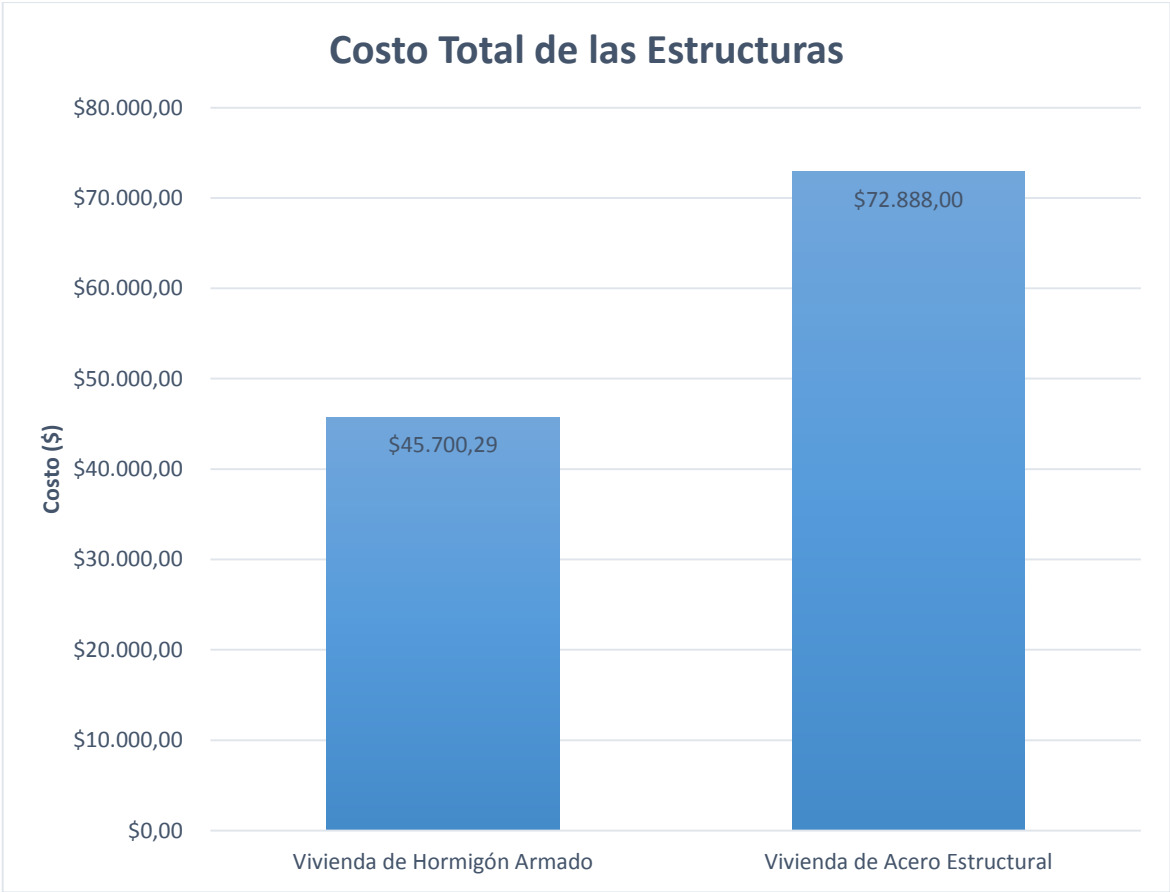


Ilustración 128. Comparación de Costos Totales de las Estructuras

- En cuanto a los costos de mano de obra de cada sistema constructivo, el sistema de hormigón armado es mayor en un 45.04% al sistema de acero estructural, esto debido a que, aunque el sistema que utiliza acero estructural requiere de una mano de obra más capacitada, el sistema de hormigón armado tiene un tiempo de ejecución mucho mayor que este, por lo que se requiere una mayor cantidad de mano de obra a largo plazo, lo que aumenta significativamente a los costos directos de este sistema.

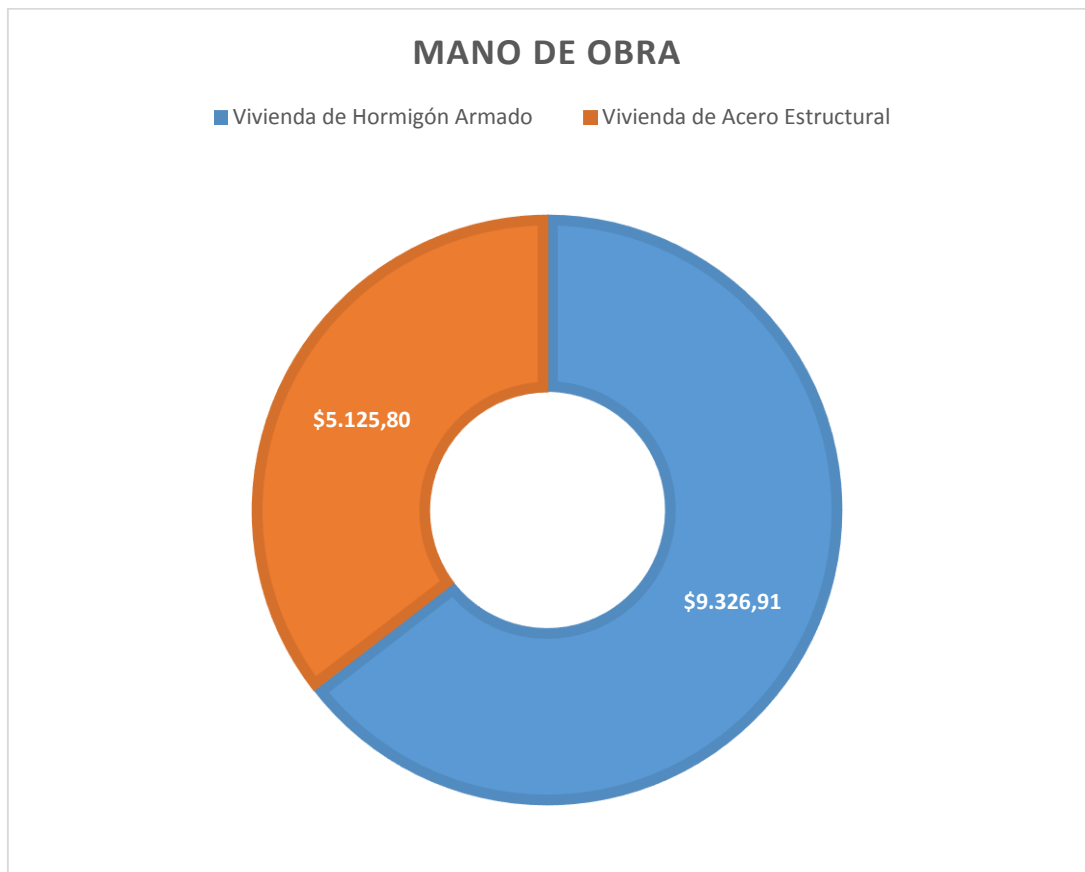


Ilustración 129. Comparación de Costos Totales de Mano de Obra para cada sistema constructivo

- Analizando los costos de materiales de ambos sistemas, la estructura de acero presenta un 47.57% más respecto al costo de materiales del sistema de hormigón armado, esto debido a que la materia prima necesaria para la construcción de la estructura en acero es significativamente más costosa que el hormigón, esto debido a que en el país la fabricación de acero estructural es escasa, y en su gran mayoría es importada, lo cual aumenta su precio de adquisición.

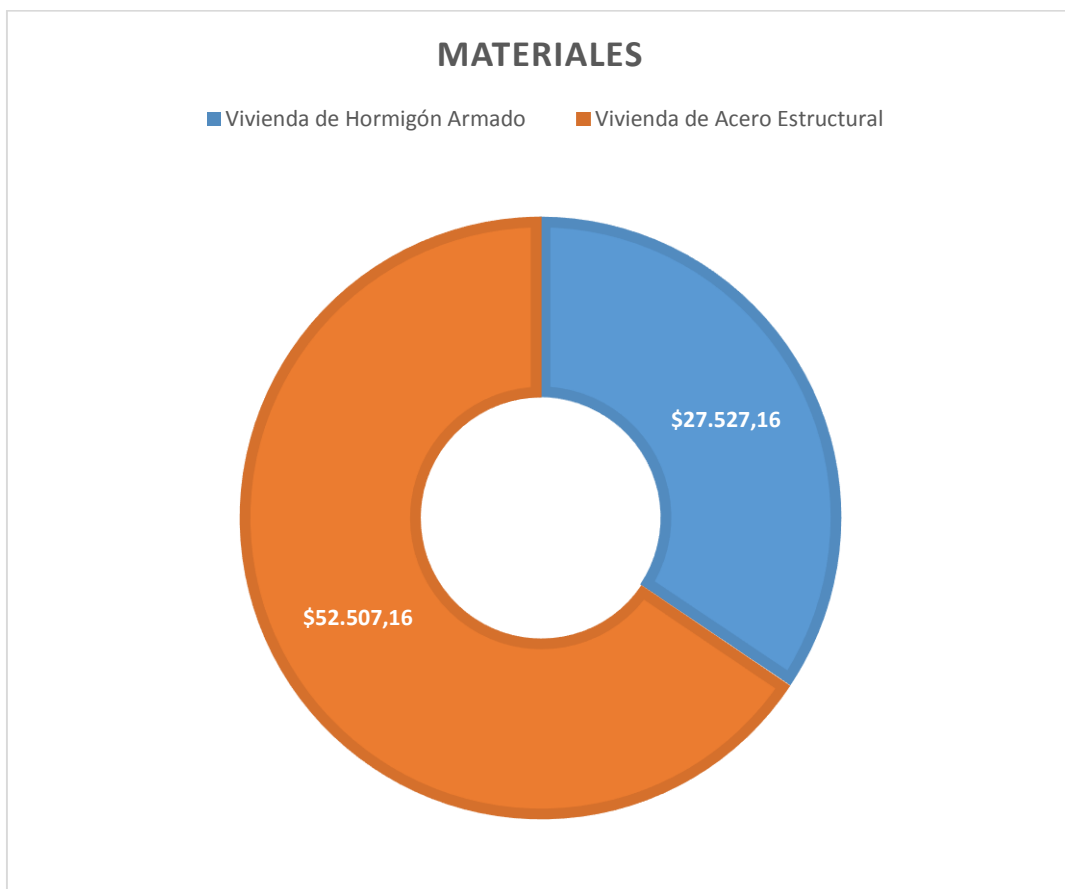


Ilustración 130. Comparación de Costos Totales de Materiales para cada sistema constructivo

- De igual manera con respecto a los costos de máquina y equipo, para la vivienda de acero estructural tiene un incremento del 60.43% con respecto con la vivienda de hormigón armado, debido a que, para la construcción de estructuras metálicas, se requiere además de herramientas menores y equipos, la utilización de grúas estacionarias, que se utilizan en el montaje de los elementos estructurales, y equipos especializados para el corte y ensamblaje de los elementos.

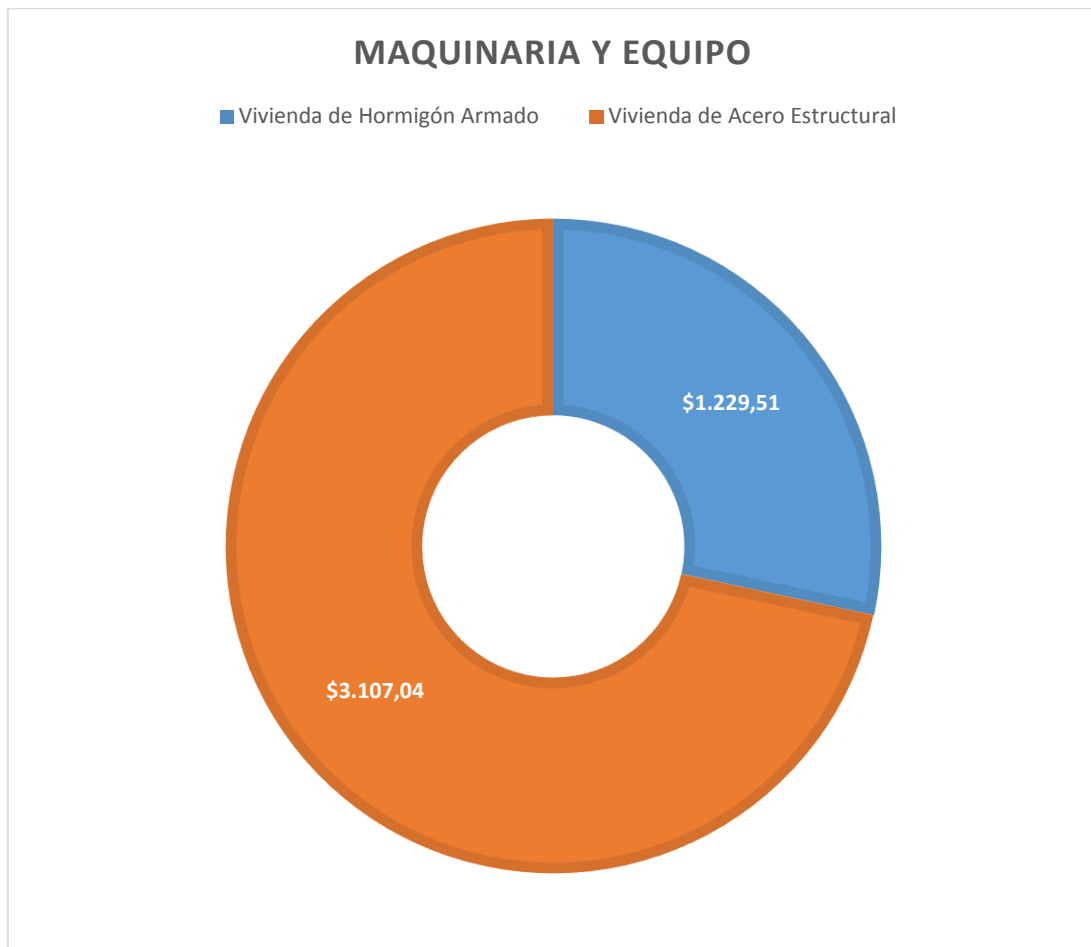


Ilustración 131. Comparación de Costos Totales de Maquinaria y equipo para cada sistema constructivo

- En cuanto al tiempo de ejecución se pudo determinar que la estructura de acero tiene un proceso constructivo mucho más rápido que el de hormigón armado, con un tiempo de terminación de la parte estructural de 40 días, con respecto a la de terminación de la de hormigón armado de 114 días, representando un tiempo de ejecución 66.67% más rápido que el sistema de hormigón armado, siendo este un parámetro significativo al momento de escoger el tipo de método constructivo a utilizar.

