



**Análisis comparativo técnico-económico entre una vivienda de hormigón
armado y una de bambú**

Revelo Ramírez, Jhonatan Marcelo

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

11 de febrero de 2022

Tesis_Revelo.docx

Scanned on: 23:20 February 16, 2022 UTC



Overall Similarity Score



Results Found



Total Words in Text

Identical Words	436
Words with Minor Changes	131
Paraphrased Words	589
Omitted Words	574



Website | Education | Businesses



Firmado electrónicamente por:
**ESTUARDO JAVIER
PENAHERRERA
GALLEGOS**

Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

C.C: 1708034747

Director del Proyecto de Titulación



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**Análisis comparativo técnico-económico entre una vivienda de hormigón armado y una de bambú**” fue realizado por el señor **Revelo Ramírez Jhonatan Marcelo**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 16 de febrero de 2022



Firmado electrónicamente por:
ESTUARDO JAVIER
PENAHERRERA
GALLEGOS

Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

C.C: 1708034747

Director del Proyecto de Titulación



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Yo, **Revelo Ramírez, Jhonatan Marcelo**, con cédula de ciudadanía N°1003764782 declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **Análisis comparativo técnico-económico entre una vivienda de hormigón armado y una de bambú**, es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 11 de febrero de 2022

Revelo Ramírez Jhonatan Marcelo
C.C: 1003764782



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Yo, **Revelo Ramírez, Jhonatan Marcelo**, con cédula de ciudadanía N°1003764782, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, publicar el trabajo de titulación: **Análisis comparativo técnico-económico entre una vivienda de hormigón armado y una de bambú**, en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 11 de febrero de 2022

Una firma manuscrita en tinta azul, que parece ser la del autor, Jhonatan Marcelo Revelo Ramírez.

Revelo Ramírez Jhonatan Marcelo
C.C: 1003764782

Dedicatoria

Este logro académico se lo dedico a Dios quien con su bendición me ha dado fuerza y valor para no rendirme en ningún momento, a mis padres quienes con sus enseñanzas y valores me han permitido alcanzar las metas que me he propuesto, a mi hermano quien siempre me apoya sin importar el momento, a mi abuelito quien desde el cielo me ha brindado la fortaleza necesaria para seguir adelante, también quiero dedicar este trabajo a las personas que me supieron apoyar a lo largo de toda la carrera universitaria ya sea con conocimientos o palabras de apoyo que me ayudan a crecer como persona cada día.

Agradecimientos

Para comenzar quiero agradecer al Ingeniero Estuardo Peñaherrera, quien me ha sabido guiar con paciencia y constancia a lo largo de la elaboración de este trabajo de investigación, quien no solo ha sido un excelente docente si no una gran persona, dentro y fuera de las aulas. También agradecer a los docentes que tuve a lo largo de esta carrera universitaria quienes supieron brindarme sus conocimientos y permitirme conseguir esta meta.

Agradezco a mi madre Lucrecia Ramírez por ser un apoyo incondicional, quien siempre ha estado pendiente de mí y alentándome a lo largo de este trabajo, no solo es mi inspiración si no mi modelo a seguir, a mi padre Marcelo Revelo quien con sus palabras y enseñanzas ha sabido guiarme a lo largo de mi vida, a mi hermano Santiago Revelo quien siempre ha tenido un sonrisa para alegrarme los días, a Karen Llerena quien con sus palabras, su apoyo, su cariño a sabido encaminarme para que cumpla todas las metas que me propongo.

Agradezco a todas las personas que me han apoyado a lo largo de toda la carrera universitaria, familiares, amigos y todas las personas que de una u otra manera han estado pendiente de mí.

Índice de contenido

Dedicatoria	6
Agradecimientos.....	7
Índice de contenido	8
Índice de Tablas	16
Índice de Figuras.....	20
Resumen.....	28
Abstract.....	29
Capítulo I.....	30
Generalidades	30
Planteamiento del problema	30
Macro	30
Meso	30
Micro	31
Antecedentes.....	31
Justificación e Importancia.....	33
Área de Influencia.....	34
Objetivos.....	35
Objetivo General	35
Objetivos Específicos	35
Capítulo II.....	36
Marco Teórico	36
Sistemas Constructivos.....	36
Hormigón Armado	36
Hormigón Armado como sistema Constructivo.	37
Bambú.....	38
Guadua Angustifolia “KUNTH”.	40
Guadúa Angustifolia Kunth Como Sistema Constructivo.	41
Requisitos De Calidad Para La Guadua Angustifolia KUNTH.....	42
Identificación De La Guadúa Angustifolia KUNTH.	42
Corte	43
Transporte.....	43
Curado De La Guadúa Angustifolia KUNTH.	44
Preservación tradicional o sin sustancias químicas.....	44
Preservación Con Sustancias Químicas.	45
Laminados de Bambú	46

Análisis Sísmico.....	48
Análisis Estático No Lineal	48
Capacidad, demanda y desempeño.....	49
Diagrama Momento-Curvatura.....	49
Rótula Plástica.....	50
Curva de Capacidad.....	51
Diseño Sismo Resistente en Ecuador	51
Zonificación sísmica y factor de zona Z.	51
Perfiles de suelo para el diseño sísmico.	52
Coeficiente de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	53
Deriva de Piso.	55
Cortante Basal de Diseño (V).....	55
Periodo de Vibración T.....	56
Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a).....	57
Categoría de edificio y coeficiente de importancia (I).....	58
Configuración estructural.....	59
Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	60
Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.	62
Hipótesis.....	64
VARIABLES DE INVESTIGACIÓN	64
Variables Independientes	64
Variables Dependientes	64
Metodología de desarrollo del proyecto	64
Normativas Relacionadas	65
Capítulo III.....	66
Diseño y Análisis estructural en Hormigón Armado	66
Introducción	66
Propiedades Del Hormigón Y Métodos De Diseño En Hormigón Armado.....	66
Propiedades del hormigón fresco	67
Propiedades del Hormigón Endurecido	68
Métodos de Diseño en Hormigón Armado.....	68
Diseño por Tensiones Admisibles.....	68
Diseño por Última resistencia.....	69
Geometría Y Materiales	69
Materiales.....	72
Análisis de Cargas	72

Cargas Muerta.....	72
Carga Viva	72
Combinación de Carga.....	73
Prediseño de la Estructura.....	73
Losas	73
Prediseño Escalera	78
Prediseño de Vigas	80
Prediseño de Columnas	84
Inercias Agrietadas.	86
Fuerza Sísmica	86
Cortante Basal de Diseño.	90
Modelamiento Computacional.....	90
Vigas	93
Columna.....	94
Losa	95
Espectro de Diseño	95
Definición de Cargas	96
Definición de Espectro Sísmico	99
Definición de la Masa	100
Combinaciones de Carga	100
Control de Diseño.....	101
Deriva de Piso.	103
Cambio de sección de elementos.....	104
Deriva de Piso.	107
Desplazamientos.	109
Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico.	110
Diseño de Vigas y Columnas	113
Diseño de Vigas	113
Diseño a Flexión.	114
Diseño por corte.....	117
Diseño de Columnas	121
Diseño a flexo-compresión.....	123
Diseño por Corte.....	126
Análisis Estático No Lineal PUSHOVER	129
Resultados	136
Niveles de desempeño de la estructura.	139

Cimentación.....	143
Dimensionamiento.....	143
Zapata de columna 35cmx40cm.	144
Análisis sentido X.	146
Análisis sentido Y.	148
Zapata de columna 35cmx35cm.	149
Análisis sentido X.	150
Análisis sentido Y.	152
Zapata de columna 30cmx30cm.	152
Análisis sentido X.	154
Análisis sentido Y.	155
Dimensiones	156
Capitulo IV.....	157
Diseño Y Análisis Estructural En Guadúa Angustifolia “Kunth”	157
Introducción	157
Propiedades De La Guadua Angustifolia “KUNTH”	158
Propiedades Físicas.....	158
Propiedades Mecánicas	158
Métodos de Diseño en Guadua.....	159
Diseño por Tensiones Admisibles.....	159
Coeficientes de modificación.	160
Coeficiente por duración de carga (C_D).....	160
Coeficiente de modificación por contenido de humedad (C_m).....	161
Coeficiente de modificación por temperatura (C_t).	161
Coeficiente de modificación por acción conjunta (C_r).....	162
Coeficiente de modificación por cortante (C_c).....	162
Coeficiente de modificación por estabilidad lateral en vigas (C_L).....	162
Coeficiente de Forma (C_F).	163
Coeficiente de estabilidad de columnas (C_p).	163
Geometría Y Materiales	164
Materiales.....	167
Análisis de Cargas.....	167
Cargas Muerta.....	167
Carga Viva	167
Carga por Viento	168
Velocidad Instantánea máxima de viento.....	168

Velocidad corregida de viento.....	168
Cálculo de la presión del viento.....	169
Combinación de Carga.....	170
Prediseño de la Estructura.....	171
Cubierta.....	171
Losas.....	189
Diseño de elementos sometidos a flexión.....	191
Deflexión.....	192
Flexión.....	192
Corte.....	192
Aplastamiento.....	192
Prediseño de viguetas.....	193
Prediseño de viga.....	199
Conectores de Corte.....	204
Diseño de elementos sometidos a fuerza axial.....	205
Tensión axial.....	205
Compresión axial.....	205
Diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial.....	206
Diseño de elementos sometidos a flexo-compresión.....	206
Prediseño de columnas.....	206
Diseño de Entramado.....	209
Fuerza Sísmica.....	213
Cortante Basal de Diseño.....	216
Modelamiento Computacional.....	216
Vigas.....	220
Columna.....	221
Losa.....	221
Espectro de Diseño.....	222
Definición de Cargas.....	223
Deriva de Piso.....	230
Desplazamientos.....	232
Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico.....	233
Diseño de Vigas y Columnas.....	235
Vigas.....	235
Columnas.....	236
Análisis estático no lineal PUSHOVER.....	239

Diagrama Momento-Curvatura	242
Diagrama momento-curvatura para vigueta.	243
Momento de Fluencia.....	243
Momento de Ultimo.	243
Diagrama momento-curvatura para viga	244
Momento de Fluencia.....	244
Momento de Ultimo.	245
Diagrama momento-curvatura para columna.	246
Momento de Fluencia.....	246
Momento de Ultimo.	246
Resultados	249
Cimentación.....	253
Sobrecimiento	254
Dimensionamiento.....	255
Análisis sentido X.....	257
Análisis sentido Y.....	260
Dimensiones	261
Capítulo V	262
Diseño Y Análisis Estructural En Laminados De Bambú	262
Introducción	262
Ventajas y Desventajas de Uso	264
Ventajas	264
Desventajas	264
Propiedades de laminados en guadua angustifolia “kunth”	264
Propiedades Físicas y Mecánicas	264
Métodos de Diseño en Guadua.....	265
Coeficiente por duración de carga (C_D)	266
Coeficiente de modificación por contenido de humedad (C_m)	266
Coeficiente de modificación por temperatura (C_t).....	267
Coeficiente de modificación por acción conjunta (C_r)	267
Coeficiente de modificación por cortante (C_c)	267
Coeficiente de modificación por estabilidad lateral en vigas (C_L)	268
Coeficiente de Forma (C_F).....	268
Coeficiente de estabilidad de columnas (C_p).....	269
Geometría y Materiales.....	270
Materiales.....	272

Análisis de Cargas	272
Cargas Muerta.....	272
Carga Viva	273
Carga por Viento	273
Velocidad Instantánea máxima de viento.....	273
Velocidad corregida de viento.....	273
Cálculo de la presión del viento.	273
Combinación de Carga.....	274
Prediseño de la Estructura.....	275
Cubierta	275
Losas	277
Diseño de elementos sometidos a flexión.....	279
Deflexión.....	280
Flexión.....	280
Corte.....	280
Aplastamiento.....	280
Prediseño de viguetas	281
Prediseño de viga.....	283
Conectores de Corte	289
Diseño de elementos sometidos a fuerza axial.....	289
Tensión axial.....	290
Compresión axial.....	290
Diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial.....	290
Diseño de elementos sometidos a flexo-compresión.....	290
Prediseño de columnas	291
Diseño de Entramado.....	294
Fuerza Sísmica	294
Cortante Basal de Diseño.....	298
Modelamiento Computacional.....	298
Vigas	302
Columna.....	302
Loseta	303
Espectro de Diseño	304
Definición de Cargas	305
Definición de Espectro Sísmico	308
Definición de la Masa	309

Combinaciones de Carga	309
Deriva de Piso	311
Desplazamientos	314
Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico	315
Diseño de Vigas y Columnas	317
Vigas	317
Columnas	318
Análisis Estático no lineal PUSHOVER	321
Diagrama Momento-Curvatura	324
Diagrama momento-curvatura para vigueta.	325
Momento de Fluencia.	325
Momento de Ultimo.	325
Diagrama momento-curvatura para viga.	326
Momento de Fluencia.	326
Momento de Ultimo.	327
Diagrama momento-curvatura para columna.	328
Momento de Fluencia.	328
Momento de Ultimo.	328
Resultados	331
Cimentación	336
Sobrecimiento	336
Dimensionamiento	337
Análisis sentido X	339
Análisis sentido Y	342
Dimensiones	342
Capítulo VI	343
Análisis De Resultados	343
Peso De La Estructura	343
Dimensión De Elementos	344
Deriva De Piso	346
Cortante Basal	347
Análisis Estático no lineal PUSHOVER	348
Costos Referenciales	350
Capitulo VII	354
Conclusiones Y Recomendaciones	354
Conclusiones	354

Recomendaciones	356
Bibliografía	357

Índice de Tablas

Tabla 1 <i>Propiedades Físico-mecánicas de la guadúa angustifolia Kunth</i>	41
Tabla 2 <i>Propiedades de guadúa angustifolia kunth laminada</i>	48
Tabla 3 <i>Valores del factor Z</i>	52
Tabla 4 <i>Clasificación de perfiles de suelos en Ecuador</i>	53
Tabla 5 <i>Valores del coeficiente F_a</i>	54
Tabla 6 <i>Valores del coeficiente F_d</i>	54
Tabla 7 <i>Valores del Coeficiente F_s</i>	55
Tabla 8 <i>Valores de deriva de piso máxima</i>	55
Tabla 9 <i>Valores de C_t y α</i>	56
Tabla 10 <i>Relación de amplificación espectral η (S_a/Z, en roca)</i>	58
Tabla 11 <i>Coeficiente de Importancia I, acorde al tipo de uso, destino e importancia</i>	58
Tabla 12 <i>Coeficiente de irregularidad en planta</i>	61
Tabla 13 <i>Coeficiente de Irregularidad en Elevación</i>	62
Tabla 14 <i>Coeficiente R para sistemas estructurales Dúctiles</i>	63
Tabla 15 <i>Asentamiento en cono de Abrams</i>	67
Tabla 16 <i>Equivalencia entre losa maciza y losa alivianada</i>	74
Tabla 17 <i>Valor de cargas equivalentes</i>	81
Tabla 18 <i>Dimensiones mínimas de vigas</i>	84
Tabla 19 <i>Dimensiones mínimas de Columnas</i>	85
Tabla 20 <i>Valor de Inercia agrietada</i>	86
Tabla 21 <i>Coeficientes método de diseño basado en fuerzas</i>	87
Tabla 22 <i>Espectro elástico de Diseño</i>	88
Tabla 23 <i>Espectro elástico de diseño reducido</i>	89
Tabla 24 <i>Valores de Coeficiente K</i>	97
Tabla 25 <i>Participación modal de Masa en estructura</i>	102
Tabla 26 <i>Desplazamientos de modos de vibración</i>	103
Tabla 27 <i>Deriva Elástica de piso</i>	103
Tabla 28 <i>Deriva inelástica</i>	104
Tabla 29 <i>Dimensiones de Vigas</i>	104
Tabla 30 <i>Dimensiones de columnas</i>	104
Tabla 31 <i>Participación modal de Masa en estructura</i>	107

Tabla 32 <i>Desplazamientos de modos de vibración</i>	107
Tabla 33 <i>Derivas elásticas de piso</i>	108
Tabla 34 <i>Deriva inelástica</i>	108
Tabla 35 <i>Ajuste del cortante basal dinámico</i>	113
Tabla 36 <i>Designación de momentos y refuerzo por flexión para momentos</i>	113
Tabla 37 <i>Designación de momentos y refuerzo por flexión para momentos</i>	116
Tabla 38 <i>Diámetros de acero de refuerzo</i>	117
Tabla 39 <i>Área de refuerzo longitudinal, viga eje C</i>	118
Tabla 40 <i>Momentos aplicados en los extremos de viga</i>	119
Tabla 41 <i>Refuerzo longitudinal y por corte en vigas</i>	121
Tabla 42 <i>Dimensiones de columnas</i>	122
Tabla 43 <i>Cargas aplicadas a la columna C4</i>	122
Tabla 44 <i>Límites de cuantía longitudinal en elementos a flexo-compresión</i>	124
Tabla 45 <i>Cuantía longitudinal de columnas</i>	124
Tabla 46 <i>Refuerzo longitudinal y por confinamiento en columnas</i>	128
Tabla 47 <i>Masa de estructura por piso</i>	129
Tabla 48 <i>Fuerzas laterales calculadas</i>	129
Tabla 49 <i>Fuerzas laterales</i>	130
Tabla 50 <i>Refuerzo longitudinal de vigas</i>	132
Tabla 51 <i>Refuerzo de columnas definitivo</i>	136
Tabla 52 <i>Nivel de desempeño de la estructura</i>	141
Tabla 53 <i>Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4</i>	144
Tabla 54 <i>Reacciones para el cálculo de zapata, columna D5</i>	149
Tabla 55 <i>Reacciones para el cálculo de zapata, columna D4</i>	152
Tabla 56 <i>Dimensión de zapatas</i>	156
Tabla 57 <i>Coeficiente de modificación por duración de carga</i>	160
Tabla 58 <i>Coeficiente de modificación por contenido de humedad</i>	161
Tabla 59 <i>Coeficiente de modificación por contenido de humedad</i>	161
Tabla 60 <i>Coeficiente de modificación por corte</i>	162
Tabla 61 <i>Coeficiente de modificación por corte</i>	163
Tabla 62 <i>Coeficiente de corrección σ</i>	168
Tabla 63 <i>Coeficiente de forma C_f</i>	169
Tabla 64 <i>Coeficiente de entorno/altura C_e</i>	169
Tabla 65 <i>Combinaciones de Carga</i>	170
Tabla 66 <i>Carga de Viento</i>	172
Tabla 67 <i>Proporciones y luces recomendadas, para armadura tipo Howe</i>	174

Tabla 68 <i>Combinación de cargas para cubierta</i>	180
Tabla 69 <i>Fuerzas soportadas por cada elemento de la armadura</i>	182
Tabla 70 <i>Esfuerzos Admisibles Corregidos</i>	183
Tabla 71 <i>Valor del coeficiente K</i>	184
Tabla 72 <i>Clasificación de columnas por esbeltez</i>	185
Tabla 73 <i>Esfuerzos que soporta el elemento</i>	186
Tabla 74 <i>Fórmulas para el cálculo de deflexiones</i>	192
Tabla 75 <i>Deflexiones admisibles</i>	192
Tabla 76 <i>Programa de cálculo para Inercia de vigueta</i>	196
Tabla 77 <i>Esfuerzos admisibles modificados, para vigueta</i>	197
Tabla 78 <i>Estabilidad lateral, según relación base con altura</i>	198
Tabla 79 <i>Esfuerzos admisibles modificados, para viga eje B</i>	202
Tabla 80 <i>Dimensiones mínimas de vigas y viguetas</i>	204
Tabla 81 <i>Carga aplicada a columnas</i>	207
Tabla 82 <i>Esfuerzo admisible de compresión para columnas</i>	208
Tabla 83 <i>Dimensiones propuestas de columnas</i>	209
Tabla 84 <i>Esfuerzos admisibles modificados, para entramados</i>	210
Tabla 85 <i>Coeficientes método de diseño basado en fuerzas</i>	213
Tabla 86 <i>Espectro elástico de Diseño</i>	214
Tabla 87 <i>Espectro elástico de diseño reducido</i>	215
Tabla 88 <i>Esfuerzos últimos de guadua angustifolia Kunth</i>	217
Tabla 89 <i>Valores de Coeficiente K</i>	224
Tabla 90 <i>Participación modal de Masa en estructura</i>	229
Tabla 91 <i>Desplazamientos de modos de vibración</i>	230
Tabla 92 <i>Derivas elásticas de piso</i>	230
Tabla 93 <i>Deriva inelástica</i>	231
Tabla 94 <i>Ajuste del cortante basal dinámico</i>	235
Tabla 95 <i>Valores de cortante, momento y deflexión</i>	236
Tabla 96 <i>Valores de cortante, momento y deflexiones máximos, para viga</i>	236
Tabla 97 <i>Esfuerzos admisibles para columna C4</i>	238
Tabla 98 <i>Masa de estructura por piso</i>	240
Tabla 99 <i>Fuerzas laterales calculadas</i>	240
Tabla 100 <i>Fuerzas laterales</i>	240
Tabla 101 <i>Nivel de desempeño de la estructura</i>	252
Tabla 102 <i>Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4</i>	255
Tabla 103 <i>Dimensión de zapatas</i>	261

Tabla 104 <i>Propiedades mecánicas de laminados en guadua GaK, en percentil 5</i>	265
Tabla 105 <i>Coeficiente de modificación por duración de carga</i>	266
Tabla 106 <i>Coeficiente de modificación por contenido de humedad</i>	266
Tabla 107 <i>Coeficiente de modificación por contenido de humedad</i>	267
Tabla 108 <i>Coeficiente de modificación por corte</i>	267
Tabla 109 <i>Combinaciones de Carga</i>	274
Tabla 110 <i>Carga de Viento</i>	275
Tabla 111 <i>Esfuerzos que soporta el elemento</i>	277
Tabla 112 <i>Fórmulas para el cálculo de deflexiones</i>	280
Tabla 113 <i>Deflexiones admisibles</i>	280
Tabla 114 <i>Esfuerzos admisibles modificados, para viga eje B</i>	287
Tabla 115 <i>Estabilidad lateral para coeficiente $CL=1$</i>	288
Tabla 116 <i>Dimensiones mínimas de vigas y viguetas</i>	288
Tabla 117 <i>Carga aplicada a columnas</i>	292
Tabla 118 <i>Esfuerzo admisible de compresión para columnas</i>	292
Tabla 119 <i>Dimensiones propuestas de columnas</i>	293
Tabla 120 <i>Coeficientes método de diseño basado en fuerzas</i>	295
Tabla 121 <i>Espectro elástico de Diseño</i>	296
Tabla 122 <i>Espectro elástico de diseño reducido</i>	297
Tabla 123 <i>Esfuerzos últimos de guadua angustifolia Kunth</i>	299
Tabla 124 <i>Valores de Coeficiente K</i>	305
Tabla 125 <i>Participación modal de Masa en estructura</i>	310
Tabla 126 <i>Desplazamientos de modos de vibración</i>	311
Tabla 127 <i>Derivas elásticas de piso</i>	312
Tabla 128 <i>Deriva inelástica</i>	312
Tabla 129 <i>Ajuste del cortante basal dinámico</i>	317
Tabla 130 <i>Valores de cortante, momento y deflexión</i>	318
Tabla 131 <i>Valores de cortante, momento y deflexiones máximos, para viga</i>	318
Tabla 132 <i>Esfuerzos admisibles para columna C4</i>	320
Tabla 133 <i>Masa de estructura por piso</i>	322
Tabla 134 <i>Fuerzas laterales calculadas</i>	322
Tabla 135 <i>Fuerzas laterales</i>	322
Tabla 136 <i>Nivel de desempeño de la estructura</i>	334
Tabla 137 <i>Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4</i>	337
Tabla 138 <i>Dimensión de zapatas</i>	342

Tabla 139 <i>Análisis Comparativo de peso por estructura</i>	343
Tabla 140 <i>Área útil de vigas y columnas (cm^2)</i>	344
Tabla 141 <i>Volumen de cemento por estructura (m^3)</i>	345
Tabla 142 <i>Valores para derivas de Piso por estructura</i>	346
Tabla 143 <i>Cortante Basal por estructura (T)</i>	347
Tabla 144 <i>Desplazamiento y fuerza soportado en el punto de fluencia</i>	349
Tabla 145 <i>Costo referencial estructura de guadua rolliza</i>	350
Tabla 146 <i>Costo referencial estructura de guadua laminada</i>	351
Tabla 147 <i>Costo referencial estructura de hormigón armado</i>	352
Tabla 148 <i>Costos referenciales</i>	352
Tabla 149 <i>Costo por metro cuadrado de construcción</i>	353

Índice de Figuras

Figura 1 <i>Distribución mundial del bambú</i>	39
Figura 2 <i>Partes de la Guadua</i>	40
Figura 3 <i>Transporte de guadúa dentro de guadua</i>	44
Figura 4 <i>Laminado de guadúa</i>	47
Figura 5 <i>Diagrama momento-curvatura</i>	50
Figura 6 <i>Curva de Capacidad Pushover</i>	51
Figura 7 <i>Zonas sísmicas del Ecuador</i>	52
Figura 8 <i>Espectro de respuesta elástico de aceleraciones</i>	57
Figura 9 <i>Configuración estructural no recomendada</i>	59
Figura 10 <i>Configuración estructural recomendada</i>	60
Figura 11 <i>Fases del Proceso Cuantitativo</i>	65
Figura 12 <i>Geometría General de estructura</i>	70
Figura 13 <i>Vista en planta de losas nivel 1 y 2</i>	70
Figura 14 <i>Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura</i>	71
Figura 15 <i>Vista en elevación, pórtico en sentido corto de la estructura</i>	71
Figura 16 <i>Sección de losa aliviada, asumida</i>	74
Figura 17 <i>Sección de losa maciza, asumida</i>	75
Figura 18 <i>Vista en planta de escalera</i>	79
Figura 19 <i>Vista en elevación de escalera</i>	79
Figura 20 <i>Diagrama de Distribución de cargas</i>	80
Figura 21 <i>Repartición de cargas de losa a viga</i>	80
Figura 22 <i>Cargas aplicadas en viga de eje B</i>	82
Figura 23 <i>Diagrama de Cortante, viga eje B</i>	82