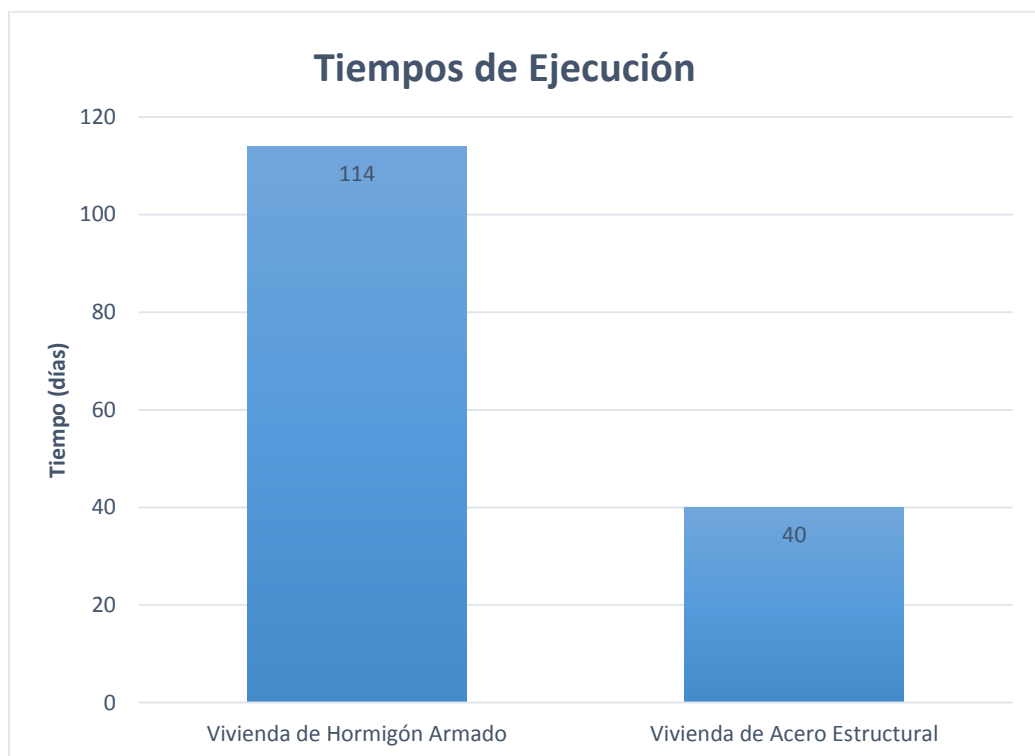


Ilustración 132. Comparación de Tiempos de Ejecución para cada sistema constructivo

- De los gráficos donde se identifican las curvas de inversión parciales de ambos sistemas constructivos, se puede corroborar que a pesar que el método constructivo de hormigón armado tiene un tiempo de duración mayor, este presenta costos que son distribuidos casi uniformemente a lo largo del tiempo de ejecución, sin afectar significativamente el flujo de caja. Mientras que el sistema constructivo de acero estructural presenta inversiones con incrementos específicos que pueden alterar el equilibrio del flujo de caja.

- Para el caso de la estructura de acero, se puede identificar que el rubro más significativo del proyecto, corresponde a la fabricación, suministro y montaje de la estructura metálica, lo cual genera un gran salto en la curva de inversión. Mientras que, para la estructura de hormigón armado, los picos de inversión más significativos corresponden a la etapa de encofrado, armado y hormigonado de columnas, vigas y losas.
- Al momento de realizar los diseños estructuras de ambos sistemas se siguieron los lineamientos y criterios de diseño Sismoresistente presentados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, en su capítulo de peligro sísmico, cumpliendo con los requerimientos para tipo de sistema, referidos adicionalmente a las normas AISC 360-14 y 341-10 para estructuras de acero, ACI 318-14 para estructuras de hormigón armado, lo cual garantiza que ambas estructuras se comportan bajo las limitación impuestas por la NEC 2015 para estructuras sismo resistente.
- En cuanto a la influencia del cortante basal se puede notar a primera instancia que el peso de la estructura analizada en acero, resulta ser un 46.18% más liviana que la estructura de hormigón armado, lo cual implica que las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de la estructura sean aproximadamente un 50% menores en la estructura de acero, generando una disminución significativa del cortante basal de la estructura, lo que vendría a ser ventajoso para el diseño sismo resistente.
- Realizando una comparación de derivas entre los dos sistemas se pudo constatar que el sistema de acero estructural presenta mayores derivas que el de hormigón armado, esto debido a que el acero es un material mucho más flexible que el de hormigón armado.
- Gracias a que el acero estructural es mucho más liviano que el hormigón armado, en el diseño de la cimentación se obtendrán secciones de zapatas aisladas menores que los requeridos para hormigón armado, lo que

representaría una disminución en los costos de excavación y volúmenes de obra.

- Comparando las funcionalidades desde el punto de vista arquitectónico que brinda cada uno de los sistemas constructivos, se puede entender que la estructura de acero ofrece una mejor perspectiva de amplitud en los diferentes ambientes que compone el diseño arquitectónico de la vivienda, generando un mejor aprovechamiento de los espacios con respecto a la estructura de hormigón armado. Además, cuando se trata de estructuras de acero existe la facilidad de realizar ampliaciones creando nuevos espacios para la estructura.
- Para la construcción de proyectos inmobiliarios resulta ser de suma importancia el saber escoger el tipo de sistema constructivo ya que estos afectan a los tiempos de ejecución, costos de materiales, mano de obra, y maquinaria, sin embargo, existen otros aspectos de importancia que deben ser considerados, relacionados con la situación económica actual del país, como son las importaciones bajas, y tasas de inflación elevadas, las cuales generan un aumento en el costo de adquisición de la materia prima para la construcción. Esta dificultad de adquisición generada por las condiciones económicas del país puede afectar enormemente el sistema a ser seleccionado, siendo así que en ciertas épocas podría resultar más conveniente utilizar acero estructural que hormigón armado. Por esta razón es necesario realizar un análisis financiero adecuado para determinar el sistema constructivo más óptimo para el proyecto inmobiliario, tomando en cuenta la factibilidad del punto de equilibrio entre los dos sistemas constructivos, determinándose hasta qué punto es factible analizar las dos alternativas bajo un margen de equidad.
- Mediante el análisis de los costos totales de la estructura, se pudo determinar que la estructura de acero resulta ser más cara que la de hormigón armado, siendo el factor económico el más importante para la toma de decisiones. Sin embargo, considerando un análisis financiero, se podría emitir un mejor criterio para seleccionar la alternativa más adecuada, puesto que los flujos de capital

que se realizó mediante el cronograma valorado, muestra que estos mismos varían para ambos sistemas constructivos. Es cierto que la estructura de acero es mucho más cara, pero se logra tener un tiempo de ejecución menor, lo cual garantizaría que el capital invertido pueda ser recuperado de un tiempo mucho menor, permitiendo que el proyecto inmobiliario conformado por 36 viviendas, se desarrolle con rapidez por cada una de sus etapas.

- Con los datos obtenidos del análisis económico y de las curvas de inversión de cada sistema constructivo, se puede determinar que la estructura de hormigón armado resulta ser la opción más adecuada para la construcción de la vivienda, si bien ambos métodos constructivos presentan buenas bondades estructurales, el factor económico es una pieza fundamental en la toma de decisiones para un proyecto de inversión.

Bibliografía.

318, C. A. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-SUS14) y comentario (ACI 318-SUSR14)*. USA.

AISC. (2014). *Specifiaction for Structural Steel Building*. Illinois, Chicago.

Arenas, M. R. (2008). *Comparación técnico financiera del acero estructural y hormigón armado*. Universidad Nacional de Colombia.

Benalcazar, D. (2015). *Diseño del proyecto de infraestructura basica del centro cultural de la parroquia de Aloasi del Canton Mejia, Provincia de Pichincha*. Quito: EPS.

BROWN, J. C. (2011). *Diseño Concreto Reforzado*. Mexico: Alfaomega.

CAMICON. (2017). *Revista de la Cámara de la Construcción*. Quito.

Casares, D. A. (2010). *Ingenieria de Costos en la Construcccion*. Mexico.

Correa, M. (2012). *Análisis comparativo económico estructural entre sistemas constructivos tradicionales y un sistema constructivo alternativo liviano*. Quito: EPN.

Garcia, L. (2014). *Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo del comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. Quito: UCE.

Gonzales, J. C. (2010). *Construcciones Industriales*.

Guerra, M. (2013). *Cimentaciones Sismo Resistentes utilizando SAFE*. Quito, Ecuador.

Guerra, M. (2015). *Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero utilizando ETABS y NEC 2015*. Quito, Ecuador.

Guerra, M. (2015). *Diseño Sismo Resistente de Edificios utilizando ETABS*. Quito, Ecuador.

Jack C. MacCormac, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico: Alfaomega.

Miguel Naranjo, C. V. (2013). *Estudio Técnico Económico comparativo entre proyectos estructurales de hormigón armado, acero y madera para viviendas y edificios*. Quito: UCE.

PMI. (2015). *PMBOK*. Pensilvania.

Rivarola, P. L. (2007). *Gestión de Proyectos*. Buenos Aires, Argentina: Pearson Educación.

Suarez, A. (2014). *Decisiones óptimas de inversión y financiación de la empresa*. Difusora Larousse - Ediciones Pirámide.

Anexos.