Figura 24 <i>Diagrama de Momento, viga eje B</i>	83
Figura 25 <i>Cargas aplicadas en viga de eje 2</i>	83
Figura 26 <i>Diagrama de Cortante, viga eje 2</i>	83
Figura 27 <i>Diagrama de Momento, viga eje 2</i>	84
Figura 28 <i>Área de carga que se aplicara a cada columna</i>	85
Figura 29 <i>Gráfica espectro elástico de Diseño</i>	88
Figura 30 <i>Gráfica espectro elástico de diseño reducido</i>	89
Figura 31 <i>Vista en planta</i>	91
Figura 32 <i>Vista en planta de losa nivel 1 y 2</i>	91
Figura 33 <i>Propiedades del Hormigón, f'c 240 kg/cm²</i>	92
Figura 34 <i>Propiedades de barras de acero, fy 4200 kg/cm²</i>	92
Figura 35 <i>Definición de sección de vigas</i>	93
Figura 36 <i>Definición de refuerzo de viga</i>	93
Figura 37 <i>Definición de sección de columnas</i>	94
Figura 38 <i>Definición de refuerzo de columna</i>	94
Figura 39 <i>Definición de sección de losa</i>	95
Figura 40 <i>Espectro reducido de diseño</i>	96
Figura 41 <i>Patrones de carga aplicados a la estructura</i>	96
Figura 42 <i>Definición de patrón de carga para sismo en sentido X</i>	97
Figura 43 <i>Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y</i>	98
Figura 44 <i>Definición de cargas aplicada a la losa, en este caso carga viva y muerta</i>	98
Figura 45 <i>Definición de caso de análisis en sentido X</i>	99
Figura 46 <i>Definición de caso de análisis en sentido Y</i>	99
Figura 47 <i>Asignación de masa a la estructura</i>	100
Figura 48 <i>Combinaciones de carga, combinación 2 NEC-15</i>	101
Figura 49 <i>Vista en 3D de estructura</i>	101
Figura 50 <i>Dimensiones de vigas y columnas eje A</i>	105
Figura 51 <i>Dimensiones de vigas y columnas Eje B</i>	105
Figura 52 <i>Dimensiones de vigas y columnas Eje C</i>	105
Figura 53 <i>Dimensiones de vigas y columnas Eje D</i>	106
Figura 54 <i>Vista en 3D de estructura</i>	106
Figura 55 <i>Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y</i>	108
Figura 56 <i>Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X</i>	109
Figura 57 <i>Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X</i>	109
Figura 58 <i>Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y</i>	110

Figura 59 Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X.	111
Figura 60 Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y.	111
Figura 61 Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X.	112
Figura 62 Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y.	112
Figura 63 Refuerzo longitudinal de vigas y columnas, eje C.....	114
Figura 64 Refuerzo longitudinal de vigas y columnas, eje 4.....	116
Figura 65 Refuerzo longitudinal de columna C4	122
Figura 66 Distribución de armadura longitudinal en columna C4	123
Figura 67 Diagrama de flexo-compresión biaxial, columna C4	124
Figura 68 Ejemplo de Refuerzo transversal en columnas	128
Figura 69 Definición de patrón de carga lateral.....	130
Figura 70 Definición de fuerza lateral en cada piso de la estructura	131
Figura 71 Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL).....	131
Figura 72 Definición de caso de carga Pushover.....	132
Figura 73 Definición de acero de refuerzo longitudinal de vigas, eje 2-3-4	133
Figura 74 Definición de ubicación de rotulas plásticas en vigas.....	133
Figura 75 Definición de parámetros.....	134
Figura 76 Definición de ubicación de rotulas plásticas en columnas.....	134
Figura 77 Definición de parámetros.....	135
Figura 78 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje 2	135
Figura 79 Formación de primeras rótula plástica	136
Figura 80 Formación de primeras rótula plástica	137
Figura 81 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.....	137
Figura 82 Curva de Capacidad de estructura.....	138
Figura 83 Rangos para el nivel de desempeño de una estructura	140
Figura 84 Curva de capacidad de la estructura.....	140
Figura 85 Curva de capacidad y demanda de la estructura	142
Figura 86 Desempeño de Estructura	143
Figura 87 Esfuerzos admisibles que soporta un elemento.....	160
Figura 88 Sección compuesta por culmos de bambú.....	163
Figura 89 Vista en planta de la estructura.....	164
Figura 90 Ubicación de escaleras en nivel 1 y 2	165
Figura 91 Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura.....	166
Figura 92 Vista en elevación, pórtico en sentido corto de la estructura.....	166
Figura 93 Vista en planta de cubierta	173
Figura 94 Cercha Tipo Abanico	173

Figura 95 <i>Esquema de la composición de la cubierta</i>	174
Figura 96 <i>Numeración de miembros en armadura</i>	178
Figura 97 <i>Distribución de cerchas para cubierta</i>	178
Figura 98 <i>Carga de viento aplicada en armadura</i>	179
Figura 99 <i>Carga muerta</i>	179
Figura 100 <i>Carga Viva</i>	179
Figura 101 <i>Esquema para la descomposición de fuerzas de Barlovento y Sotavento</i>	180
Figura 102 <i>Descomposición de cargas distribuidas en carga puntual</i>	181
Figura 103 <i>Fuerzas soportadas por cada elemento de la armadura</i>	181
Figura 104 <i>Disposición de soporte constituido por GaK</i>	187
Figura 105 <i>Reacciones aplicadas en los apoyos de la cercha</i>	187
Figura 106 <i>Esquema para el cálculo de fuerzas aplicadas a soporte</i>	188
Figura 107 <i>Esquema composición de loseta entrepiso</i>	191
Figura 108 <i>Esquema vigueta de entrepiso</i>	193
Figura 109 <i>Distribución de viguetas en entrepiso</i>	194
Figura 110 <i>Cargas aplicadas en vigueta</i>	196
Figura 111 <i>Diagrama de Cortante en vigueta</i>	196
Figura 112 <i>Diagrama de Momento, viga eje B</i>	197
Figura 113 <i>Área de carga correspondiente a viga de eje B</i>	199
Figura 114 <i>Configuración de viga y propiedades geométricas</i>	200
Figura 115 <i>Cargas aplicadas en viga de eje B</i>	201
Figura 116 <i>Diagrama de Cortante, viga eje B</i>	201
Figura 117 <i>Diagrama de Momento, viga eje B</i>	201
Figura 118 <i>Configuración de viga modifica y propiedades geométricas</i>	203
Figura 119 <i>Área de carga correspondiente a cada columna</i>	207
Figura 120 <i>Configuración de columnas y propiedades geométricas</i>	208
Figura 121 <i>Dimensiones de entramado</i>	212
Figura 122 <i>Gráfica espectro elástico de Diseño</i>	214
Figura 123 <i>Gráfica espectro elástico de diseño reducido</i>	215
Figura 124 <i>Diagrama esfuerzo deformación de la guadua angustifolia Kunth</i> ...	217
Figura 125 <i>Vista en planta</i>	218
Figura 126 <i>Vista en planta de losa nivel 1 y 2</i>	218
Figura 127 <i>Propiedades del Hormigón, $f'c$ 240 kg/cm²</i>	219
Figura 128 <i>Propiedades de guadua angustifolia Kunth</i>	220
Figura 129 <i>Definición de sección de vigas</i>	220

Figura 130 Definición de sección de viguetas.....	221
Figura 131 Definición de sección de columnas.....	221
Figura 132 Definición de sección de loseta de cubierta	222
Figura 133 Definición de sección de loseta de entrepiso	222
Figura 134 Espectro de diseño reducido.....	223
Figura 135 Patrones de carga aplicados a la estructura	223
Figura 136 Definición de patrón de carga para sismo en sentido X	224
Figura 137 Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y	225
Figura 138 Definición de cargas aplicada a la losa de cubierta.....	225
Figura 139 Definición de cargas aplicada a la losa de entrepiso.....	226
Figura 140 Definición de caso de análisis en sentido X	226
Figura 141 Definición de caso de análisis en sentido Y	227
Figura 142 Asignación de masa a la estructura	227
Figura 143 Combinaciones de carga, combinación 5.....	228
Figura 144 Vista en 3D de estructura.....	228
Figura 145 Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y	231
Figura 146 Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X	231
Figura 147 Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X	232
Figura 148 Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y	232
Figura 149 Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X.....	233
Figura 150 Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y.....	233
Figura 151 Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X.	234
Figura 152 Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y.	234
Figura 153 Diagrama de cortante, momento y deflexión.....	235
Figura 154 Diagrama de fuerza axial	237
Figura 155 Diagrama de cortante y momento, columna C4	237
Figura 156 Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL).....	241
Figura 157 Definición de caso de carga Pushover.....	242
Figura 158 Esfuerzos aplicados a vigueta	244
Figura 159 Diagrama momento-curvatura para vigueta	244
Figura 160 Esfuerzos aplicados a vigueta	245
Figura 161 Diagrama momento-curvatura para viga	246
Figura 162 Esfuerzos aplicados a columna	247
Figura 163 Diagrama momento-curvatura para columna	247
Figura 164 Definición de rotulas plásticas.....	248
Figura 165 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje C	248

Figura 166 Formación de primera rótula plástica.....	249
Figura 167 Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.....	249
Figura 168 Formación de rotulas plásticas	250
Figura 169 Curva de Capacidad de estructura.....	250
Figura 170 Curva de capacidad de la estructura.....	251
Figura 171 Curva de capacidad y demanda de la estructura	252
Figura 172 Desempeño de Estructura	253
Figura 173 Dimensión de columna	254
Figura 174 Dimensiones de Cimentación	256
Figura 175 Esquema para el cálculo de cortante unidireccional	257
Figura 176 Esquema para el cálculo de cortante bidireccional	258
Figura 177 Esquema para el diseño a flexión	259
Figura 178 Unión longitudinal de tablas para conformar un laminado.....	263
Figura 179 Tipo de Laminación.....	263
Figura 180 Comparación entre laminados, guadua rolliza y madera.....	265
Figura 181 Factor de ajuste C_d	268
Figura 182 Factor de ajuste C_l	269
Figura 183 Valores de C y FCE	269
Figura 184 Vista en planta de la estructura.....	270
Figura 185 Ubicación de escaleras en nivel 1 y 2	271
Figura 186 Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura.....	271
Figura 187 Vista en elevación, pórtico en sentido corto de la estructura.....	272
Figura 188 Cercha Tipo Abanico	276
Figura 189 Distribución de cerchas para cubierta	276
Figura 190 Esquema composición de loseta entrepiso	279
Figura 191 Esquema vigueta de entrepiso.....	281
Figura 192 Distribución de viguetas en entrepiso	281
Figura 193 Área de carga correspondiente a viga de eje B.....	284
Figura 194 Cargas aplicadas en viga de eje B.....	286
Figura 195 Diagrama de Cortante, viga eje B.....	286
Figura 196 Diagrama de Momento, viga eje B.....	286
Figura 197 Área de carga correspondiente a cada columna.....	291
Figura 198 Dimensiones de entramado	294
Figura 199 Gráfica espectro elástico de Diseño.....	296
Figura 200 Gráfica espectro elástico de diseño reducido.....	297
Figura 201 Diagrama esfuerzo deformación de laminados en guadua.....	299

Figura 202 <i>Vista en planta</i>	300
Figura 203 <i>Vista en planta de losa nivel 1 y 2</i>	300
Figura 204 <i>Propiedades del Hormigón, f'c 240 kg/cm²</i>	301
Figura 205 <i>Propiedades de laminados en guadua angustifolia Kunth</i>	301
Figura 206 <i>Definición de sección de vigas</i>	302
Figura 207 <i>Definición de sección de viguetas</i>	302
Figura 208 <i>Definición de sección de columnas</i>	303
Figura 209 <i>Definición de sección de losa de cubierta</i>	303
Figura 210 <i>Definición de sección de losa de entrepiso</i>	304
Figura 211 <i>Espectro de diseño reducido</i>	304
Figura 212 <i>Patrones de carga aplicados a la estructura</i>	305
Figura 213 <i>Definición de patrón de carga para sismo en sentido X</i>	306
Figura 214 <i>Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y</i>	306
Figura 215 <i>Definición de cargas aplicada a la losa de cubierta</i>	307
Figura 216 <i>Definición de cargas aplicada a la losa de entrepiso</i>	307
Figura 217 <i>Definición de caso de análisis en sentido X</i>	308
Figura 218 <i>Definición de caso de análisis en sentido Y</i>	308
Figura 219 <i>Asignación de masa a la estructura</i>	309
Figura 220 <i>Combinaciones de carga, combinación 3</i>	309
Figura 221 <i>Vista en 3D de estructura</i>	310
Figura 222 <i>Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y</i>	313
Figura 223 <i>Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X</i>	313
Figura 224 <i>Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X</i>	314
Figura 225 <i>Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y</i>	314
Figura 226 <i>Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X</i>	315
Figura 227 <i>Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y</i>	315
Figura 228 <i>Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X</i>	316
Figura 229 <i>Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y</i>	316
Figura 230 <i>Diagrama de cortante, momento y deflexión</i>	317
Figura 231 <i>Diagrama de fuerza axial</i>	319
Figura 232 <i>Diagrama de cortante y momento, columna C4</i>	319
Figura 233 <i>Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL)</i>	323
Figura 234 <i>Definición de caso de carga Pushover</i>	324
Figura 235 <i>Esfuerzos aplicados a vigueta</i>	325
Figura 236 <i>Diagrama momento-curvatura para vigueta</i>	326
Figura 237 <i>Esfuerzos aplicados a viga</i>	327

Figura 238 <i>Diagrama momento-curvatura para viga</i>	328
Figura 239 <i>Esfuerzos aplicados a columna</i>	329
Figura 240 <i>Diagrama momento-curvatura para columna</i>	329
Figura 241 <i>Definición de rotulas plásticas</i>	330
Figura 242 <i>Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje C</i>	330
Figura 243 <i>Formación de primera rótula plástica</i>	331
Figura 244 <i>Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas</i>	331
Figura 245 <i>Formación de rotulas plásticas</i>	332
Figura 246 <i>Curva de Capacidad de estructura</i>	332
Figura 247 <i>Curva de capacidad de la estructura</i>	333
Figura 248 <i>Curva de capacidad y demanda de la estructura</i>	335
Figura 249 <i>Desempeño de Estructura</i>	335
Figura 250 <i>Esquema de cimentación</i>	337
Figura 251 <i>Esquema para el cálculo de cortante unidireccional</i>	339
Figura 252 <i>Esquema para el diseño a flexión</i>	341
Figura 253 <i>Porcentaje comparativo de peso</i>	344
Figura 254 <i>Comparación de Área útil por elemento</i>	345
Figura 255 <i>Deriva de piso expresada en porcentaje</i>	347
Figura 256 <i>Comparación curvas de capacidad</i>	348

Resumen

En el Ecuador el principal material de construcción es el hormigón armado, al vivir en una zona de alto riesgo sísmico se necesita de sistemas constructivos que generen una mayor capacidad ante la acción de las fuerzas sísmicas y con bajos costos. A partir de esta idea surgió el presente proyecto, que consiste en determinar el mejor sistema constructivo que brinde una mayor relación costo-beneficio.

En la presente investigación se diseñaron tres estructuras de dimensiones 15mx11m, la primera estructura basada en hormigón armado, la segunda basada en elementos compuestos por guadua angustifolia Kunt rolliza (Gak) y finalmente una basada en elementos estructurales de guadua laminada. El análisis de las estructuras se lo realizó mediante el programa computacional ETABS, el cual nos permitió realizar un análisis estático no lineal PUSHOVER y de esta manera comparar la capacidad sísmica que poseen las estructuras diseñadas.

Para determinar que estructura es mejor en relación al costo-beneficio, se analizaron los valores de fuerza soportada antes del colapso, el desplazamiento que las mismas producen y se cotejo con el costo referencial de construcción, obteniendo como resultado que la mejor opción para construir es la de guadua rolliza GaK con un costo referencial de 27772,45 USD.

Palabras clave:

- **COSTO REFERENCIAL**
- **PUSHOVER**
- **RIESGO SÍSMICO**
- **COMPORTAMIENTO**
- **BENEFICIO**

Abstract

In Ecuador, the main construction material used is reinforced concrete, living in an area of high seismic risk, construction systems are needed that generate greater capacity in the face of the action of seismic forces and with low costs. From this idea emerged the present project, which consists of determining the best construction system that provides a greater cost-benefit ratio.

In the present investigation three structures of dimensions 15mx11m were designed, the first structure based on reinforced concrete, the second based on elements composed of guadua angustifolia Kunt (Gak) and finally one based on structural elements of laminated bamboo. The analysis of the structures was carried out using the ETABS computer program, which allowed us to carry out a nonlinear static analysis PUSHOVER and in this way compare the seismic capacity of the designed structures.

To determine which structure is better in relation to cost-benefit, the values of force supported before collapse were analyzed, as well as the displacement they produce and compared with the reference cost of construction, obtaining as a result that the best option to build is that of bamboo GaK with a reference cost of 27772,45 USD.

Keywords:

- **REFERENTIAL COST**
- **PUSHOVER**
- **SEISMIC RISK**
- **BEHAVIOUR**
- **BENEFIT**

Capítulo I

Generalidades

Planteamiento del problema

Macro

El cambio climático, y los problemas que esto ha generado en el mundo, nos ayuda a evidenciar que las construcciones deben ser más amigables con el medio ambiente, por esta razón se han creado varias organizaciones que ayudan a concientizar los problemas que trae el uso de elementos nocivos con el planeta y la salud de las personas. La principal organización que promueve la implementación del Bambú en la vida cotidiana de las personas es la Organización Internacional del Bambú y el Ratán (INBAR), creada en el año 1997.

Según datos de las Naciones Unidas, en el planeta somos 7700 millones de habitantes, y se espera que para el año 2050 este valor se incremente a 9700 millones (Naciones Unidas , 2021). De estos datos el Programa de Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (ONU-Habitat) nos muestra, en su publicación Vivienda y COVID 19, que se estima que más del 20% de la población mundial carece de una vivienda adecuada (ONU-Habitat, 2021), con estos datos podemos ver que existe una necesidad enorme de bajar los costes en la construcción de viviendas, así como los tiempos de construcción sin dejar de lado la seguridad estructural.

Meso

En América Latina existe un alto índice de pobreza, según datos de la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), en el año 2020 se estima que la cantidad de personas pobres en América Latina llegaría a ser de 209 millones, los países incluidos en este estudio son: Argentina, Bolivia, Brasil, Chile, Colombia, Costa Rica, Ecuador, El Salvador, Guatemala, Honduras, México, Nicaragua, Panamá, Paraguay, Perú, República Dominicana, Uruguay y Venezuela (Comisión Económica para América Latina y el Caribe, 2021). De esto

surge la necesidad de implementar políticas que ayuden a las personas a tener un nivel de vida digno.

La búsqueda de tener un mejor nivel de vida, y un techo donde resguardarse a llevado a que las personas improvisen estructuras a modos de casas, ya sea hechas de cartón, de madera o cualquier otro material que el ingenio humano le permita usar como un medio para evitar la intemperie. Este tipo de viviendas improvisadas conllevan un riesgo enorme para la seguridad de las personas, no solo al momento de construirlas si no a lo largo de toda la vida útil de la estructura, esto se debe a que al no tener la intervención ingenieril necesaria no se puede tener un control técnico ni de calidad en sus procesos de construcción.

Micro

Según las Naciones Unidas el Ecuador junto con Guatemala y Chile son los países que tienen más riesgo de sufrir un terremoto en América Latina (Naciones Unidas, 2021), si a esto le sumamos el índice de pobreza por ingreso del Ecuador, que es de 32.4% a diciembre de 2020 (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2021), se evidencia la necesidad de construir estructuras que sean sismo resistentes y de bajos costos. Por esta razón se implementó el presente trabajo, para analizar el comportamiento de una vivienda diseñada con un sistema constructivo de bambú, los costos que conlleva su fabricación y así poder compararla con una vivienda de las mismas características diseñada en base a un sistema de hormigón armado, con esto se planea demostrar la viabilidad de la construcción con Bambú, no solo en una determinada región si no que este modelo se lo puede aplicar en todo el territorio ecuatoriano, siempre y cuando se siga las normativas vigentes.

Antecedentes

El Bambú como termino general, se refiere a las plantas del genero Bambusoideae, las cuales se extienden alrededor de todo el mundo exceptuando

los continentes europeo y antártico, se conocen más de 1600 especies, esta planta es auto-sustentable por lo que no requiere de una gran inversión para su cultivo. El Ecuador es uno de los países que más especies de Bambú posee en el continente americano, lo cual le da a esta planta un enorme potencial económico.

El Bambú ha sido usado de diversas maneras desde la antigüedad, siendo la cultura China la pionera en el uso de este material. En Ecuador se dio un paso importante en el estudio y análisis de este material al desarrollarse en 1976 las recomendaciones para el uso en la construcción del Bambú-Caña Guadua, esto se detalla en el documento GPE INEN 42: BAMBÚ CAÑA GUADUA, donde podemos apreciar valores de peso, límite de tensión, tensión para la rotura y módulo de elasticidad, valores que son de gran importancia para la elaboración de los cálculos pertinentes para el diseño de estructuras basados en este material.

A partir de la emisión de documento GPE INEN 42: BAMBÚ CAÑA GUADUA, en el Ecuador se han realizado varios estudios que detallan los beneficios de las construcciones con Bambú, si bien aquí se nos brindaba una guía y recomendaciones para la construcción de viviendas en base a Bambú, en el Ecuador no se contaba con una normativa que regule el uso de este material, esto cambiaría a partir del 2011, cuando se dio paso a la creación de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC), desde esta fecha se realizaron estudios más a fondo y más exhaustivos, fue en 2016 cuando se creó en la sección de Seguridad Estructural la Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADÚA-ESTRUCTURAS DE GUADÚA), la creación de esta norma y los intentos de cambiar las matrices productivas en el país, llevaron a generar un mayor interés en el Bambú por parte del gobierno, creándose un mayor número de proyectos de viviendas, construidas en base a este material, financiados por el gobierno.

Justificación e Importancia

El Ecuador, al encontrarse en el cinturón de fuego del Pacífico, es un país con un alto riesgo sísmico, por lo que las tecnologías de la construcción deben estar dirigidas a un desarrollo de proyectos sísmo resistentes; con base en esto y lo evidenciado en el terremoto del 16 de abril del 2016, la estructuras que se diseñan deben contener materiales que se acoplen a estas características y que en caso de ocurrir un sismo de gran magnitud, la estructura se mantenga sin daños considerables o si es el caso de un colapso inminente de la estructura, permita que las personas ocupantes puedan salir del interior sin riesgo alguno.

Los sistemas no convencionales de construcción no poseen una gran aceptación, esto debido a la falta de promoción que tienen los mismos, dentro de la industria de construcción ecuatoriana. Uno de estos sistemas constructivos es el Bambú, el cual no es aprovechado en su totalidad, ya sea por el desconocimiento o por la ideología de las personas. Al hablar de ideología se hace referencia a los prejuicios que la mayor parte de la población posee con este material, el cual al ser de fácil adquisición cualquier persona puede usarlo, llegando a ser catalogado como un material solo para las personas de bajos recursos económicos. Con esto se puede corroborar la necesidad y la importancia de realizar investigaciones y estudios técnicos que ayuden a incentivar el uso de nuevos materiales de construcción, que sean amigables con el planeta, de fácil acceso y con propiedades que ayuden a mitigar los problemas que presenta la construcción con materiales convencionales.

El bambú ha llegado a ser catalogado como “la planta de los 1000 usos” esto debido a sus propiedades y características que la hacen única en el mundo; El hormigón armado es el sistema constructivo más usado en el Ecuador (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, 2020), ¿De dónde surge la necesidad de cambiar algo que ha funcionado bien?, para responder esto debemos tener en

cuenta la composición del hormigón, la cual es básicamente, agua, ripio, arena y cemento, estos son recursos naturales, que se están agotando a una cantidad mayor de la que se regeneran, dando como resultado que en algún punto del futuro puedan llegar a ser muy escasos. Para esto se está buscando nuevas alternativas de construcción más sustentable y una de ellas es la de usar el Bambú, además gracias a su fácil cultivo, cosecha y la poca necesidad de cuidados que requiere, la hacen una planta ideal para el desarrollo.

El presente trabajo busca incentivar, dando a conocer los beneficios a la industria de la construcción, el uso del Bambú como un material alternativo al diseño de viviendas, para esto se lo abordara desde dos aristas diferentes la primera el diseño estructural y la segunda el aspecto económico, además de servir como un punto de referencia para futuras investigaciones.

Área de Influencia

En el Ecuador según datos del INEC, en su boletín técnico número 01-2020-ENED “Encuesta Nacional de Edificaciones, 2019”, el principal material que se usa para la construcción de estructuras es el hormigón armado con un 88.0%, evidenciando que la mayor parte de la población prefiere la construcción de viviendas en base al hormigón armado. Con el sismo que se produjo el 16 de abril del 2016, se buscan sistemas constructivos que se adapten de mejor manera a las condiciones que producen los sismos en las estructuras, por esta razón el presente trabajo pretende mostrar los beneficios de la construcción de viviendas de hasta tres pisos basadas en un sistema de Bambú, a toda la ciudadanía en general y así incentivar en la construcción de proyectos con sistemas constructivos de Bambú.

Objetivos

Objetivo General

Realizar un estudio comparativo, desde el punto de vista técnico y económico, del diseño estructural de una vivienda de 3 pisos, en base a sistemas constructivos de hormigón armado y Bambú (GaK), esto para determinar cuál es el sistema que mejor funciona y se adapta, a las necesidades de la población ecuatoriana en estructuras de baja altura, en este caso viviendas.

Objetivos Específicos

- Diseñar los elementos estructurales de una vivienda de 3 pisos, en base al hormigón armado y al Bambú (GaK), aplicando las normativas vigentes para la construcción en el Ecuador.
- Plantear dos alternativas de diseño para la estructura en base al sistema constructivo de Bambú, la primera alternativa de bambú (GaK) rollizo, y la segunda alternativa un diseño con vigas y columnas de bambú laminado.
- Modelar los diseños obtenidos en un programa computacional, para de esta forma obtener las derivas de piso máximas.
- Realizar un análisis estático no lineal de las estructuras obtenidas, mediante la aplicación de la técnica Pushover para así tener una idea general del comportamiento que tendrán estas estructuras a la hora de suscitarse un movimiento telúrico.
- Estudiar el comportamiento de las estructuras calculadas, mediante la comparación de los resultados obtenidos para determinar cuál es la que mejor se adapta a los fenómenos que se producen en el país.
- Modelamiento de paredes en base a bambú, como un material alternativo al bloque, aplicando los lineamientos expresados en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15, en su capítulo NEC-SE-GUADÚA.

Capítulo II

Marco Teórico

Sistemas Constructivos

Un sistema constructivo podemos definirlo como “un conjunto de materiales, elementos y unidades constructivas relacionadas y coordinadas entre sí por leyes físicas y geométricas, con el objetivo final de diseñar y construir una estructura o parte de ella” (Carrión, 1986). Los sistemas constructivos combinan y aprovechan al máximo las características físicas y mecánicas de los materiales usados, para así suplir las falencias de cada uno con las fortalezas de los otros elementos usados, y así, crear un conjunto acorde a nuestras necesidades. Para la evaluación de los sistemas constructivos existen tres aspectos básicos: El funcional, el tecnológico y el económico (Carrión, 1986).