Anexo 1: Análisis de precios Unitarios Estructura de Hormigón Armado

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :	Excavación para cimientos a máquina					FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.080	UNIDAD:	m3
						RUBRO:	1.1
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL %
TOTAL DE MATERIALES						A	0.00 0.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL %
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL %
Herramienta Menor							0.055 4.42
Gallineta				1.00	0.080	15.00	1.200 95.58
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	1.255 100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL %
Operador de Gallineta				1.000	0.080	3.72	0.298 26.86
Ayudante Operador de Excavadora				1.000	0.080	3.32	0.265 23.939
Peón				2.000	0.080	3.41	0.546 49.199
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							1.109 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	1.109
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							2.364
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			0.473
COSTO TOTAL							2.84
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS									
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD :	Relleno compactado de suelo natural						FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:							CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:							RENDIM:	0.800	
							UNIDAD:	m3	
							RUBRO:	1.2	
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
TOTAL DE MATERIALES							A	0.00	0.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA KM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Plancha vibrocompactadora					1.00	0.80	4.24	3.393	89.46
Herramienta Menor								0.400	10.54
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	3.793	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil					1.000	0.80	3.36	2.687	33.61
Peón					2.000	0.80	3.32	5.310	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								7.997	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	7.997	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								11.790	
COSTOS INDIRECTOS (%)					20.00			2.358	
COSTO TOTAL								14.15	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD :	Desalojo del material					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.053	UNIDAD:	m3	
						RUBRO:	1.3	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
TOTAL DE MATERIALES						A	0.00	0.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Menor							0.023	1.06
Volqueta HINO GH 8 m3				1.00	0.053	25.00	1.333	61.84
Gallineta				1.00	0.053	15.00	0.800	37.10
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	2.156	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Chofer de Volqueta				1.000	0.053	4.88	0.260	56.71
Operador de Gallineta				1.000	0.053	3.72	0.199	43.29
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.459	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.459	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							2.615	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							0.523	
COSTO TOTAL							3.14	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :	Hormigón de replantillo f'c = 180kg/cm2 (in situ)					FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:					RENDIM:	0.667	UNIDAD: m3
				RUBRO: 2.1			
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO	SUBTOTAL
						UNITARIO	%
Arena fina				m3	0.53	7.02	3.70 9.04
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.70	8.77	6.17 15.06
Cemento Chimborazo				kg	266.00	0.12	31.02 75.79
Agua				m3	0.22	0.20	0.04 0.11
TOTAL DE MATERIALES						A	40.93 100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA	SUBTOTAL
				KM	TON-M3	kM	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL
							%
Herramientas Manuales							0.62 8.98
Concretera VANGUARD				1.00	0.67	5.00	3.333 48.54
Vibrador KHOLER				1.00	0.67	4.38	2.917 42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	6.866 100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL
							%
Maestro Mayor				0.50	0.67	3.72	1.24 10.07
Albañil				1.00	0.67	3.36	2.24 18.16
Peón				4.000	0.67	3.32	8.85 71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							12.330 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	12.330
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							60.122
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			12.024
COSTO TOTAL							72.15
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD :		Acero de refuerzo para zapatas aisladas fy = 4200 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM:	0.021		
						UNIDAD:	kg		
						RUBRO:	2.2		
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peón					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD : Hormigón simple para zapatas aislados f'c = 210kg/cm2 (in situ)						FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM: 0.889	UNIDAD: m3	
						RUBRO: 2.3		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.13	7.65
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.83	19.14
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.55	91.74
Agua				m3	0.23	0.20	0.05	0.11
TOTAL DE MATERIALES						A	48.55	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.82	8.98
Concretera VANGUARD				1.00	0.89	5.00	4.444	48.54
Vibrador KHOLER				1.00	0.89	4.38	3.889	42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	9.155	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor				0.50	0.89	3.72	1.65	10.07
Albañil				1.00	0.89	3.36	2.99	18.16
Peón				4.000	0.89	3.32	11.80	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							16.440	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	16.440	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							74.150	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							14.830	
COSTO TOTAL							88.98	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:						RENDIM:	0.500	
						UNIDAD:	m	
						RUBRO:	2.4(1)	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
1/2 duela machiembrada de eucalipto				u	31.50	0.75	23.494	71.86
trabilla de eucalipto				u	21.00	0.08	1.575	4.82
puntal eucalipto				u	8.40	0.79	6.650	20.34
Clavos 2"				kg	0.22	1.38	0.298	0.91
Clavos 2 1/2"				kg	0.09	1.38	0.120	0.37
Alambre galvanizado # 18				kg	0.42	1.33	0.556	1.70
TOTAL DE MATERIALES						A	32.693	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.334	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.334	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.500	3.36	3.359	50.31
Peon				2	0.500	3.32	3.318	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							6.678	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	6.678	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							39.705	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							7.941	
COSTO TOTAL							47.65	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:						RENDIM:	0.500	
						UNIDAD:	m	
						RUBRO:	2.4(2)	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
1/2 duela machiembrada de eucalipto				u	54.60	0.75	40.723	77.26
trabilla de eucalipto				u	10.50	0.08	0.788	1.49
trabilla de eucalipto				u	17.50	0.08	1.313	2.49
puntal eucalipto				u	10.50	0.79	8.313	15.77
Clavos 2"				kg	0.38	1.38	0.516	0.98
Clavos 2 1/2"				kg	0.11	1.38	0.150	0.28
Alambre galvanizado # 18				kg	0.68	1.33	0.904	1.72
TOTAL DE MATERIALES						A	52.706	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA KM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.167	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.167	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.500	3.36	1.680	50.31
Peon				2	0.500	3.32	1.659	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							3.339	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	3.339	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							56.211	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			11.242	
COSTO TOTAL							67.45	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD :	Acero para columnas N-1.50m a N+0.00m					FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.5		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m				Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18				Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES						A	0.87	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro				2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon				2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			0.232	
COSTO TOTAL							1.39	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N-1.50m a N+0.00m (in situ)						FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM: 1.00	UNIDAD: m3	
						RUBRO: 2.6		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.13	6.45
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.83	16.13
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.55	77.33
Agua				m3	0.23	0.20	0.05	0.10
TOTAL DE MATERIALES						A	48.55	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.92	8.98
Concretera VANGUARD				1.00	1.00	5.00	5.000	48.54
Vibrador KHOLER				1.00	1.00	4.38	4.375	42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	10.300	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor				0.50	1.00	3.72	1.86	10.07
Albañil				1.00	1.00	3.36	3.36	18.16
Peon				4.000	1.00	3.32	13.27	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							18.495	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	18.495	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							77.349	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							15.470	
COSTO TOTAL							92.82	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD :		Hormigón para los cimientos de la cadena de amarre f'c = 180kg/cm2 (in situ)				FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:		RENDIM:		1.600		UNIDAD:	m3	
						RUBRO:	2.7	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.53	7.02	3.70	9.04
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.70	8.77	6.17	15.06
Cemento Chimborazo				kg	266.00	0.12	31.02	75.79
Agua				m3	0.22	0.20	0.04	0.11
TOTAL DE MATERIALES						A	40.93	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							1.60	9.64
Concretera VANGUARD				1.00	1.60	5.00	8.000	48.19
Vibrador KHOLER				1.00	1.60	4.38	7.000	42.17
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	16.599	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil				2.00	1.60	3.36	10.75	33.61
Peon				4.00	1.60	3.32	21.24	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							31.988	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	31.988	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							89.512	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			17.902	
COSTO TOTAL							107.41	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Encofrado para la cadenas de amarre (Incluye desencofrado)					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.333	UNIDAD:	m	
						RUBRO:	2.8	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Riel Rustica de Eucalipto				u	4.20	0.92	3.850	35.32
Trabilla eucalipto				u	0.53	0.92	0.481	4.41
Trabilla eucalipto				u	0.26	0.92	0.241	2.21
Trabilla eucalipto				u	1.05	0.92	0.963	8.83
Pingo eucalipto				u	0.83	6.25	5.200	47.70
Clavos 2"				kg	0.12	1.375	0.167	1.53
TOTAL DE MATERIALES						A	10.901	100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA	SUBTOTAL	%
				KM	TON-M3	kM		
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.223	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.223	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.333	3.36	2.239	50.31
Peon				2	0.333	3.32	2.212	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							4.452	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	4.452	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							15.576	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			3.115	
COSTO TOTAL							18.69	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para cadenas de amarre fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.9			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"					FECHA:	JULIO-2017	
RUBRO O ACTIVIDAD :	Hormigón simple para cadenas de amarre f'c = 210kg/cm2 (in situ)					CIUDAD:	RIOBAMBA	
ESPECIFICACION:						UNIDAD:	m3	
OFERENTE:						RENDIM:	0.889	
						RUBRO:	2.10	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.13	6.45
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.83	16.13
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.55	77.33
Agua				m3	0.23	0.20	0.05	0.10
TOTAL DE MATERIALES						A	48.55	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.82	8.98
Concretera VANGUARD				1.00	0.89	5.00	4.444	48.54
Vibrador KHOLER				1.00	0.89	4.38	3.889	42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	9.155	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor				0.50	0.89	3.72	1.65	10.07
Albañil				1.00	0.89	3.36	2.99	18.16
Peon				4.000	0.89	3.32	11.80	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							16.440	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	16.440	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							74.150	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			14.830	
COSTO TOTAL							88.98	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS									
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:	Volumen de lastre para el contrapiso					FECHA:	JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM:	0.615		
						UNIDAD:	m3		
						RUBRO:	2.11		
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Lastre cribado para mejoramiento 4"					m3	1.000	4.390	4.390	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	4.390	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.410	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.410	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1	0.615	3.36	2.067	25.23
Peon					3	0.615	3.32	6.126	74.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								8.194	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	8.194	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								12.993	
COSTOS INDIRECTOS (%)					20.00			2.599	
COSTO TOTAL								15.59	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD:		Malla Electrosoldada para contrapiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM:	0.029		
						UNIDAD:	m2		
						RUBRO:	2.12		
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Malla electrosoldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)					m2	1.000	3.630	3.630	95.98
Alambre Galvanizado #18					kg	0.100	1.520	0.152	4.02
TOTAL DE MATERIALES							A	3.782	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1	0.029	3.36	0.096	33.61
Peon					2	0.029	3.32	0.190	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.286	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.286	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								4.082	
COSTOS INDIRECTOS (%)					20.00			0.816	
COSTO TOTAL								4.90	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD : Hormigón simple para losa de contrapiso $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (premezclado)					FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:					RENDIM: 0.667	UNIDAD: m3		
					RUBRO: 2.13			
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Hormigon premezclado $f'c=210\text{ kg/cm}^2$ (hormigon, transporte, bomba, aditivo)				m3	1.00	84.00	84.000	100.00
TOTAL DE MATERIALES						A	84.00	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.776	20.99
Vibrador KHOLER				1.00	0.67	4.38	2.920	79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	3.696	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil				1.000	0.67	3.36	2.239	14.44
Peon				6.000	0.67	3.32	13.274	85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							15.513	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	15.513	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							103.209	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							20.642	
COSTO TOTAL							123.85	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para columnas N+0.00m a N+3.10m (Incluye desencofrado)						FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM: 0.500	UNIDAD: m	
						RUBRO: 2.14(1)		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
1/2 duela machiembrada de eucalipto				u	31.50	0.75	23.494	71.86
trabilla de eucalipto				u	21.00	0.08	1.575	4.82
puntal eucalipto				u	8.40	0.79	6.650	20.34
Clavos 2"				kg	0.22	1.38	0.298	0.91
Clavos 2 1/2"				kg	0.09	1.38	0.120	0.37
Alambre galvanizado # 18				kg	0.42	1.33	0.556	1.70
TOTAL DE MATERIALES						A	32.693	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.334	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.334	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.500	3.36	3.359	50.31
Peon				2	0.500	3.32	3.318	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							6.678	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	6.678	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							39.705	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							7.941	
COSTO TOTAL							47.65	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Encofrado para columnas N-1.50m a N+0.00m (Incluye desencofrado)					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:						RENDIM:	0.500	
						UNIDAD:	m	
						RUBRO:	2.14(2)	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
1/2 duela machiembrada de eucalipto				u	54.60	0.75	40.723	77.26
trabilla de eucalipto				u	10.50	0.08	0.788	1.49
trabilla de eucalipto				u	17.50	0.08	1.313	2.49
puntal eucalipto				u	10.50	0.79	8.313	15.77
Clavos 2"				kg	0.38	1.38	0.516	0.98
Clavos 2 1/2"				kg	0.11	1.38	0.150	0.28
Alambre galvanizado # 18				kg	0.68	1.33	0.904	1.72
TOTAL DE MATERIALES						A	52.706	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA KM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.167	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.167	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.500	3.36	1.680	50.31
Peon				2	0.500	3.32	1.659	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							3.339	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	3.339	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							56.211	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			11.242	
COSTO TOTAL							67.45	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para columnas N+0.00m a N+3.10m						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.15			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD:		Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+0.00m a N+3.10m (in situ)				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:		RENDIM: 1.00				UNIDAD: m3			
						RUBRO: 2.16			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina					m3	0.45	7.02	3.13	6.45
Piedra triturada de 0-150 mm					m3	0.89	8.77	7.83	16.13
Cemento Chimborazo					kg	322.00	0.12	37.55	77.33
Agua					m3	0.23	0.20	0.05	0.10
TOTAL DE MATERIALES							A	48.55	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.92	8.98
Concretera VANGUARD					1.00	1.00	5.00	5.000	48.54
Vibrador KHOLER					1.00	1.00	4.38	4.375	42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	10.300	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor					0.50	1.00	3.72	1.86	10.07
Albañil					1.00	1.00	3.36	3.36	18.16
Peon					4.000	1.00	3.32	13.27	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								18.495	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	18.495	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								77.349	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								15.470	
COSTO TOTAL								92.82	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:		Encofrado para la losa de entrespiso (Incluye desencofrado)				FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	0.667	UNIDAD:	m2	
						RUBRO:	2.17	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Cuartón de monte				u	1.05	3.47	3.646	31.15
tabla monte				u	1.26	3.89	4.900	41.87
puntal eucalipto				u	0.99	2.64	2.607	22.28
clavos 2 1/2"				kg	0.12	4.58	0.550	4.70