Dependiendo de los materiales utilizados en un sistema constructivos, generamos que este responda de manera diferente cuando se somete a cargas específicas, por lo cual el buscar una combinación que sea funcional y económica es un reto para todos los investigadores. Teniendo en cuenta estas definiciones el sistema constructivo más usado en el mundo es el del hormigón armado, el cual combina el hormigón con el acero, para estructuras de gran altura se ha evidenciado que es poco eficiente y requiere de una gran inversión económica para su realización.

Hormigón Armado

El uso del hormigón como se lo conoce en la actualidad se remonta al año de 1760, cuando tuvo lugar el descubrimiento del cemento, en este año John Smeaton descubrió que la mezcla de caliza (calcinada) y arcilla daba origen a un conglomerante que era resistente al agua, después en 1824, Joseph Aspdin realizó el diseño de un conglomerante, al mezclar arcilla, caliza y calentando esta mezcla en un horno, el resultado obtenido se asemejaba a las rocas de la isla Portland por lo que, a este conglomerante se lo denominó cemento Portland.

En 1845, Isaac Johnson descubrió que un cemento de mejor calidad era creado al pulverizar Clinker (Harmsen, 2002) , el cual se crea a partir de calcinar a 1400 °C una mezcla de arcilla y caliza, este polvo obtenido como resultado de la pulverización es lo que hoy en día conocemos como cemento. El concepto de hormigón surge al dar origen a una mezcla fundamentalmente compuesta por grava, arena, agua y cemento.

Según la Norma Ecuatoriana de Construcción se dice que el Hormigón es “Mezcla de cemento pórtland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.” (NEC-SE-HM, 2015). En ocasiones, se agrega uno o más aditivos para cambiar algunas características del hormigón, de acuerdo a nuestras necesidades, características como la durabilidad, la ductilidad o el tiempo de fraguado (McCormac & Brown, 2011).

Al ser un material pétreo, el hormigón tiene poca resistencia a la tensión, pero una alta resistencia a la compresión, por lo cual para suplir esta debilidad se lo combina con el acero, dando origen a lo que se conoce como Hormigón Armado. La concepción de Hormigón armado se dio por Joseph Monier, quien diseñó macetas a partir de malla de alambre embebido en hormigón (Harmsen, 2002).

Hormigón Armado como sistema Constructivo.

Desde la concepción del concepto de hormigón armado, con Joseph Monier, este ha sido uno del sistema constructivo con más popularidad en el mundo. Esto debido al sin número de posibilidades que genera el trabajar con este compuesto. En 1850 el Ingeniero Thaddeus Hyatt realizó experimentos en vigas de hormigón armado, resultados que no fueron publicados hasta el año 1877, en esta investigación se determinó que el acero y el hormigón compartían coeficientes de dilatación térmica similares, esta investigación fue el precedente para el análisis y el diseño de elementos de hormigón armado (Harmsen, 2002).

El hormigón y el acero han formado un conjunto que trabaja de excelente manera, donde las ventajas de cada material suplen las falencias del otro.

Ejemplo de esto son las varillas de acero, las cuales al estar expuestas a la intemperie sufre un proceso de corrosión, proceso que se evita al recubrir este material en hormigón. Además, la característica más sobresaliente es que el acero suple la falta de resistencia a tensión que tiene el hormigón.

Para que este conjunto funcione se debe dar una adherencia entre los dos materiales, lo que se logra gracias a la separación entre corrugaciones y la rugosidad con las que se diseña el acero. Una de las grandes ventajas de este sistema constructivo es la fácil maniobrabilidad que posee, ya que al usar un adecuado sistema de encofrado se le puede dar la forma que se desee.

En sí, el hormigón armado engloba la construcción de todo tipo de elemento estructural, ya sea vigas, columnas, losas, zapatas, escaleras, etc. En gran medida se debe a la capacidad que tiene, de soportar las solicitaciones que se requiera mitigar. Para realizar un diseño óptimo de elementos en hormigón armado en la actualidad existen dos métodos, el primero el diseño por cargas de servicio y el segundo es el diseño por última resistencia, estos métodos de diseño se explican en el código *Building Code Requirements for Structural Concrete del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-08)*.

Bambú

El bambú o bambusoideae es una planta que pertenece a la familia de las gramíneas (Poaceae), encontrándose en casi todos los continentes, a excepción de europeo donde su cultivo se lo realiza de forma limitada y en invernaderos. El bambú ha sido ampliamente usado desde la antigüedad, llegando a tener el nombre de “la planta de los mil usos”, ya que sirve como alimento, ropa,

decorativo, construcción, etc. Los bambú, se caracterizan por el desarrollo de culmos, los cuales proveen la gran rigidez y flexibilidad que este posee.

Esta planta puede llegar a tener alturas que van desde un metro a sesenta metros, y diámetros que pueden alcanzar los treinta centímetros (Candelaria, Saulés, & Pazoz, 2002). Dentro de las ventajas que provee el bambú esta que la plantación del mismo ayuda a la regeneración del suelo, evitando la erosión y siendo un instrumento de preservación del medio ambiente.

Figura 1

Distribución mundial del bambú



Nota: Estudio de la cadena desde la producción al consumo del bambú en Ecuador. Extraído de (Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR, 2015)

En el mundo se conoce más de 1600 especies de bambú, de las cuales en Ecuador se han descubierto 44 especies, que están distribuidas en siete géneros: *Arthrostylidium*, *Aulonemia*, *Chusquea*, *Guadua*, *Neurolepis*, *Phipidocladum* y *Rhipidocladum*. Desde el año 1923 se introdujeron especies provenientes de Asia tales como *Bambusa ventricosa*, *Bambusa tulda*, *Dendrocalamus latiflorus*, *Dendrocalamus asper*, *Dendrocalamus oldhamii*, *Dendrocalamus longispiculata*, *Melocanna baccifera*, *Phyllostachys nigra*, *Phyllostachys aurea* y *Phyllostachys pubescens* (Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR, 2015).

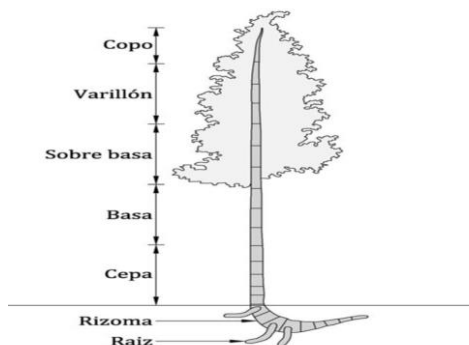
En Ecuador se estima que aproximadamente se posee 30000 hectáreas de terreno cubierto por Bambú. La especie que más trascendencia en la forma de vida de los ecuatorianos ha tenido, es la *Guadua Angustifolia*, ya sea como viviendas o en procesos industriales.

***Guadua Angustifolia* “KUNTH”.**

Fue identificada en 1822 por el botánico Karl Kunth quien bautizo a este género como *Guadua Angustifolia*, para lo cual hizo uso del vocablo indígena “guadua”. Esta especie es endémica del continente americano, específicamente de Venezuela, Colombia y Ecuador, es considerada unas de las 20 mejores especies de Bambú del planeta, razón por la cual ha sido insertada en otros países para su aprovechamiento. Esta especie es conocida en Ecuador con el nombre de caña guadua, y su uso más importante se da en la construcción de viviendas. Entre las ventajas de la *Guadua* con respecto a otras especies esta que es un recurso sostenible y renovable, posee una velocidad de crecimiento de entre los 10 y 21 cm al día, puede alcanzar su altura máxima en aproximadamente seis meses, además puede ser cosechada a partir de los cuatro años (Añazco, 2013), para aprovechar sus propiedades al máximo, alcanza alturas de hasta 30 metros, con un diámetro máximo de 20 centímetros.

Figura 2

Partes de la Guadua



Nota: Estudio exploratorio del potencial estructural de laminados de guadua. Extraído de (Daza, 2008)

Guadúa Angustifolia Kunth Como Sistema Constructivo.

La guadúa angustifolia ha sido ampliamente usado desde la antigüedad para la construcción de estructuras de poca envergadura, tal es el caso de viviendas, pequeños puentes, etc. La amplia acogida que ha tenido por el hombre se debe a las características físico-mecánicas que tiene de forma natural. Para su uso como material de construcción, la producción de bambú requiere una serie de consideraciones que se debe tener en cuenta, como primer paso esta la identificación de los culmos idóneos, luego se encuentra la fase de corte, seguida por la de transporte, la fase de preservación, esta es una etapa muy importante ya que determinara la durabilidad y evitara la rápida descomposición del material, después de su tratamiento se encuentra la fase de secado, teniendo como último punto la de almacenamiento. Estos son los aspectos más importantes a tener en cuenta a la hora de usar un culmo de bambú como material de construcción.

Tabla 1

Propiedades Físico-mecánicas de la guadúa angustifolia Kunth

ESFUERZOS ADMISIBLES, F_i (MPa), CH=12%				
Fb Flexión	Ft Tracción	Fc Compresión 	Fp* Compresión \perp	Fv Corte
15	19	14	1.4	1.2
ESFUERZOS ÚLTIMOS, F_u (MPa), CH=12%				
Fb Flexión	Ft Tracción	Fc Compresión 	Fp* Compresión \perp	Fv Corte
45	117	37	-	7
MÓDULOS DE ELASTICIDAD, E_i (MPa), CH=12%				
Módulo percentil 5 $E_{0.5}$		Módulo percentil 5 $E_{0.05}$		Módulo mínimo E_{\min}
12000		7500		4000

Nota: Para el análisis de elementos estructurales se debe utilizar $E_{0.5}$, como módulo de elasticidad del material, el E_{\min} se utiliza para calcular los coeficientes de estabilidad de vigas y columnas. Extraído de (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Requisitos De Calidad Para La Guadua Angustifolia KUNTH.

La guadua angustifolia Kunth requiere una serie de preparativos, cuidados y controles de calidad, para su uso estructural, de los que destacamos los siguientes: La edad de cosecha de la guadua debe ser entre los 4 y 6 años de edad, el contenido de humedad de la guadua debe ir de acuerdo al contenido de humedad del medio ambiente donde se encuentra, es decir se debe tener en cuenta el equilibrio de la humedad de la guadua con las condiciones medioambientales, se debe preveer que las piezas de guadua al secarse tengan la dimensión prevista en el diseño, por último se debe dar los cuidados necesarios para preservar a la guadua de los agentes externos (NSR-10 Título G, 2010).

Identificación De La Guadúa Angustifolia KUNTH.

La identificación de la GaK, se la realiza mediante la observación, para lo cual se debe tener en cuenta una serie de parámetros que fueron resumidos de las normativas NRS-10 Título G (2010) y NEC-SE-GUADÚA (2016):

- Identificar la especie de bambú, los culmos de GaK cuando son tiernos, presentan un color verde claro con franjas blancas, sus hojas son triangulares además en la parte cercana a su vértice posee un triángulo con un color diferente al resto de la hoja, también en sus ramas esta especie presenta espinas.
- Sus culmos no deben presentar una conicidad superior al 1%.
- No se debe considerar los culmos agrietados cuando esta supera el 20% de su longitud.
- No debe tener presencia de xilófagos.
- Las guaduas con algún grado de pudrición no son aceptadas.
- Si no se lleva el control de la edad de la guadúa, una forma de determinar si es apta para su corte es observando su color, ya que al alcanzar los 4-6 años de edad su culmo se torna de color verde oscuro y las franjas blancas son poco visibles.
- Si el culmo es de color amarillento-blanquecino, es un indicativo de que el culmo es demasiado viejo y sus propiedades físico-mecánicas no son las óptimas para la construcción, por lo que no se acepta este tipo de tallos de GaK.

Corte

Para realizar el corte de la guadúa hay que tener en cuenta una serie de factores que afectara a la futura durabilidad y propiedades que este posea, las horas en que se recomienda realizar el corte es en las primeras horas de la mañana o al final de la tarde, preferiblemente con luna menguante, esto gracias a que en estas horas la planta posee un menor contenido de agua, lo que ayudara a que el contenido de almidones y el transporte de azucares sea muy pequeño (Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR, 2015).

Para evitar que la acumulación de agua y que como resultado de esto la planta muera, se realiza un corte al ras del primer culmo (parte inferior) de la planta seleccionada. Para tumbar el culmo, después de cortarlo, se recomienda usar una horqueta que permita una caída segura del culmo y este no se rompa o se produzca una fisura. El corte de las ramas se lo puede realizar mediante el uso de una sierra o machete y para evitar el desgarramiento de las fibras que componen el culmo se lo hará desde la parte inferior, donde se une la rama con el culmo, hacia la parte superior. (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Transporte

El transporte de los culmos cortados, se lo realiza manteniendo los cuidados necesarios para que este no sufra daños que afecten a su comercialización. Dentro de los guaduales se lo realiza con energía humana, esto hasta los límites del guadual, a partir de aquí se necesita de un transporte que facilite la llega de este material a su punto de destino, el transporte debe tener una longitud mayor a los del corte del culmo, por lo general estas medidas son 6, 9 y 12 metros, se debe incluir estacas que impidan el movimiento de los culmos, los culmos serán apilados hasta una altura máxima de 2 metros, en el cual los culmos de mayor diámetro deben ir en la parte inferior. (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Figura 3*Transporte de guadúa dentro de guadual*

Nota: Actualidad y Futuro de la arquitectura de bambú en Colombia. Extraído de (Delgado, 2006)

Curado De La Guadúa Angustifolia KUNTH.

Al igual que todos los materiales, la guadúa está expuesta al deterioro por agentes bióticos y abióticos, es por esta razón que el curado es un aspecto muy importante para la preservación de las propiedades físico-mecánicas del material, así como puede afectar considerablemente en la durabilidad del material. La vida de servicio del bambú en estado natural es de 1 a 3 años, esto se puede alargar de 10 a 20 años si se usa métodos de preservación (Soler, 2017), los métodos de preservación los podemos separar en método de preservación sin sustancias químicas y método de preservación con sustancias químicas (Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR, 2015).

Preservación tradicional o sin sustancias químicas.

Curado en mata.

Este proceso consiste en cortar el tallo sobre el primer culmo, dejando las ramas y hojas, después de realizado el corte, se debe colocar la guadua sobre

una roca o el guadal lo más verticalmente posible. La duración de este proceso es de cuatro a ocho semanas (Contreras & Díaz, 2011).

Curado por Inmersión en Agua.

Este proceso consiste en sumergir las guaduas en agua, por un tiempo que no sea mayor a cuatro semanas. Este método es muy efectivo para prevenir el ataque de xilófagos y hongos. Si se supera el tiempo estipulado la guadúa perderá resistencia, volviéndose permeable y frágil.

Curado por humo.

Para el curado con humo se colocan los culmos sobre el fuego, y se los hace rotar sin que estos se quemen, el humo provocara que se ennegrezcan y gracias al calor los carbohidratos serán extraídos (Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR, 2015). Este proceso se lo realiza en temperaturas bajas y se lo mantiene de 8 a 10 horas (Soler, 2017).

Preservación Con Sustancias Químicas.

Son procesos más efectivos, y que tienen más sustento académico debido a la gran cantidad de estudios que se está realizando en la actualidad, se basa en el uso de preservantes, los cuales según su medio de disolución pueden ser divididos en dos grupos los hidrosolubles los cuales son sales diluidas en agua que entre los componentes activos tiene: dicromato de sodio, zinc, bórax, sulfato de cobre, ácido bórico, y oleosolubles que son en base a aceite, ejemplos de esto es la creosota alquitranada, aceite de antraceno, nafteno de cobre aceite y vapor de agua (Contreras & Díaz, 2011).

Preservación por Inmersión.

Este es uno de los métodos más usados, consiste en sumergir el culmo en una solución de agua y preservantes, los preservantes se aplicarán de acuerdo a la dosis calculada. El primer paso que se realiza es la perforación de los diafragmas interiores, haciendo uso de una varilla de acero no mayor a 16 mm, el

tiempo necesario para este proceso es de cinco días a temperatura ambiente o seis horas si se aplican temperaturas que van de 60 a 80°C.

Al final del proceso, los culmos son extraídos y colocados de forma que el exceso de líquido preservante se escurra, para esto se ubica la sección de menor diámetro como base (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Preservación por Presión (Boucherie).

En este proceso se busca reemplazar la savia de la guadua, por una solución química, para esto se emplea un equipo de compresión, el cual inyectara dicha solución en el tallo. Este método no debe ser aplicado después de 8 horas de realizado el corte, debido a que al exceder este tiempo los poros y vasos del culmo se cerraran.

El control de la eficacia de este proceso se lo puede comprobar usando tintes de color o papel medidor de ácido, lo cual nos ayudara a determinar la absorción del preservante por parte del culmo (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Preservación por Difusión Vertical.

Este método de preservación consiste en perforar todos los diafragmas de la guadúa a excepción del ultimo, después de realizar este proceso, se ubican los culmos en posición vertical y se los llena con la solución preservante, la duración de este proceso es de tres semanas, en las cuales los culmos deben estar en posición vertical, bajo cubierta y siempre controlando que el nivel del preservante sea el adecuado (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Laminados de Bambú

La limitación en cuanto a longitud, forma y sección de la madera, creo la necesidad de generar nuevos productos que se molden a nuestras necesidades esto ha dado origen a la madera laminada, este concepto se da por el tratamiento de la madera, consiste en generar pequeñas tablas del material objetivo, las cuales, al unirse en sus caras y extremos, con adhesivos estructurales no

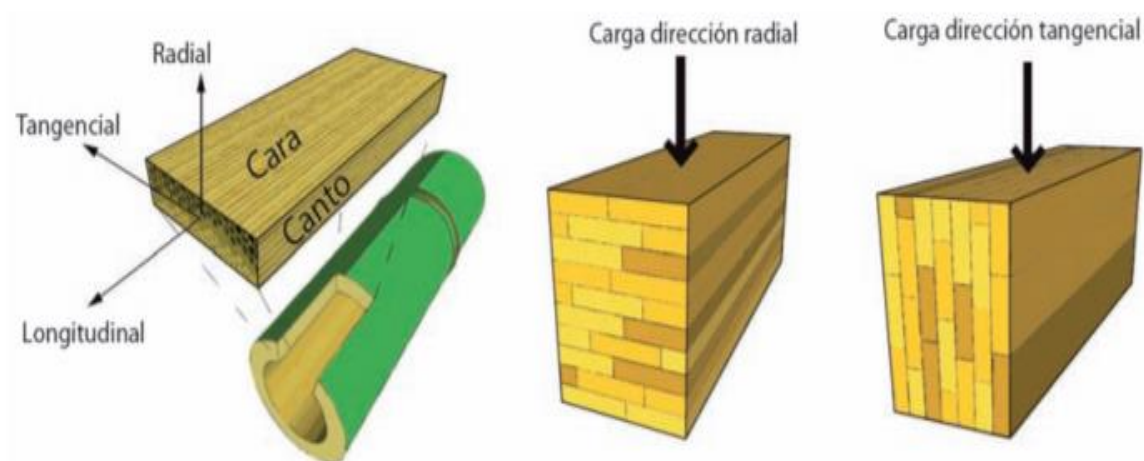
solubles en el agua, generan un solo elemento macizo, que se comportará como una unidad y no se limitan en la sección.

Para la correcta realización del proceso de laminado de madera se requiere una especial atención a las condiciones de humedad y temperatura, la madera debe ser seca y estar a un contenido de humedad igual al 12%, además no se permite el uso de adhesivo PVA (Acetato de Polivinilo) si el uso del laminado será estructural (NSR-10 Título G, 2010).

La guadúa es un material renovable, económico y de rápida cosecha, siendo utilizado como un material estructural desde la antigüedad, la principal desventaja de este material es la falta de secciones definidas, la poca certidumbre que se tiene de la resistencia de los mismos y la durabilidad. Al generar un laminado en bambú se aprovecha al máximo las características de este material, se minimiza los defectos y limitaciones (Rodríguez, 2011).

Figura 4

Laminado de guadúa



Nota: En la imagen se puede apreciar, la dirección de aplicación de la carga al elemento. Extraído de (López & Correal, 2009)

Tabla 2

Propiedades de guadúa angustifolia kunth laminada

ESFUERZOS ADMISIBLES (MPa), CH=12%	
Descripción	Valor
COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA	
Esfuerzo máximo	48.0
Esfuerzo en el límite proporcional	36.0
Módulo de elasticidad	19137
COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA	
Esfuerzo máximo radial	5.0
Esfuerzo máximo tangencial	6.8
TRACCIÓN PARALELA A LA FIBRA	
Esfuerzo máximo	132.0
Módulo de elasticidad	17468
TRACCIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA	
Esfuerzo máximo radial	1.1
Esfuerzo máximo tangencial	1.8
CORTE PARALELO A LA FIBRA	
Esfuerzo máximo	9.4
FLEXIÓN	
Esfuerzo máximo radial	74.0
Módulo de elasticidad radial	9523
Esfuerzo máximo tangencial	87.0
Módulo de elasticidad tangencial	11456

Nota: Tabla adaptada de (López & Correal, 2009)

Análisis Sísmico

Análisis Estático No Lineal

Las estructuras al someterse a un movimiento telúrico, sufren deformaciones y desplazamientos en sus elementos estructurales, si estos desplazamientos se encuentran dentro del rango elástico la estructura regresara a su estado normal, pero si estos sobrepasan y llegan al punto de cedencia, se produce un inminente fallo en la estructura.

Para realizar análisis de una estructura se requiere establecer una serie de hipótesis físicas y mecánicas, sobre el comportamiento que esta tendrá, para así poder obtener y resolver el modelo matemático resultante. La veracidad de los resultados de un análisis sísmico depende de la aproximación a la realidad con la que basemos el cálculo de nuestra estructura (Bazzano & Zerpa, 2017),

demostrando la importancia de realizar un análisis de la estructura que no sea lineal ya que es el que más se asemeja a la realidad.

Un análisis estático se encarga de determinar la curva de capacidad sísmica de una estructura, mostrando los daños que esta puede sufrir a la hora de suscitarse un sismo determinado. El análisis por colapso o Pushover, es uno de los tantos métodos no lineales que existen para calcular la capacidad de deformación de la estructura, se basa en la obtención de una curva de capacidad (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006) , al someter a la estructura a un ciclo de cargas laterales que se incrementa de forma monotónica hasta que la estructura llega a colapso.

La evaluación de un análisis estático no lineal se da en base a tres criterios, la capacidad, la demanda y el desempeño.

Capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad: Es la capacidad que tiene una estructura para resistir fuerzas, en este caso las fuerzas sísmicas, depende de las propiedades de los elementos básicamente de la resistencia y la deformación que estos tengan (Duarte, Marlon, & Jose, 2017).

Demanda: Es el valor de la fuerza a la que estará sometida la estructura, en este caso es representado por la acción que producirá un sismo (espectro de diseño). La demanda es la respuesta que esperamos de la estructura al momento de producirse un sismo determinado.

Desempeño: Es la capacidad que tendrá la estructura para resistir las fuerzas que se aplicaran a esta, esto permite que el diseño de los elementos estructurales sea el adecuado.

Diagrama Momento-Curvatura.

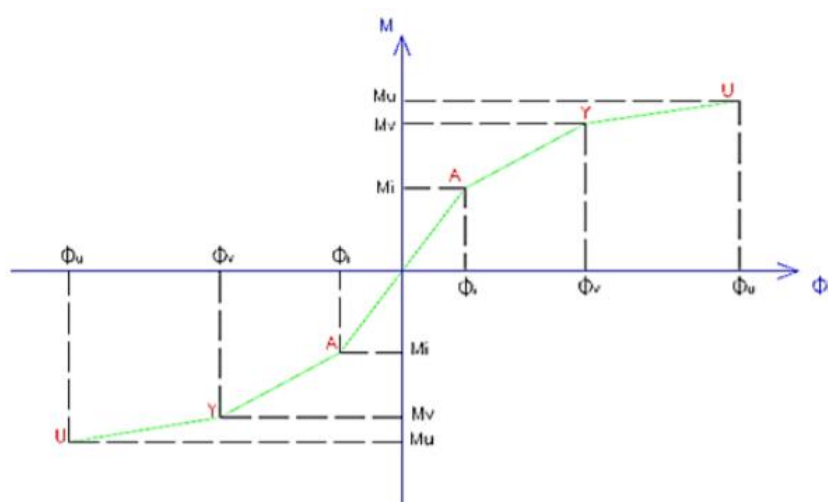
Diagrama que nos permite conocer la capacidad máxima a flexión de la estructura, el cálculo de este diagrama es importante debido a que nos muestra momentos resistentes y la curvatura, que tendrán los elementos que componen la

estructura. Para el desarrollo de este diagrama, se parte de la curva esfuerzo-deformación del material del que estén compuestos los elementos que constituyen la estructura, otro aspecto importante que nos permite desarrollar el diagrama, es la geometría de los elementos.

Como resultado el análisis de la curva esfuerzo deformación se obtienen puntos notables que simbolizan los momentos resistentes y la curvatura que producen los mismos, siendo el más importante el momento resistente último. Para la obtención de este diagrama se tiene varias formas de realizarlo, ya sea por el método de las fibras, modelos constitutivos, o la metodología ASCE/SEI 41.

Figura 5

Diagrama momento-curvatura



Nota: Extraído de (Yugcha, 2018)

Rótula Plástica.

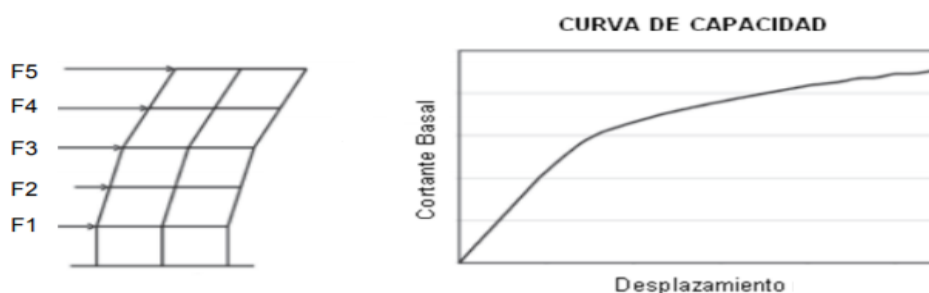
En términos generales las rotulas plásticas son zonas de disipación de energía, son un mecanismo de amortiguamiento de energía (Yugcha, 2018) y se forman cuando parte de un elemento estructural se plastifica es decir se presentan deformaciones permanentes que tienen una longitud conocida denominada longitud de plasticidad o longitud de rótula plástica, dicha longitud se la calcula en base a los momentos que se generan al inicio y al final de un elemento.