TOTAL DE MATERIALES						A	11.703	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.445	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.445	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.667	3.36	4.479	67.07
Peon				2	0.667	3.32	4.425	66.26
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							8.904	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	8.904	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							21.051	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			4.210	
COSTO TOTAL							25.26	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para la losa de entrepiso fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.18			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Colocación de bloques de alivianamiento para losa de entresuelo 40x40x20cm						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.200	UNIDAD: m2		
						RUBRO: 2.19			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Bloque alivian. Espumaflex (poliestireno) (40x40x20)cm					UNID.	4.00	1.60	6.400	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	6.40	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.10	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.100	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil					1.00	0.20	3.36	0.67	33.61
Peon					2.00	0.20	3.32	1.33	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								1.999	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	1.999	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								8.499	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								1.700	
COSTO TOTAL								10.20	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para las vigas del primer piso (Incluye desencofrado)						FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM: 0.533	UNIDAD: m	
						RUBRO: 2.20(1)		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
puntal de eucalipto				u	0.95	0.79	0.755	8.07
alfajia eucalipto				u	0.21	1.04	0.219	2.34
riel rustica eucalipto				u	4.20	0.92	3.850	41.17
riel rustica eucalipto				u	3.15	0.92	2.888	30.88
trabilla de eucalipto				u	2.10	0.08	0.158	1.68
trabilla de eucalipto				u	1.05	0.08	0.079	0.84
trabilla de eucalipto				u	0.53	0.08	0.039	0.42
riel rustica eucalipto				u	1.05	0.92	0.963	10.29
trabilla de eucalipto				u	1.05	0.08	0.079	0.84
trabilla de eucalipto				u	0.70	0.08	0.053	0.56
clavos 2"				kg	0.20	1.38	0.270	2.89
TOTAL DE MATERIALES						A	9.351	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.267	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.267	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil				1	0.533	3.36	1.792	33.61
Peon				2	0.533	3.32	3.540	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							5.331	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	5.331	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							14.948	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							2.990	
COSTO TOTAL							17.94	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para las vigas del primer piso fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.21			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD:		Malla Electrosoldada para losa de entrepiso D = 5mm y aberturas de 10x10cm				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:		RENDIM: 0.029				UNIDAD: m2			
						RUBRO: 2.22			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Malla electrosoldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)					m2	1.000	3.630	3.630	95.98
Alambre Galvanizado #18					kg	0.100	1.520	0.152	4.02
TOTAL DE MATERIALES							A	3.782	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1	0.029	3.36	0.096	33.61
Peon					2	0.029	3.32	0.190	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.286	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.286	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								4.082	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.816	
COSTO TOTAL								4.90	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"					
RUBRO O ACTIVIDAD:	Hormigón simple para losa de entrepiso y gradas f'c = 210kg/cm2 (premezclado)				FECHA:	JULIO-2017
ESPECIFICACION:					CIUDAD:	RIOBAMBA
OFERENTE:					RENDIM:	0.80
					UNIDAD:	m3
					RUBRO:	2.23
MATERIALES					UNID.	CANT.
					PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
					%	
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)					m3	1.00
					84.00	84.000
						100.00
TOTAL DE MATERIALES					A	84.000
						100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3
					TARIFA kM	SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE					B	0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M
					COSTO/HOR	SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.931
Vibrador KHOLER					1.00	0.80
					4.38	3.504
						79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					C	4.435
						100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M
					COSTO/H	SUBTOTAL
						%
Albanil					1.000	0.80
Peon					6.000	0.80
					3.36	2.687
					3.32	15.929
						85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						18.616
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					D	18.616
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						107.051
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00						21.410
COSTO TOTAL						128.46
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD: Hormigón simple para vigas del primer piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.80	UNIDAD: m3		
						RUBRO: 2.24			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)					m3	1.00	84.00	84.000	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	84.000	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.931	20.99
Vibrador KHOLER					1.00	0.80	4.38	3.504	79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	4.435	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1.000	0.80	3.36	2.687	14.44
Peon					6.000	0.80	3.32	15.929	85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								18.616	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	18.616	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								107.051	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								21.410	
COSTO TOTAL								128.46	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.500	UNIDAD: m		
						RUBRO: 2.25(1)			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
1/2 duela machiembrada de eucalipto					u	31.50	0.75	23.494	71.86
trabilla de eucalipto					u	21.00	0.08	1.575	4.82
puntal eucalipto					u	8.40	0.79	6.650	20.34
Clavos 2"					kg	0.22	1.38	0.298	0.91
Clavos 2 1/2"					kg	0.09	1.38	0.120	0.37
Alambre galvanizado # 18					kg	0.42	1.33	0.556	1.70
TOTAL DE MATERIALES							A	32.693	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.334	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.334	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero					2	0.500	3.36	3.359	50.31
Peon					2	0.500	3.32	3.318	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								6.678	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	6.678	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								39.705	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								7.941	
COSTO TOTAL								47.65	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para columnas N+3.10mm a N+6.20m (Incluye desencofrado)						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.500	UNIDAD: m		
						RUBRO: 2.25(2)			
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%	
1/2 duela machiembrada de eucalipto				u	54.60	0.75	40.723	77.26	
trabilla de eucalipto				u	10.50	0.08	0.788	1.49	
trabilla de eucalipto				u	17.50	0.08	1.313	2.49	
puntal eucalipto				u	10.50	0.79	8.313	15.77	
Clavos 2"				kg	0.38	1.38	0.516	0.98	
Clavos 2 1/2"				kg	0.11	1.38	0.150	0.28	
Alambre galvanizado # 18				kg	0.68	1.33	0.904	1.72	
TOTAL DE MATERIALES							A	52.706	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA KM	SUBTOTAL	%	
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%	
Herramientas Manuales							0.167	100.00	
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:			C	0.167	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%	
Carpintero				2	0.500	3.36	1.680	50.31	
Peon				2	0.500	3.32	1.659	49.69	
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								3.339	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	3.339	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							56.211		
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00				11.242	
COSTO TOTAL							67.45		
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD :	Acero de refuerzo para columnas N+3.10mm a N+6.20m						FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:							CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.021		UNIDAD: kg	
							RUBRO: 2.26	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m				Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18				Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES						A	0.87	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro				2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon				2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							0.232	
COSTO TOTAL							1.39	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Hormigón para columnas f'c = 210kg/cm2 N+3.10mm a N+6.20m (in situ)						FECHA: JULIO-2017		
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:						RENDIM: 1.00	UNIDAD: m3	
						RUBRO: 2.27		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.13	6.45
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.83	16.13
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.55	77.33
Agua				m3	0.23	0.20	0.05	0.10
TOTAL DE MATERIALES						A	48.55	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.92	8.98
Concretera VANGUARD				1.00	1.00	5.00	5.000	48.54
Vibrador KHOLER				1.00	1.00	4.38	4.375	42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	10.300	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor				0.50	1.00	3.72	1.86	10.07
Albañil				1.00	1.00	3.36	3.36	18.16
Peon				4.000	1.00	3.32	13.27	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							18.495	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	18.495	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							77.349	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							15.470	
COSTO TOTAL							92.82	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para la losa de cubierta (Incluye desencofrado)				FECHA: JULIO-2017				
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA				
OFERENTE:				RENDIM: 0.667	UNIDAD: m2			
				RUBRO: 2.28				
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Cuartón de monte				u	1.05	3.47	3.646	31.15
tabla monte				u	1.26	3.89	4.900	41.87
puntal eucalipto				u	0.99	2.64	2.607	22.28
clavos 2 1/2"				kg	0.12	4.58	0.550	4.70
TOTAL DE MATERIALES						A	11.703	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.445	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.445	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.667	3.36	4.479	67.07
Peon				2	0.667	3.32	4.425	66.26
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							8.904	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	8.904	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							21.051	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							4.210	
COSTO TOTAL							25.26	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para la losa de cubierta fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.29			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Colocación de bloques de alivianamiento para losa de cubierta 40x40x20cm						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.200	UNIDAD: m2		
						RUBRO: 2.30			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Bloque alivian. Espumaflex (poliestireno) (40x40x20)cm					UNID.	4.00	1.60	6.400	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	6.40	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.10	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.100	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil					1.00	0.20	3.36	0.67	33.61
Peon					2.00	0.20	3.32	1.33	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								1.999	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	1.999	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								8.499	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								1.700	
COSTO TOTAL								10.20	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD:	0.00					FECHA:	JULIO-2017
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA
OFERENTE:				RENDIM:	0.533	UNIDAD:	0.00
						RUBRO:	0.00
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL %
puntal de eucalipto			u	0.95	0.79	0.755	8.07
alfajia eucalipto			u	0.21	1.04	0.219	2.34
riel rustica eucalipto			u	4.20	0.92	3.850	41.17
riel rustica eucalipto			u	3.15	0.92	2.888	30.88
trabilla de eucalipto			u	2.10	0.08	0.158	1.68
trabilla de eucalipto			u	1.05	0.08	0.079	0.84
trabilla de eucalipto			u	0.53	0.08	0.039	0.42
riel rustica eucalipto			u	1.05	0.92	0.963	10.29
trabilla de eucalipto			u	1.05	0.08	0.079	0.84
trabilla de eucalipto			u	0.70	0.08	0.053	0.56
clavos 2"			kg	0.20	1.38	0.270	2.89
TOTAL DE MATERIALES						A	9.351 100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL %
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL %
Herramientas Manuales							0.267 100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.267 100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL %
Albañil			1	0.533	3.36	1.792	33.61
Peon			2	0.533	3.32	3.540	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							5.331 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	5.331
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							14.948
COSTOS INDIRECTOS (%)						20.00	2.990
COSTO TOTAL							17.94
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para las vigas del segundo piso fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.32			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Malla Electro soldada para losa de cubierta D = 5mm y aberturas de 10x10cm					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.029	UNIDAD:	m2	
						RUBRO:	2.33	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL %	
Malla electro soldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)				m2	1.000	3.630	3.630 95.98	
Alambre Galvanizado #18				kg	0.100	1.520	0.152 4.02	
TOTAL DE MATERIALES						A	3.782 100.00	
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL %	
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00	
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL %	
Herramientas Manuales							0.014 100.00	
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.014 100.00	
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL %	
Albanil				1	0.029	3.36	0.096 33.61	
Peon				2	0.029	3.32	0.190 66.39	
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.286 100.00	
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.286	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							4.082	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							0.816	
COSTO TOTAL							4.90	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"					FECHA:	JULIO-2017		
RUBRO O ACTIVIDAD:	Hormigón simple para losa de cubierta f'c = 210kg/cm2 (premezclado)					CIUDAD:	RIOBAMBA		
ESPECIFICACION:						UNIDAD:	m3		
OFERENTE:						RENDIM:	0.80		
						RUBRO:	2.34		
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)					m3	1.00	84.00	84.000	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	84.000	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.931	20.99
Vibrador KHOLER					1.00	0.80	4.38	3.504	79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	4.435	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1.000	0.80	3.36	2.687	14.44
Peon					6.000	0.80	3.32	15.929	85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								18.616	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	18.616	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								107.051	
COSTOS INDIRECTOS (%)					20.00			21.410	
COSTO TOTAL								128.46	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"					FECHA:	JULIO-2017		
RUBRO O ACTIVIDAD:	Hormigón simple para vigas del segundo piso f'c = 210kg/cm2 (premezclado)					CIUDAD:	RIOBAMBA		
ESPECIFICACION:						UNIDAD:	m3		
OFERENTE:						RENDIM:	0.80		
						RUBRO:	2.35		
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)					m3	1.00	84.00	84.000	100.00
TOTAL DE MATERIALES							A	84.000	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.931	20.99
Vibrador KHOLER					1.00	0.80	4.38	3.504	79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	4.435	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil					1.000	0.80	3.36	2.687	14.44
Peon					6.000	0.80	3.32	15.929	85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								18.616	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	18.616	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								107.051	
COSTOS INDIRECTOS (%)					20.00			21.410	
COSTO TOTAL								128.46	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD: Encofrado para las gradas (Incluye desencofrado)				FECHA: JULIO-2017				
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA				
OFERENTE:				RENDIM: 0.533	UNIDAD: m2			
				RUBRO: 2.36				
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Cuartón de monte				u	1.05	3.47	3.646	13.04
tabla monte 30				u	1.26	3.89	4.900	17.53
puntal eucalipto				u	0.99	2.64	2.607	9.33
clavos 2 1/2"				kg	0.34	4.58	1.549	5.54
tabla de monte 30				u	2.10	3.89	8.167	29.22
trabilla eucalipto				u	0.61	0.25	0.153	0.55
tabla de monte 20				u	2.63	2.64	6.927	24.78
TOTAL DE MATERIALES						A	27.949	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.267	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.267	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albañil				1	0.533	3.36	1.792	33.61
Peon				2	0.533	3.32	3.540	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							5.331	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	5.331	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							33.547	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							6.709	
COSTO TOTAL							40.26	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD : Acero de refuerzo para las gradadas fy = 4200 kg/cm2						FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:						RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
						RUBRO: 2.37			
MATERIALES					UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m					Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18					Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES							A	0.87	100.00
TRANSPORTE					DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE							B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales								0.01	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA					No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro					2.00	0.02	3.36	0.14	50.31
Peon					2.00	0.02	3.32	0.14	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA							D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D								1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00								0.232	
COSTO TOTAL								1.39	
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS								
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:	Malla Electro soldada para gradas D = 5mm y aberturas de 10x10cm					FECHA:	JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA	
OFERENTE:						RENDIM:	0.029	
						UNIDAD:	m2	
						RUBRO:	2.38	
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Malla electro soldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)				m2	1.000	3.630	3.630	95.98
Alambre Galvanizado #18				kg	0.100	1.520	0.152	4.02
TOTAL DE MATERIALES						A	3.782	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil				1	0.029	3.36	0.096	33.61
Peon				2	0.029	3.32	0.190	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.286	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.286	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							4.082	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			0.816	
COSTO TOTAL							4.90	
OBSERVACIONES								

Anexo 2: Análisis de precios Unitarios Estructura de Acero

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
PROYECTO:	PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :	EXCAVACION A MAQUINA DE CIMIENTOS					FECHA:	JULIO-2017
ESPECIFICACION:						CIUDAD:	RIOBAMBA
OFERENTE:				RENDIM:	0.080	UNIDAD:	m3
						RUBRO:	1.1
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL %
TOTAL DE MATERIALES						A	0.000 100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA KM	SUBTOTAL %
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL %
Herramienta Menor							0.055 4.36
Gallineta				1.00	0.080	15.00	1.200 95.64
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	1.255 100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL %
Operador de gallineta				1.000	0.080	3.72	0.298 27.22
Ayudante operador				1.000	0.080	3.32	0.265 24.259
Peon				2.000	0.080	3.32	0.531 48.519
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							1.094 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	1.094
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							2.349
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			0.470
COSTO TOTAL							2.82
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD : RELLENO COMPACTADO DE SUELO NATURAL				FECHA: JULIO-2017				
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA				
OFERENTE:				RENDIM:	0.800	UNIDAD: m3		
				RUBRO: 1.2				
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
TOTAL DE MATERIALES						A	0.00	0.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Plancha vibrocompactadora				1.00	0.80	4.24	3.393	89.46
Herramienta Menor							0.400	10.54
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	3.793	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil				1.000	0.80	3.36	2.687	33.61
Peon				2.000	0.80	3.32	5.310	66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							7.997	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	7.997	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							11.790	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			2.358	
COSTO TOTAL							14.15	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :		DESALOJO DE MATERIAL			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:					RENDIM:	0.0533
					UNIDAD:	m3
					RUBRO:	1.3
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DE MATERIALES						A
						0.000
						100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Menor						0.023
Volqueta HINO GH 8 m3				1.00	0.053	25.00
Gallineta				1.00	0.053	15.00
						0.800
						37.10
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C
						2.156
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Operador Volqueta				1.000	0.053	4.88
Operador de gallineta				1.000	0.053	3.72
						0.260
						56.71
						0.199
						43.29
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0.459
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						0.459
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						2.615
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00				0.523
COSTO TOTAL						3.14
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD :		HORMIGON SIMPLE EN REPANTILLO f'c=180 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	0.667	UNIDAD:	m3
						RUBRO:	2.1
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO	SUBTOTAL
						UNITARIO	%
Arena fina				m3	0.57	7.02	4.00 9.37
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.76	8.77	6.66 15.61
Cemento Chimborazo				kg	273.98	0.12	31.95 74.90
Agua				m3	0.25	0.20	0.05 0.12
TOTAL DE MATERIALES						A	42.65 100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA	SUBTOTAL
				KM	TON-M3	kM	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL
							%
Herramientas Manuales							0.62 18.49
Concreteira VANGUARD				1.00	0.667	5.00	3.333 48.54
Vibrador KHOLER				1.00	0.667	4.38	2.917 42.48
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	6.866 100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL
							%
Maestro Mayor				0.50	0.667	3.72	1.24 10.07
Albanil				1.00	0.667	3.36	2.24 18.16
Peon				4.00	0.667	3.32	8.849 71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							12.330 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	12.330
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							61.846
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					12.369
COSTO TOTAL							74.21
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD :		HORMIGON SIMPLE EN ZAPATAS AISLADOS $f_c=210$ kg/cm ²			FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:		RENDIM: 0.889			UNIDAD:	m3		
					RUBRO:	2.2		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.13	6.45
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.83	16.13
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.55	77.33
Agua				m3	0.23	0.20	0.05	0.10
TOTAL DE MATERIALES						A	48.555	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.822	8.98
Vibrador KHOLER				1.00	0.889	4.38	3.889	42.48
Concretera VANGUARD				1.00	0.889	5.00	4.444	48.54
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	9.155	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro Mayor				0.50	0.889	3.72	1.655	10.07
Albanil				1.00	0.889	3.36	2.986	18.16
Peon				4.00	0.889	3.32	11.799	71.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							16.440	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	16.440	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							74.150	
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					14.830	
COSTO TOTAL							88.98	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD :		ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS FY=4200 KG/CM2			FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:		RENDIM: 0.021			UNIDAD: KG			
					RUBRO: 2.3			
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m				Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18				Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES						A	0.866	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierro				2	0.021	3.36	0.141	50.31
Peón				2	0.021	3.32	0.140	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					0.232	
COSTO TOTAL							1.39	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :		HORMIGON CICLOPEO PARA LOS CIMIENTOS f'c = 180kg/cm2			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	1.600	UNIDAD: M3
				RUBRO: 2.4		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Arena fina				m3	0.39	7.02
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.57	8.77
Cemento Chimborazo				kg	201.00	0.12
Agua				m3	0.14	0.20
Piedra				m3	0.40	7.50
TOTAL DE MATERIALES						A
						34.200
						100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA
				KM	TON-M3	KM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						1.599
Concreteira VANGUARD				1.00	1.60	5.00
Vibrador KHOLER				1.00	1.60	4.38
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C
						16.607
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Albañil				2.00	1.60	3.36
Peon				4.00	1.60	3.32
						0.00
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						D
						31.988
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						31.988
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						82.796
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00		16.559
COSTO TOTAL						99.35
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD :		HORMIGON SIMPLE PARA CADENAS DE AMARRE f'c = 210 kg/cm2			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	0.889	UNIDAD: M3
				RUBRO: 2.5		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Arena fina				m3	0.45	7.02
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12
Agua				m3	0.23	0.20
TOTAL DE MATERIALES						A
						48.555
						100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA
				KM	TON-M3	kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.822
Vibrador KHOLER				1.00	0.889	4.38
Concretera VANGUARD				1.00	0.889	5.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C
						9.160
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Maestro Mayor				0.50	0.889	3.72
Albanil				1.00	0.889	3.36
Peon				4.00	0.889	3.32
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						
						16.440
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						16.440
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						74.154
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00				14.831
COSTO TOTAL						88.99
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:	ACERO DE REFUERZO EN CADENAS DE AMARRE fy=4200 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:					RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
					RUBRO:	2.6		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m				Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18				Kg	0.05	1.52	0.076	7.97
TOTAL DE MATERIALES						A	0.866	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierrero				2	0.021	3.36	0.141	50.31
Peon				2	0.021	3.32	0.140	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							0.232	
COSTO TOTAL							1.39	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:		ENCOFRADO PARA CADENAS DE AMARRE			FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:		RENDIM:		0.333	UNIDAD:	ml		
					RUBRO:	2.7		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO	SUBTOTAL	%
						UNITARIO		
Riel Rustica de Eucalipto				u	4.20	0.92	3.850	35.31
Trabilla eucalipto				u	1.84	0.92	1.687	15.47
Pingo eucalipto				u	0.83	6.25	5.200	47.69
Clavos 2"				kg	0.12	1.38	0.168	1.54
TOTAL DE MATERIALES						A	10.904	100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA	SUBTOTAL	%
				KM	TON-M3	kM		
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.223	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.223	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Carpintero				2	0.333	3.36	2.239	50.31
Peon				2	0.333	3.32	2.212	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							4.452	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	4.452	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							15.579	
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					3.116	
COSTO TOTAL							18.69	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"							
RUBRO O ACTIVIDAD:		HORMIGON SIMPLE PARA PEDESTAL f'c=210 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:						CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:				RENDIM:	1.00	UNIDAD:	m3
						RUBRO:	2.8
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO	SUBTOTAL
						UNITARIO	%
Arena fina				m3	0.45	7.02	3.131
Piedra triturada de 0-150 mm				m3	0.89	8.77	7.832
Cemento Chimborazo				kg	322.00	0.12	37.545
Agua				m3	0.23	0.20	0.047
TOTAL DE MATERIALES						A	48.555
							100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA	SUBTOTAL
				KM	TON-M3	kM	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00
							0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL
							%
Herramientas Manuales							0.925
Vibrador KHOLER				1.00	1.00	4.38	4.380
Concretera VANGUARD				1.00	1.00	5.00	5.000
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	10.305
							100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL
							%
Maestro Mayor				0.50	1.00	3.72	1.862
Albanil				1.00	1.00	3.36	3.359
Peon				4.00	1.00	3.32	13.274
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							18.495
							100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	18.495
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							77.354
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					15.471
COSTO TOTAL							92.83
OBSERVACIONES							

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:	ACERO DE REFUERZO PARA EL PEDESTAL fy=4200 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:					RENDIM: 0.021	UNIDAD: kg		
					RUBRO:	2.9		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Varilla sismoresistente soldable longit. 12 m				Kg	1.00	0.79	0.790	91.23
Alambre galvanizado N 18				Kg	0.05	1.52	0.076	8.77
TOTAL DE MATERIALES						A	0.866	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.014	100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS						C	0.014	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Fierrero				2	0.021	3.36	0.141	50.31
Peon				2	0.021	3.32	0.140	49.69
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.281	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.281	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							1.161	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			0.232	
COSTO TOTAL							1.39	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"									
RUBRO O ACTIVIDAD: ENCOFRADO PARA PEDESTAL		FECHA: JULIO-2017							
ESPECIFICACION:		CIUDAD: RIOBAMBA							
OFERENTE:		RENDIM: 0.500	UNIDAD: ml						
				RUBRO: 2.10					
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%	
1/2 duela machihembrada eucalipto				u	37.80	0.75	28.193	74.27	
Trabilla eucalipto				u	21.00	0.08	1.575	4.15	
Puntal de Eucalipto				u	8.40	0.79	6.650	17.52	
Clavos 2"				kg	0.58	1.38	0.795	2.10	
Clavos 2 1/2'				kg	0.09	1.38	0.120	0.32	
Alambre galvaniz. #18				kg	0.47	1.33	0.627	1.65	
TOTAL DE MATERIALES						A	37.960	100.00	
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%	
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00	
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%	
Herramientas Manuales							0.334	100.00	
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:			C	0.334	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%	
Carpintero				2	0.500	3.36	3.359	50.31	
Peon				2	0.500	3.32	3.318	49.695	
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA								6.678	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	6.678		
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							44.971		
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00					8.994		
COSTO TOTAL							53.97		
OBSERVACIONES									

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:	HORMIGON SIMPLE LOSA DE CONTRAPISO f'c=210 kg/cm2				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:					RENDIM: 0.667	UNIDAD: m3		
					RUBRO: 2.11			
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)				m3	1.00	84.00	84.000	100.00
TOTAL DE MATERIALES						A	84.000	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.776	20.99
Vibrador KHOLER				1.00	0.667	4.38	2.920	79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	3.696	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Albanil				1.000	0.667	3.36	2.239	14.436
Peon				6.000	0.667	3.32	13.274	85.564
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							15.513	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	15.513	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							103.209	
COSTOS INDIRECTOS (%)				20.00			20.642	
COSTO TOTAL							123.85	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD: LASTRE PARA CONTRAPISO			FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:			CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:			RENDIM: 0.615	UNIDAD: m3		
				RUBRO: 2.12		
MATERIALES			UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL %
Lastre cribado para mejoramiento 4"			m3	1.000	4.390	4.390 100.00
TOTAL DE MATERIALES					A	4.390 100.00
TRANSPORTE			DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL %
TOTAL DEL TRANSPORTE					B	0.00 0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS			No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL %
Herramientas Manuales						0.410 100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS			:		C	0.410 100.00
MANO DE OBRA			No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL %
Albanil			1	0.615	3.36	2.067 25.23
Peon			3	0.615	3.32	6.126 74.77
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						8.194 100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					D	8.194
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						12.993
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00						2.599
COSTO TOTAL						15.59
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD:		MALLA ELECTROSOLDADA PARA CONTRAPISO D=5 mm, 10X10 cm			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	0.029	UNIDAD: m2
				RUBRO: 2.13		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Malla electrosoldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)				m2	1.000	3.630
Alambre Galvanizado #18				kg	0.100	1.520
						3.630
						0.152
						95.98
						4.02
TOTAL DE MATERIALES						A
						3.782
						100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA
				KM	TON-M3	kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.014
						100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C
						0.014
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Albanil				1	0.029	3.36
Peon				2	0.029	3.32
						0.096
						66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0.286
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						0.286
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						4.082
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00				0.816
COSTO TOTAL						4.90
OBSERVACIONES						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"								
RUBRO O ACTIVIDAD:	SUMINISTRO, FABRICACION Y MONTAJE DE ESTRUCTURA ACERO				FECHA: JULIO-2017			
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA			
OFERENTE:					RENDIM: 0.006	UNIDAD: kg		
					RUBRO:	2.14		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	%
Anticorrosivo Industrial Negro				gal	0.020	17.150	0.343	16.03
Electrodo 60:11 (28 unidades)				kg	0.010	2.700	0.027	1.262
Acero Estructural A-36				Kg	1.000	1.770	1.770	82.710
TOTAL DE MATERIALES						A	2.140	100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM	SUBTOTAL	%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B	0.00	0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR	SUBTOTAL	%
Herramientas Manuales							0.008	6.30
Andamios Metalicos				4	0.006	0.09	0.002	1.72
Soldadora Electrica 300a				4	0.006	2.01	0.048	38.91
Equipo de proteccion industrial				4	0.006	0.20	0.005	3.87
Equipo de trabajos en altura				4	0.006	0.16	0.004	3.02
Amoladora				2	0.006	1.17	0.014	11.36
Grua de patio				1	0.006	7.19	0.043	
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C	0.122	100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H	SUBTOTAL	%
Maestro mayor				0.2	0.006	3.72	0.004	2.86
Soldador				4	0.006	3.72	0.088	57.287
Peon				2	0.006	3.32	0.039	25.527
Operador de grua estacionaria				1	0.006	3.72	0.022	14.322
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA							0.154	100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D	0.154	
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D							2.416	
COSTOS INDIRECTOS (%) 20.00							0.483	
COSTO TOTAL							2.90	
OBSERVACIONES								