Curva de Capacidad.

La curva de capacidad es una gráfica que nos muestra como progresivamente la rigidez de la estructura va decayendo, lo cual indica una cedencia en elementos y en qué punto nuestra estructura va a debilitarse y tener daños permanentes, en general esta gráfica muestra la relación del cortante basal vs el desplazamiento que produce el mismo. Para obtener la curva de capacidad mediante la técnica de Pushover se aplican cargas laterales monotónicas, las cuales van aumentando en su intensidad a medida que pasa el tiempo lo que lleva a la estructura al colapso.

Figura 6

Curva de Capacidad Pushover



Nota: En la imagen se aprecia el procedimiento del cálculo de la curva de capacidad Pushover, la cual se genera a partir de las cargas laterales aplicadas en la estructura. Extraído y modificado de (Ramírez, 2013)

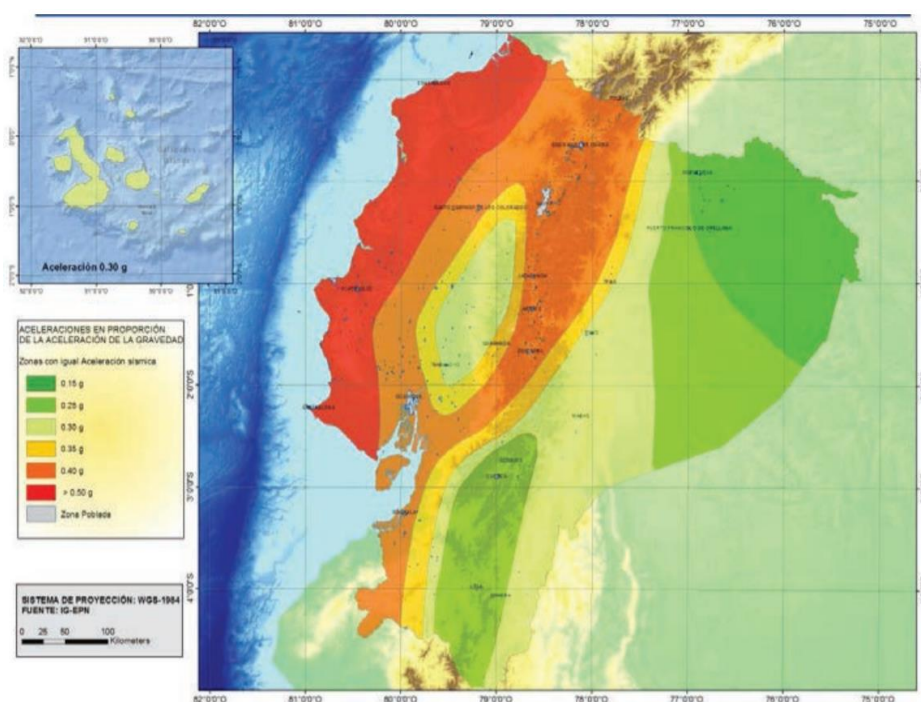
Diseño Sismo Resistente en Ecuador

Zonificación sísmica y factor de zona Z.

El Ecuador es un país catalogado de alto riesgo sísmico, según las Naciones Unidas, Ecuador, Chile y Guatemala son los países que más riesgo tienen de sufrir un sismo (Naciones Unidas, 2021). La NEC-SE-DS divide al Ecuador en seis zonas sísmicas diferentes, estas zonas están caracterizadas por el factor de zona Z. El valor de cada zona, factor Z, este factor simboliza la aceleración máxima en roca que se espera para el sismo de diseño. El sismo de diseño hace referencia al evento telúrico que tiene un periodo de retorno de 475 años, o una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años. (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 7

Zonas sísmicas del Ecuador



Nota: Zonas sísmicas del Ecuador y factor de zona Z, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3

Valores del factor Z

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

Nota: En la tabla se aprecia, los valores del factor Z de acuerdo a la zona sísmica, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Perfiles de suelo para el diseño sísmico.

Al igual que la zonificación sísmica, la NEC-SE-DS divide a los suelos del país en seis grupos diferentes. Esta caracterización es realizada en base a los 30 m superior del perfil de suelo. Según esta caracterización en el Ecuador tenemos suelos tipo A, B, C, D, E y F, este último sigue un criterio diferente para su caracterización.

Tabla 4

Clasificación de perfiles de suelos en Ecuador

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contempla las siguientes subclases:	
F	F1--Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc.	
	F2--Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3--Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP > 75)	
	F4--Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril	

Nota: En esta tabla se muestran los tipos de suelos, su descripción y los valores para poder categorizar un suelo en el Ecuador, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Coefficiente de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a).

Toma en cuenta los efectos del lugar de estudio, este coeficiente amplifica los valores de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 5*Valores del coeficiente F_a*

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 de (NEC-SE-DS, 2015): Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota: En la tabla se muestran los valores del coeficiente F_a acorde a cada perfil de subsuelo del Ecuador, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Amplificación de las ordenadas de espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d).

Toma en cuenta los efectos del lugar de estudio, este coeficiente amplifica los valores de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 6*Valores del coeficiente F_d*

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 de (NEC-SE-DS, 2015): Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: En la tabla se muestran los valores del coeficiente F_d acorde a cada perfil de subsuelo del Ecuador, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Comportamiento no lineal de los suelos (F_s).

Los valores del comportamiento de los suelos esta dado para los espectros de aceleración y desplazamientos, este coeficiente toma en consideración el comportamiento no lineal de los suelo, el contenido de frecuencia

de la excitación sísmica, la degradación del período del sitio y los desplazamientos relativos del suelo (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 7

Valores del Coeficiente F_s

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 de (NEC-SE-DS, 2015): Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: En la tabla se muestran los valores del coeficiente F_s acorde a cada perfil de subsuelo del Ecuador, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Deriva de Piso.

La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo de un piso, al aplicarse una fuerza horizontal, con relación al piso siguiente, este desplazamiento se mide en dos puntos ubicados en la misma línea de referencia de la estructura. Su cálculo se realiza restando el desplazamiento de la parte superior del piso del desplazamiento de la parte inferior del mismo piso.

Tabla 8

Valores de deriva de piso máxima

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

Nota: En esta tabla se muestran los valores de deriva de piso máxima horizontal inelástico, extraído de (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Cortante Basal de Diseño (V).

El cortante Basal equivale a la sumatoria de las fuerzas cortantes que actúan en cada piso, esta fuerza se aplica en la base de la estructura. Para el

cálculo del cortante basal de diseño la norma ecuatoriana de construcción NEC-SE-DS nos da la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración;

Φ_P y Φ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación;

V= Cortante Basal total de diseño;

I = Coeficiente de importancia;

R = Factor de reducción de resistencia sísmica;

W = Carga sísmica reactiva;

T_a = Periodo de vibración;

Periodo de Vibración T.

El periodo de vibración de la estructura, es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico vibratorio, u ondulatorio, para que el sistema regrese a su posición inicial (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 9

Valores de C_t y α

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	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

Nota: Extraído de (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

$$T = C_t h_n^\alpha$$

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

C_t = coeficiente depende del tipo de estructura

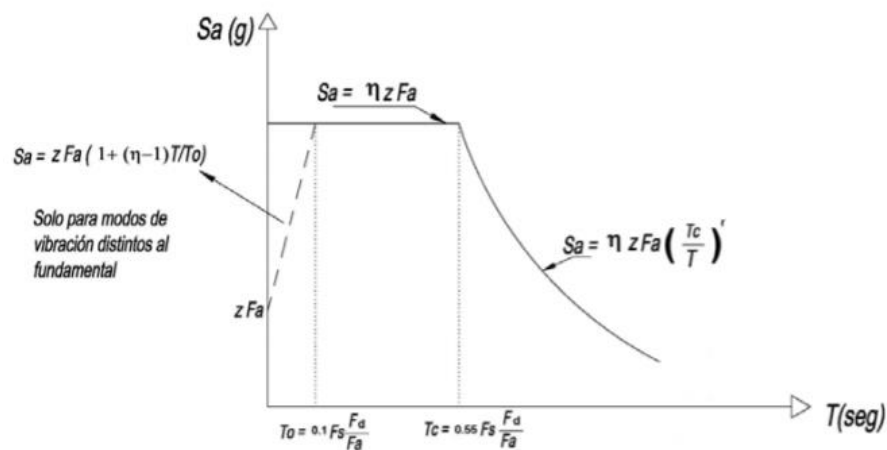
α = coeficiente depende del tipo de estructura

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones (S_a).

Se encuentra dado por el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo donde se construirá la estructura y por los valores de F_a , F_d , F_s .

Figura 8

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones



Nota: En el gráfico, se puede como S_a depende de los valores del periodo o modo de vibración de la estructura, extraído de (NEC-SE-DS, 2015).

Para el cálculo de S_a tenemos las siguientes consideraciones:

1. - $S_a = \eta Z F_a$ para $0 \leq T \leq T_c$
 2. - $S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$ para $T > T_c$
- $$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \text{ y } T_L = 2.4 * F_d$$

El valor de r es determinado dependiendo de la ubicación geográfica del proyecto, donde:

- $r=1$ para todos los suelos, excepto el tipo E
- $r=1.5$ para suelos tipo E

Tabla 10

Relación de amplificación espectral η (S_a/Z , en roca)

$\eta = 1.80$; Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$; Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$; Provincias del Oriente

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Para valores menores a T_o , S_a debe evaluarse de la siguiente manera:

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o} \right]; \quad T \leq T_o$$

$$T_o = 0.1 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Categoría de edificio y coeficiente de importancia (I).

El coeficiente de importancia I, es un factor que tiene como fin incrementar la sollicitación sísmica de diseño para la estructura a ser construida, esto con el fin de que acorde a la importancia de la estructura esta debe permanecer operativa y sufrir un daño menor al momento de ocurrir el sismo de diseño.

Tabla 11

Coeficiente de Importancia I, acorde al tipo de uso, destino e importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, u otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructura de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.00


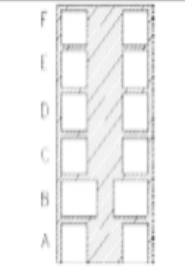
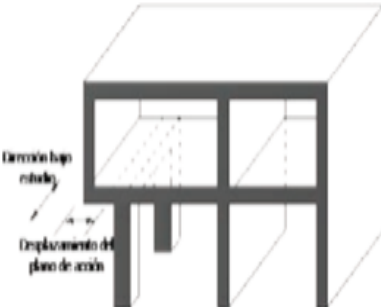
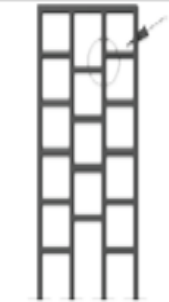
Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Configuración estructural.

Los diseñadores, ya sean arquitectónicos o estructurales, deberán procurar que la configuración de la estructura sea regular, para así lograr un desempeño sísmico adecuado. Si se usa una configuración de la estructura no recomendada, el diseñador tiene que demostrar que la estructura tiene un óptimo desempeño sísmico (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 9

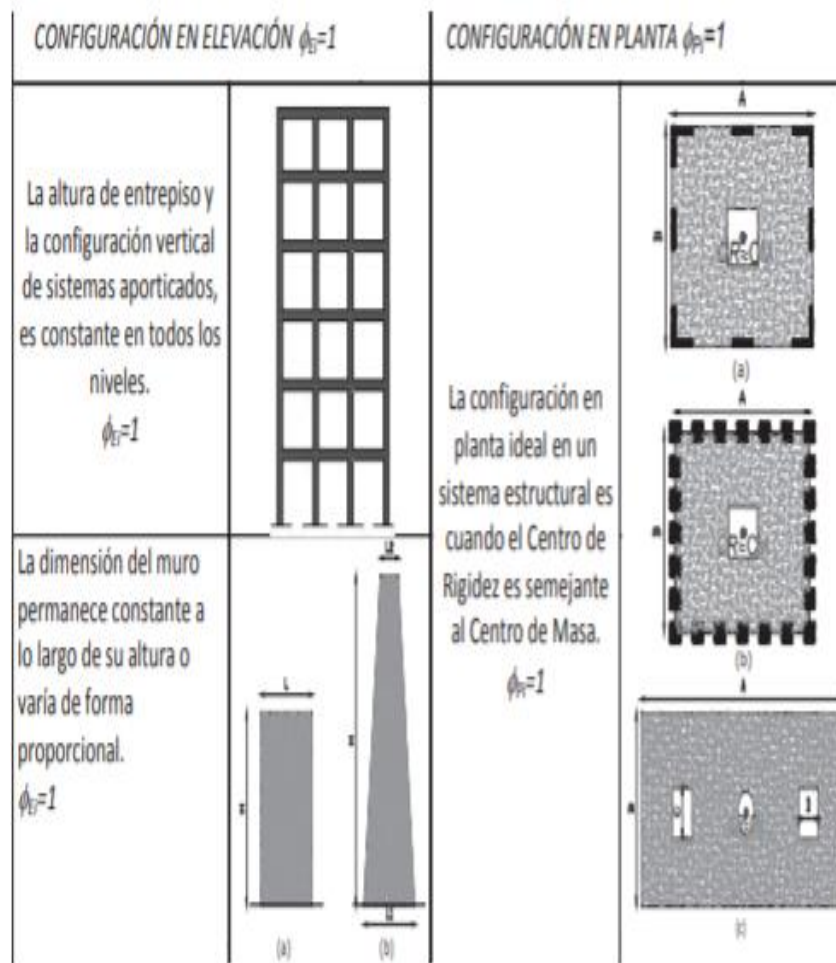
Configuración estructural no recomendada

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

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 10

Configuración estructural recomendada



Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

Al tener irregularidades en planta y en elevación, la normativa ecuatoriana de la construcción, muestra coeficientes que penalizan este tipo de diseños, debido a su mal comportamiento al momento de suscitarse un sismo. El fin de estos coeficientes es el de incrementar el valor del cortante basal, lo cual ayudara a que la estructura tenga una mayor resistencia, pero esto no evita que la misma tenga un comportamiento deficiente ante un movimiento telúrico.