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD:		HORMIGON SIMPLE EN LOSA DECK f'c=210 kg/cm2			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:		RENDIM:		0.80	UNIDAD:	m3
					RUBRO:	2.15
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Hormigon premezclado f'c=210 kg/cm2 (hormigon, transporte, bomba, aditivo)				m3	1.00	84.00
						84.000
						100.00
TOTAL DE MATERIALES						A
						84.000
						100.00
TRANSPORTE				DIST. KM	PESO VOL. TON-M3	TARIFA kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.931
Vibrador KHOLER				1.00	0.80	4.38
						3.504
						79.01
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C
						4.435
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Albanil				1.000	0.80	3.36
Peon				6.000	0.80	3.32
						2.687
						15.929
						85.56
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						18.616
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						18.616
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						107.051
COSTOS INDIRECTOS				20.00		21.410
COSTO TOTAL						128.46
OBSERVACIONES						

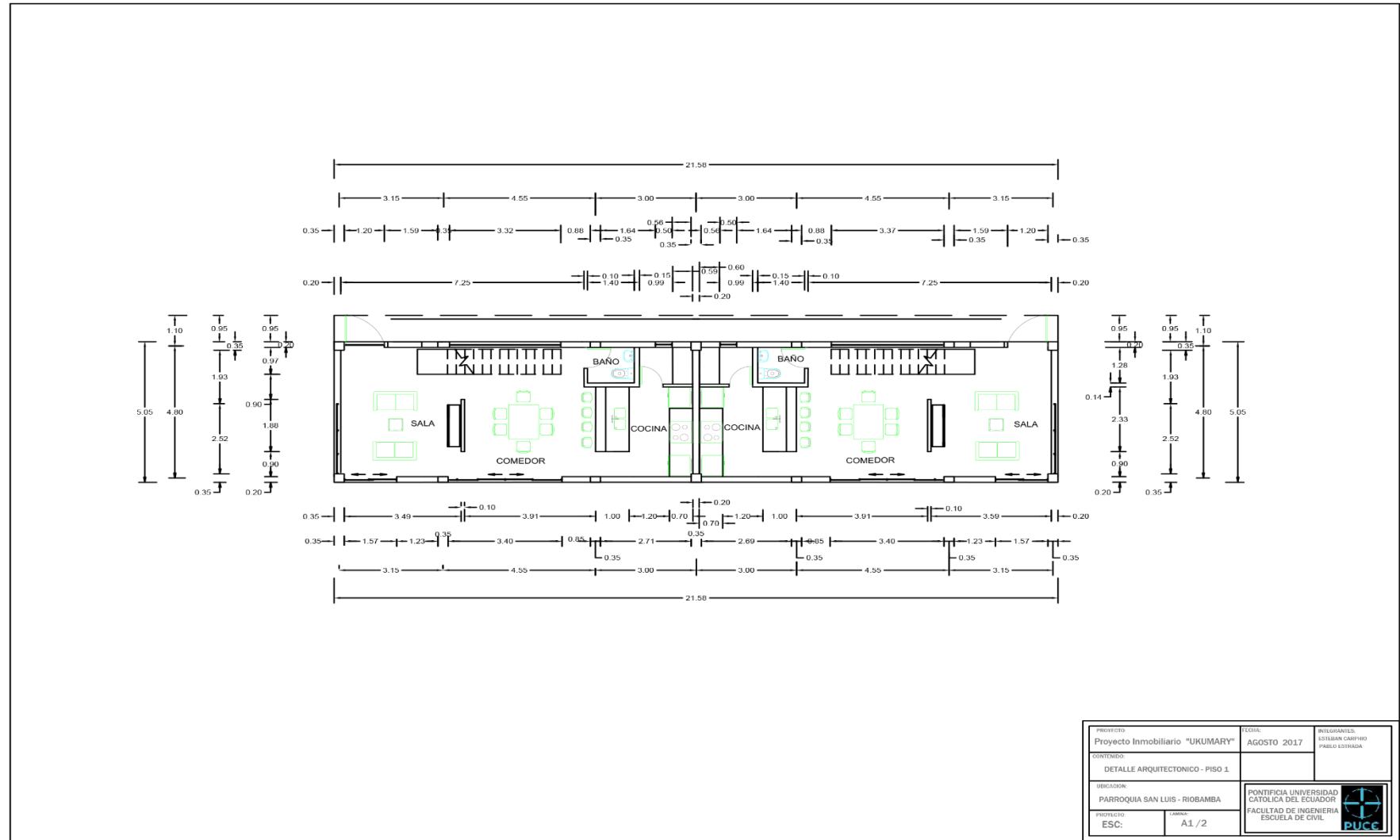
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

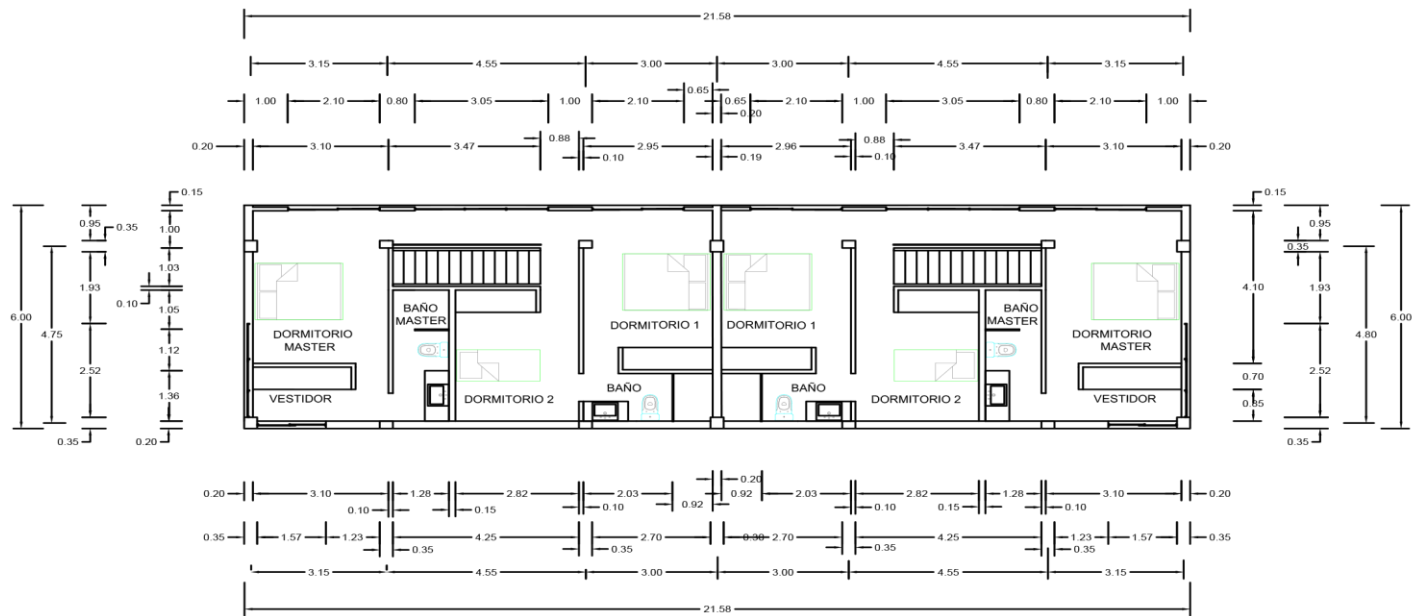
PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD:		LAMINA METALICA e=0.65 mm			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:				CIUDAD: RIOBAMBA		
OFERENTE:				RENDIM:	0.005	UNIDAD: kg
				RUBRO: 2.16		
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Anticorrosivo Industrial Negro				gal	0.020	17.150
Electrodo 60:11 (28 unidades)				kg	0.010	2.700
Lamina Metalica				kg	1.000	1.280
TOTAL DE MATERIALES						A
						1.650
						100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA
				KM	TON-M3	kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.005
Andamios Metalicos				4	0.005	0.09
Soldadora Electrica 300a				2	0.005	2.01
Equipo de proteccion industrial				2	0.005	0.20
Amoladora				1	0.005	1.17
Grua de patio				1	0.005	7.19
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C
						0.070
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Maestro mayor				0.2	0.005	3.72
Soldador				2	0.005	3.72
Peon				2	0.005	3.32
Operador de grua estacionaria				1	0.005	3.72
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0.093
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						0.093
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						1.813
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00				0.363
COSTO TOTAL						2.18

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: PROYECTO INMOBILIARIO "UKUMARY"						
RUBRO O ACTIVIDAD:		MALLA ELECTROSOLDADA PARA LOSA DECK D=5 mm, 10X10 cm			FECHA: JULIO-2017	
ESPECIFICACION:					CIUDAD: RIOBAMBA	
OFERENTE:		RENDIM:		0.029	UNIDAD:	m2
					RUBRO:	2.17
MATERIALES				UNID.	CANT.	PRECIO UNITARIO
						SUBTOTAL
						%
Malla electrosoldada d=5 mm, 10x10 cm (6.25m x2.4m)				m2	1.000	3.630
Alambre Galvanizado #18				kg	0.100	1.520
						3.630
						0.152
						95.98
						4.02
TOTAL DE MATERIALES						A
						3.782
						100.00
TRANSPORTE				DIST.	PESO VOL.	TARIFA
				KM	TON-M3	kM
						SUBTOTAL
						%
TOTAL DEL TRANSPORTE						B
						0.00
						0.00
MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				No	H/U/M	COSTO/HOR
						SUBTOTAL
						%
Herramientas Manuales						0.014
						100.00
TOTAL DE MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				:		C
						0.014
						100.00
MANO DE OBRA				No	H/U/M	COSTO/H
						SUBTOTAL
						%
Albanil				1	0.029	3.36
Peon				2	0.029	3.32
						0.096
						0.190
						33.61
						66.39
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA						0.286
						100.00
TOTAL DE MANO DE OBRA						D
						0.286
COSTOS DIRECTOS = A+ B + C + D						4.082
COSTOS INDIRECTOS (%)		20.00				0.816
COSTO TOTAL						4.90
OBSERVACIONES						

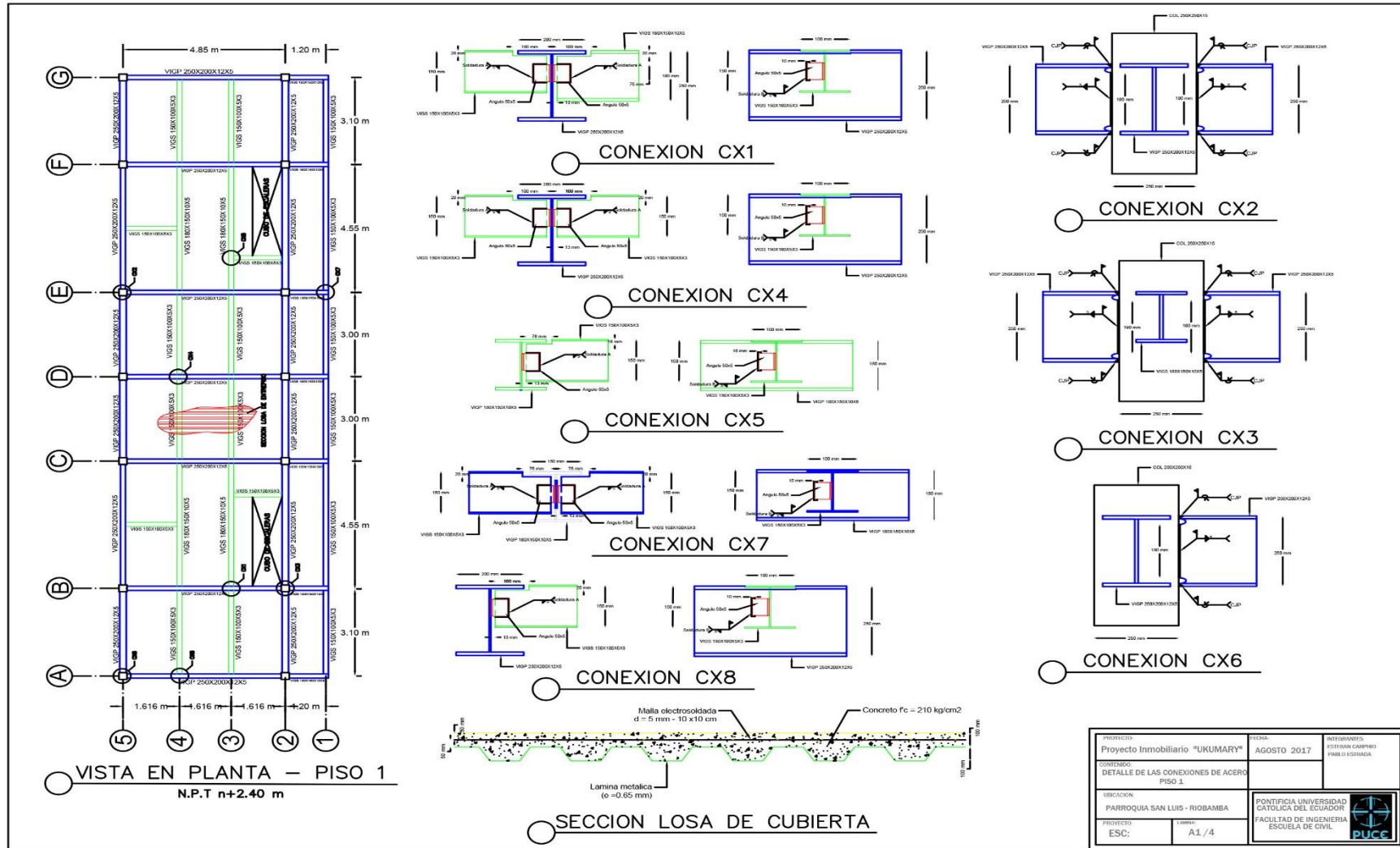
Anexo 3: Planos Arquitectónicos

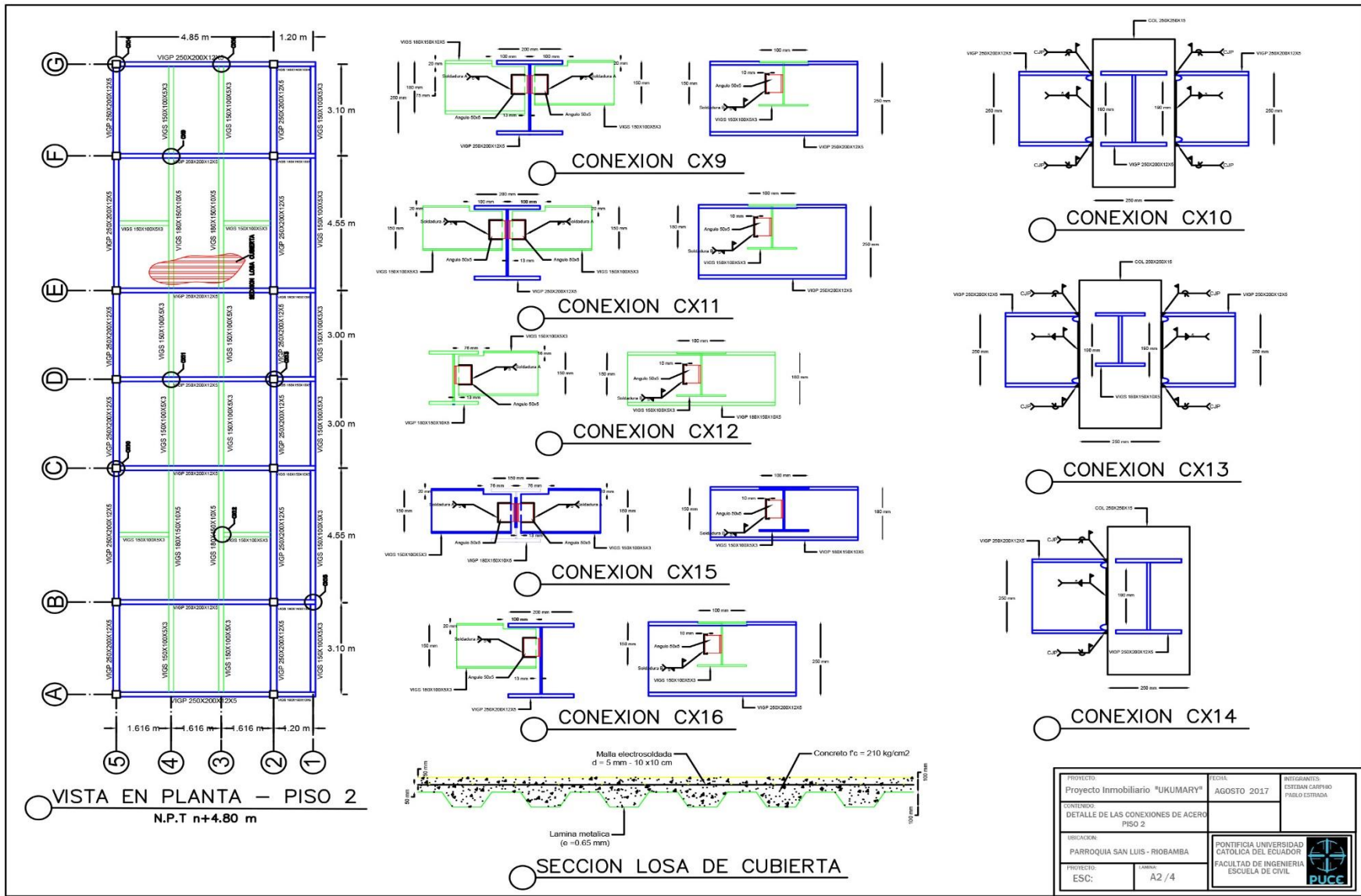


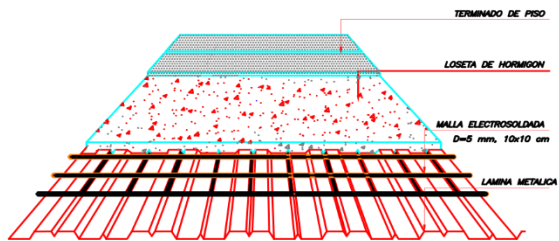


PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INTEGRANTES: ESTEBAN CARRERO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLE ARQUITECTONICO - PISO 2		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL 
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A2 / 2	

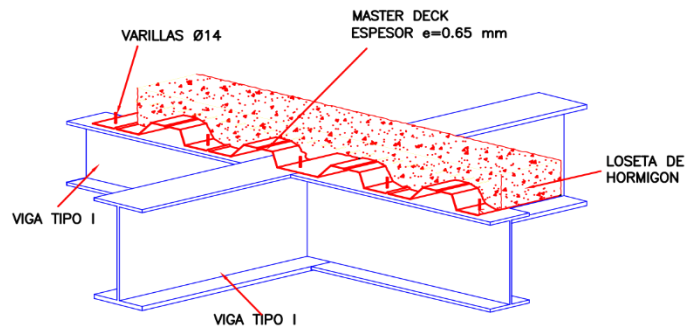
Anexo 4: Planos Estructurales de la Estructura de Acero



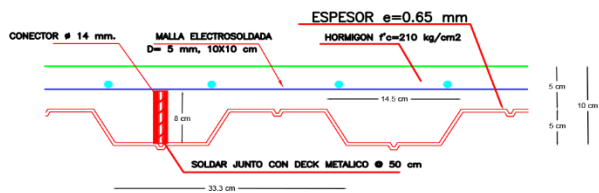




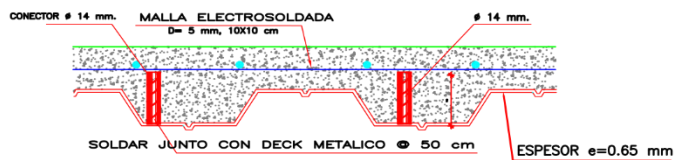
○ DETALLE DE LA LOSA DECK




○ DETALLE PISO METALICO

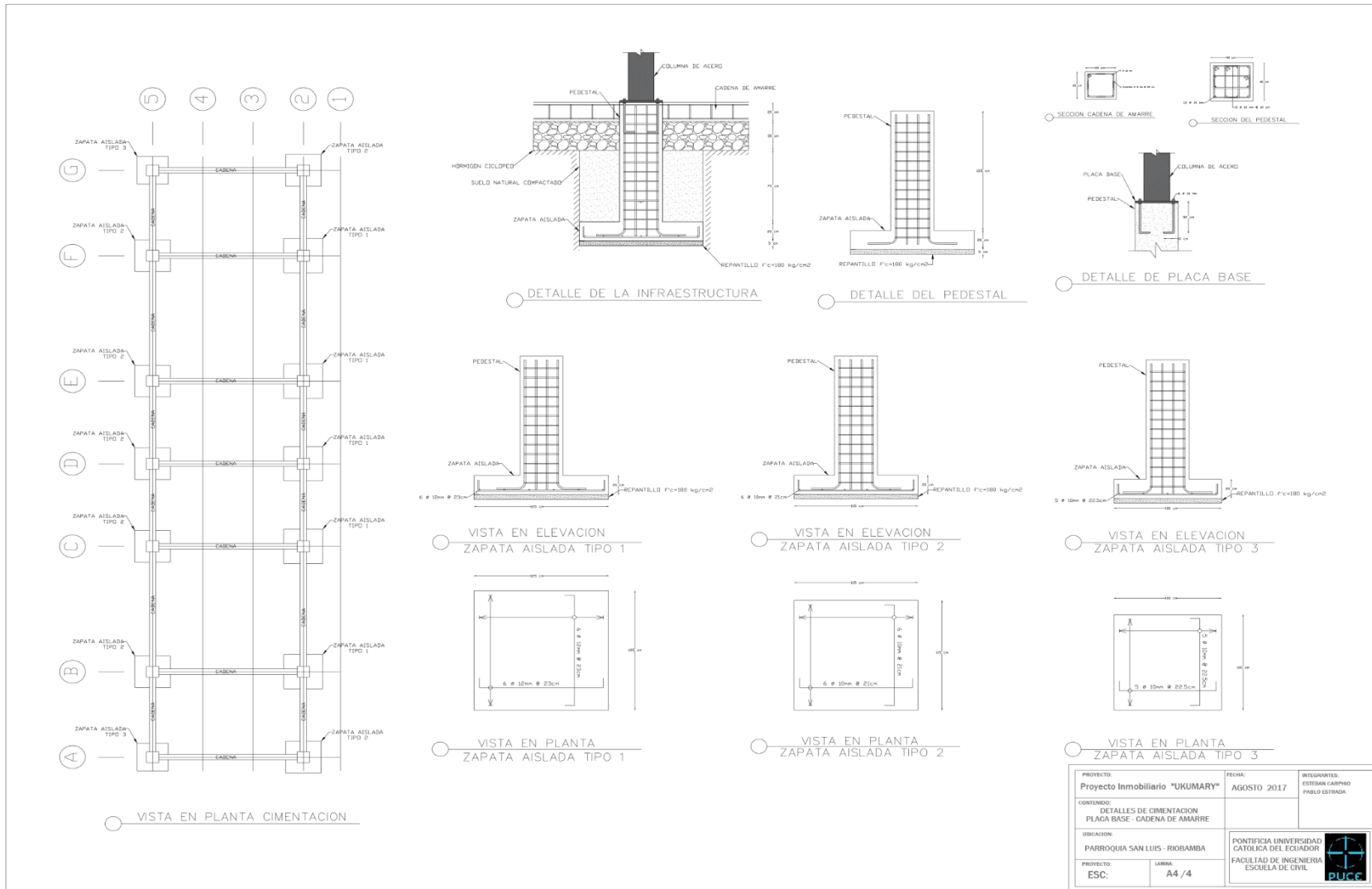


○ CORTE TIPICO DE LA LOSA DECK



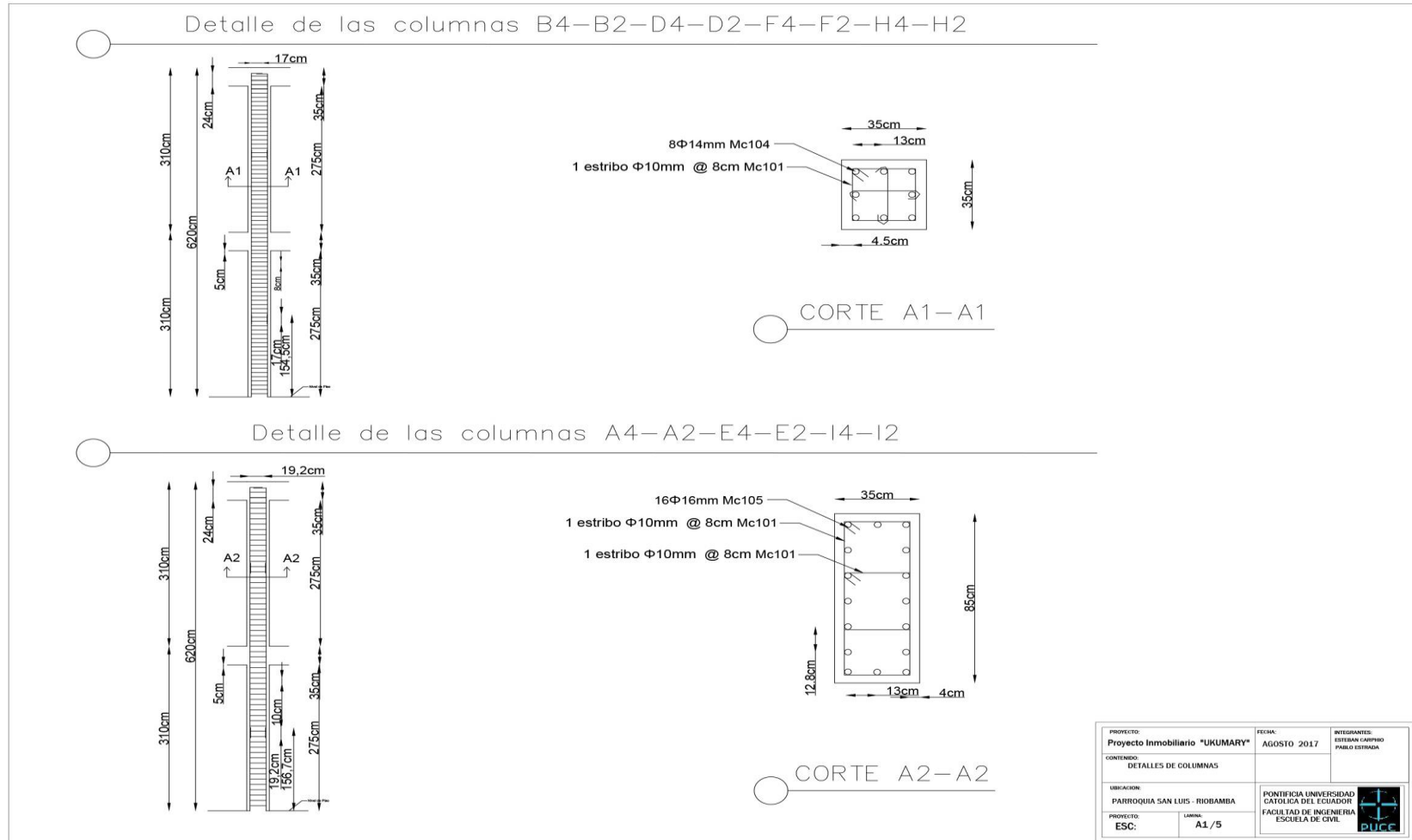
○ DETALLE CONECTORES DE CORTE

PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INTEGRANTES: ESTEBAN CARPIO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLE DE LA LOSA DECK		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL 
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A3 / 4	

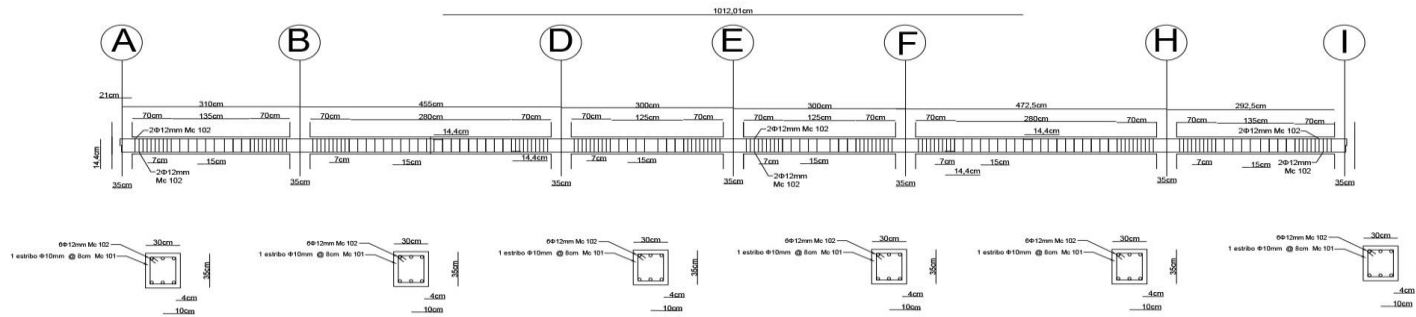


PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INGENIEROS: ESTEBAN LARROLDI FABIO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACION PLACA BASE - CADENA DE AMARRE		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA		
PROYECTO: ESC.	LAMINA: A4/4	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL

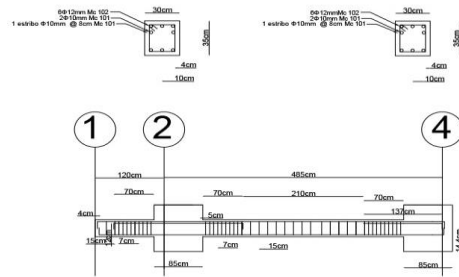
Anexo 5: Planos Estructurales de la Estructura de Hormigón Armado



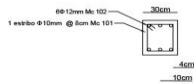
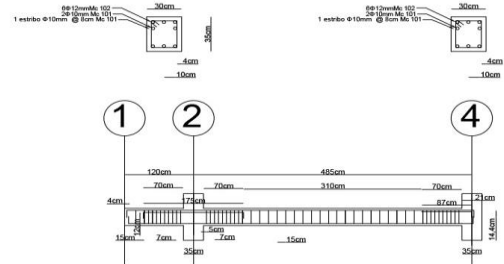
DETALLE DE VIGAS EJE 4 Y EJE 2 EN EL PRIMER Y SEGUNDO PISO



DETALLE DE VIGAS EJE A, EJE E, EJE I EN EL PRIMER Y SEGUNDO PISO

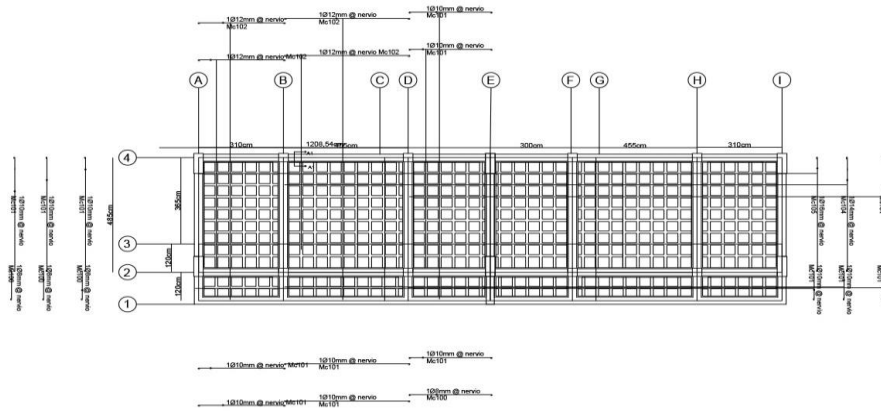


DETALLE DE VIGAS EJE B, EJE D, EJE F, EJE H EN EL PRIMER Y SEGUNDO PISO

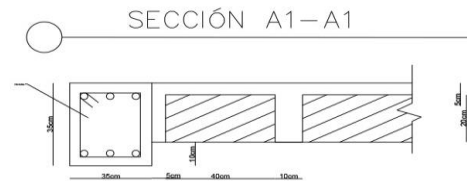
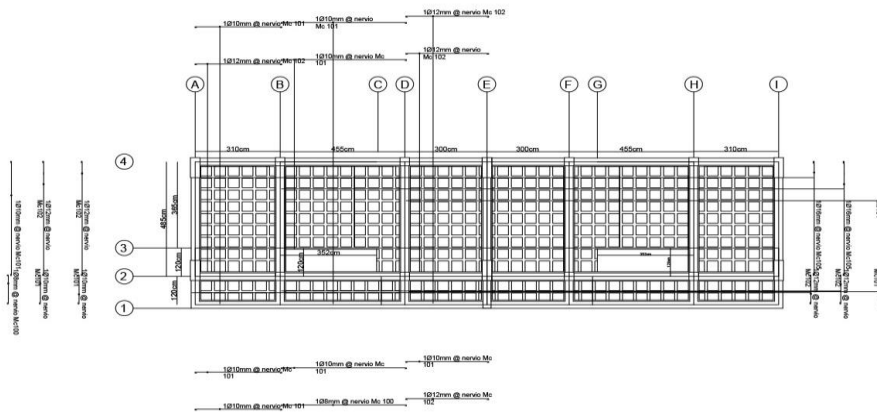


PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INGENIEROS: ESTEBAN CARPISO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACION PLACA BASE - CADENA DE AMARRE		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A2 / 5	

DETALLE DE LA LOSA DE CUBIERTA

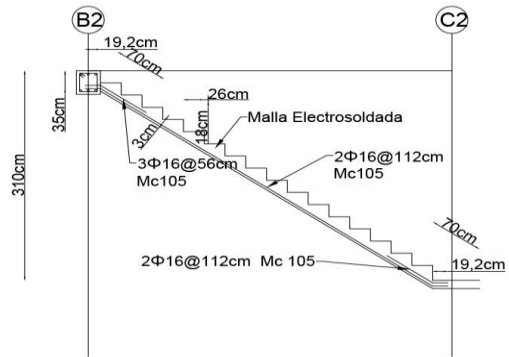


DETALLE DE LA LOSA DE ENTREPISO

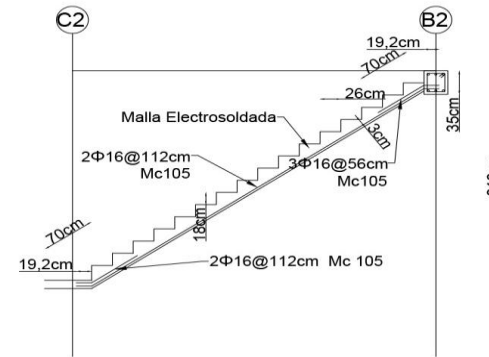


PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"		FECHA: AGOSTO 2017	INTEGRANTES: ESTEBAN CARRERO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLES DE LAS LOSAS LOSA ENTREPISO Y CUBIERTA			
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA			PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL.
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A3 / 5		

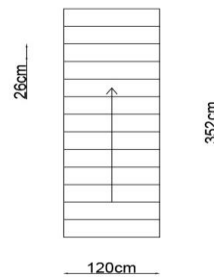
Detalle Escalera en B2
Vista en Elevación



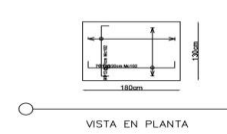
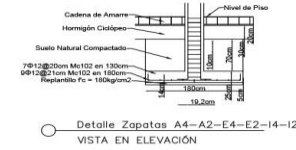
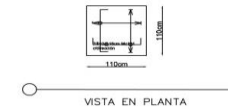
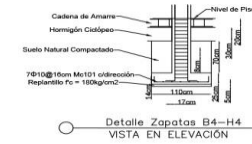
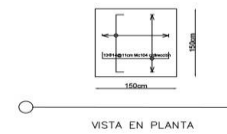
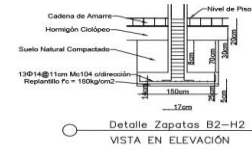
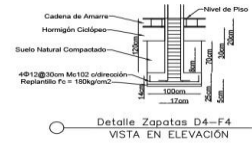
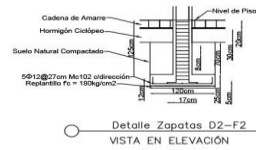
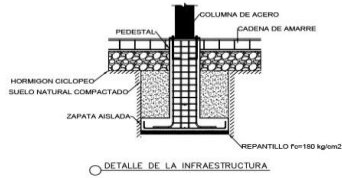
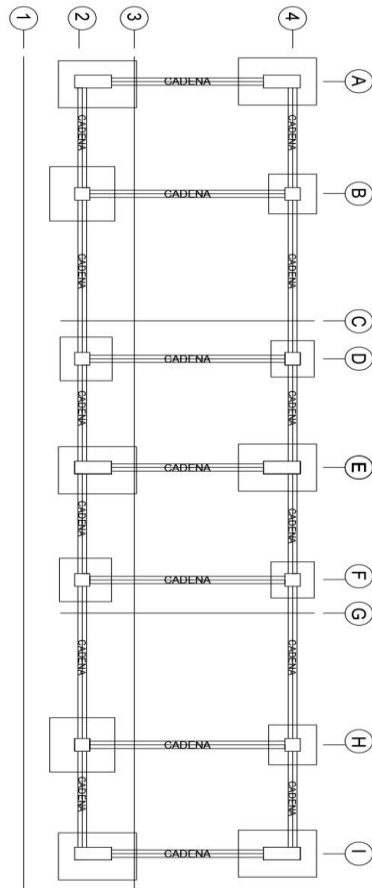
Detalle Escalera en B2
Vista en Elevación



Vista en Planta



PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INTEGRANTES: ESTEBAN CARRERO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLES DE LAS ESCALERAS		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL	
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A4 / 5	



PROYECTO: Proyecto Inmobiliario "UKUMARY"	FECHA: AGOSTO 2017	INTEGRANTES: ESTEBAN CASPINO PABLO ESTRADA
CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACION ZAPATAS- CADENA DE AMARRE		
UBICACION: PARROQUIA SAN LUIS - RIOBAMBA		
PROYECTO: ESC:	LAMINA: A5/5	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE CIVIL