Tabla 12

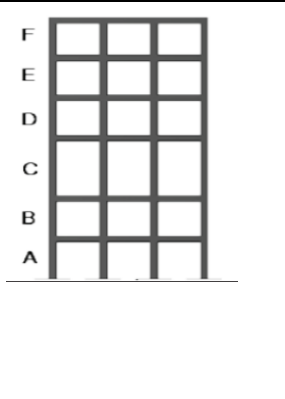
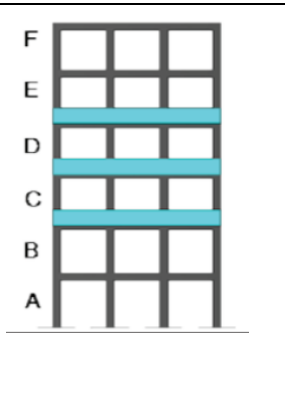
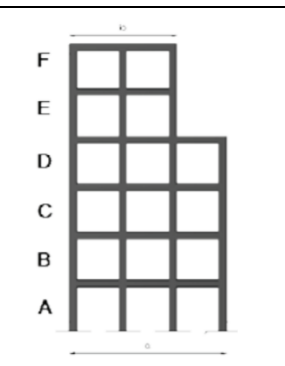
Coeficiente de irregularidad en planta

Tipo 1	<p>Irregularidad torsional: $\phi_p = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 de la norma NEC-SE-DS.</p>	
Tipo 2	<p>Retrocesos excesivos en las esquinas: $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ Y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante</p>	
Tipo 3	<p>Discontinuidad en el sistema de piso $\phi_p = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
Tipo 4	<p>Ejes estructurales no paralelos $\phi_p = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 13

Coeficiente de Irregularidad en Elevación

<p>Tipo 1</p> <p>Piso flexible $\phi_E = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>		
<p>Tipo 2</p> <p>Distribución de masa $\phi_E = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>		
<p>Tipo 3</p> <p>Irregularidad geométrica $\phi_E = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>		

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

El factor R permite que las fuerzas sísmicas de diseño sean reducidas, esto es permitido, si la estructura es diseñada para una falla previsible y posee una ductilidad adecuada.

Tabla 14*Coeficiente R para sistemas estructurales Dúctiles*

Sistema Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón amado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Pórticos Resistentes a momento	
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructura de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros Estructurales Portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

Hipótesis

El bambú es un excelente material para estructuras de poca altura, siendo más rápida en el proceso constructivo, menos costosas y con un excelente comportamiento estructural a la hora de producirse un sismo.

Variables de Investigación

Variables Independientes

Sistemas constructivos: Hormigón Armado y Bambú.

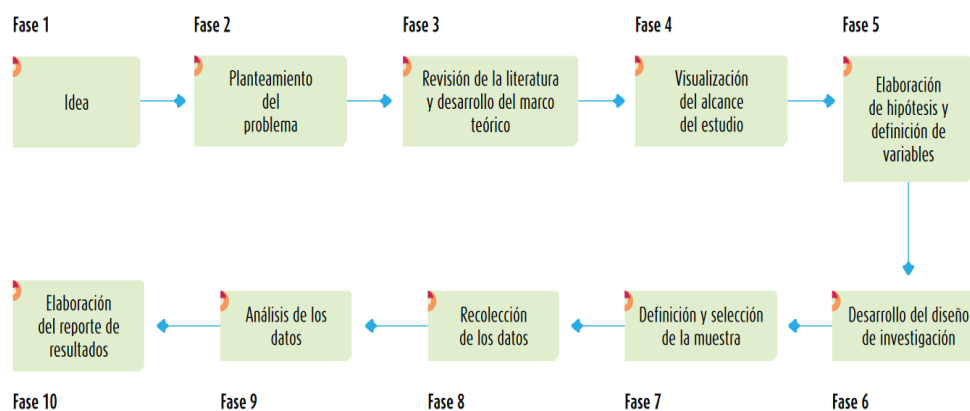
Variables Dependientes

Comportamiento Estructural, Tiempos de Construcción, Precios.

Metodología de desarrollo del proyecto

La metodología para el desarrollo del presente proyecto se encuentra enmarcada dentro del enfoque cuantitativo mixto, donde cada proceso de la investigación es secuencial y ordenado, claro pudiendo redefinir cualquier de las fases de investigación planteadas (Sampieri, 2014). Por su alcance, la presente investigación, es de tipo descriptiva, ya que de esta manera podremos describir las características y las cualidades del fenómeno estudiado, para así determinar las variables y los conceptos pertinentes.

Para él estudio teórico y descriptivo, se realiza una investigación documental, la cual se enmarca dentro del enfoque cualitativo, este tipo de investigación consiste en la recopilación y análisis de la información mediante la lectura. Para realizar el cálculo y modelamiento de las estructuras se usará una investigación de tipo analítica enmarcada dentro del enfoque cuantitativo, por último, el análisis de datos se realizará con el método comparativo, el cual es un modelo de investigación sistemático, esto para poder establecer, las similitudes y diferencias, que nos ayudaran a determinar y emitir los resultados de nuestra investigación.

Figura 11*Fases del Proceso Cuantitativo*

Nota: Extraído de (Sampieri, 2014)

Normativas Relacionadas

- Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, NEC-SE-DS esta normativa se encuentra enmarcada dentro del capítulo Seguridad Estructural en Edificaciones de la NEC-15.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado, NEC-SE-HM esta normativa se encuentra enmarcada dentro del capítulo Seguridad Estructural en Edificaciones de la NEC-15.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Guadúa, NEC-SE-GUADÚA esta normativa se encuentra enmarcada dentro del capítulo Seguridad Estructural en Edificaciones de la NEC-15.
- NSR-10 Título G, Estructuras de Madera y Estructuras de Guadúa esta normativa fue creada por la Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica.

Capítulo III

Diseño y Análisis estructural en Hormigón Armado

Introducción

El hormigón simula los efectos de una piedra natural, al poseer una alta resistencia a la compresión, pero una baja resistencia a esfuerzos de tracción. Esta es la principal característica de este material, por lo que resulta inapropiada para elementos que trabajen a tracción o flexión, este postulado cambia al unirlo con barras de acero, el cual trabaja como un material de refuerzo que ayuda al hormigón a resistir estos esfuerzos, dando origen al concepto de hormigón armado. (Jiménez, García, & Francisco, 2000).

Al igual que el hormigón, el acero de refuerzo también ha evolucionado con el paso del tiempo, en sus inicios implementando varillas de acero lisas las cuales no producían una adherencia óptima entre el hormigón y este material, por lo que se crearon protuberancias en la superficie de las varillas (McCormac & Brown, 2011) lo cual ayuda a una mejor distribución de las posibles fisuras (Jiménez, García, & Francisco, 2000).

El Hormigón armado es uno de los sistemas constructivos que más se usan a nivel mundial, esto gracias a las ventajas que brinda la construcción en base a este sistema. Los primeros indicios del concepto de hormigón armado se patentó en 1867 gracias a Joseph Monier.

Propiedades Del Hormigón Y Métodos De Diseño En Hormigón Armado

El hormigón es un material heterogéneo, donde se puede diferenciar a simple vista la composición del mismo, se crea de la unión de varios materiales, en este caso los básicos son: Agregados (fino y grueso), arena, agua y cemento. El hormigón posee dos estados, el primer estado cuando es fresco, donde la característica principal es su plasticidad (Andrade & Flores, 2016), y el segundo estado cuando el hormigón finaliza su fraguado, donde su principal característica es el endurecimiento y la resistencia que posee.

Propiedades del hormigón fresco

Consistencia: Es la facilidad que tiene el hormigón para deformarse, debido al peso del mismo. Para determinar esta propiedad los ensayos más usados son: El ensayo de asentamiento o Cono de Abrams (ASTM C143), Consistómetro Vebe, y la mesa de sacudidas.

Según su consistencia, aplicando el Cono de Abrams, el hormigón se puede clasificar como:

Tabla 15

Asentamiento en cono de Abrams

Consistencia	Asiento en cono de Abrams (cm)
Seca	0 a 2
Plástica	3 a 5
Blanda	6 a 9
Fluida	10 a 15
Líquida	≥ 16

Nota: Extraído de (Jiménez, García, & Francisco, 2000)

Trabajabilidad: Es la aptitud que tiene el hormigón para ser manipulado, esta propiedad está muy ligada a la consistencia y puede ser modificada mayormente al agregar agua, lo cual a su vez causara una pérdida de resistencia del hormigón al fraguarse (Andrade & Flores, 2016). Otros aspectos importantes que intervienen para la determinación de esta propiedad son: la granulometría de los áridos, la cantidad de cemento y la temperatura del ambiente.

Homogeneidad: Es la capacidad que tienen los diferentes elementos del hormigón para distribuirse alrededor de toda la masa, esta propiedad puede perderse debido a la segregación y decantación (Jiménez, García, & Francisco, 2000), y se puede interpretar que en cualquier parte de la masa de hormigón siempre se va a tener la misma composición.

Masa Específica: Equivale a la cantidad de masa en un determinado volumen, se maneja como un índice de uniformidad del hormigón, la variación de

esta, ayudara a realizar las correcciones necesarias. Esta propiedad está ligada a varios aspectos, de los que destacan: la granulometría de los áridos, la cantidad de agua y la cantidad de cemento.

Propiedades del Hormigón Endurecido

Densidad: Es la relación entre la masa del hormigón y el volumen ocupado por la misma. Depende en gran medida de la granulometría de los áridos, su naturaleza y de la forma de compactación usada (Jiménez, García, & Francisco, 2000).

Resistencia: Es la capacidad que tiene el hormigón para oponerse a una sollicitación determinada, en este caso el hormigón resiste la acción de desgaste, tracción, compresión y flexión. Siendo la más grande la resistencia a la compresión.

Permeabilidad: Es la capacidad del hormigón para permitir el paso de gases o agua, el aspecto más influyente en esta propiedad, es la relación agua cemento (Jiménez, García, & Francisco, 2000).

Compacidad: Esta propiedad consiste en la capacidad de dar la máxima densidad al hormigón, con los materiales empleados. Es decir, que los materiales que conforman el hormigón trabajen como uno, donde los huecos dejados por los áridos, sean llenados por la pasta de cemento, dejando sin cabida a las burbujas de aire (Jiménez, García, & Francisco, 2000).

Módulo de Elasticidad: El módulo de elasticidad, es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación que produce el mismo, simplificando esta propiedad nos muestra la capacidad de deformación que tiene el hormigón (Andrade & Flores, 2016).

Métodos de Diseño en Hormigón Armado

Diseño por Tensiones Admisibles.

Consiste en el cálculo de los elementos de manera en que los esfuerzos que los mismos soportaran no excedan los valores permisibles, como primer paso

se calculan las cargas de servicio que el elemento soportara, lo cual ayuda a determinar las secciones con las que debe ser diseñado el elemento (McCormac & Brown, 2011).

Diseño por Última resistencia.

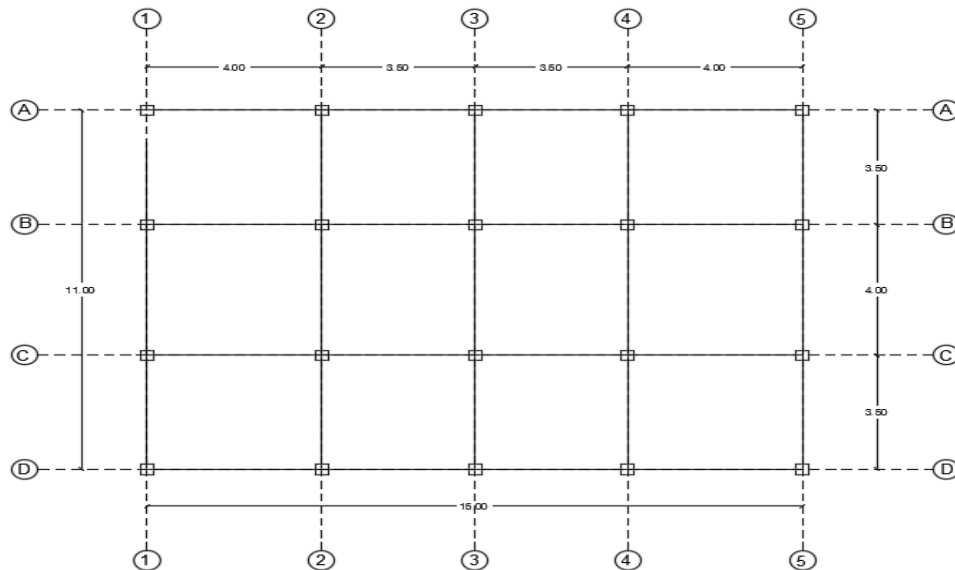
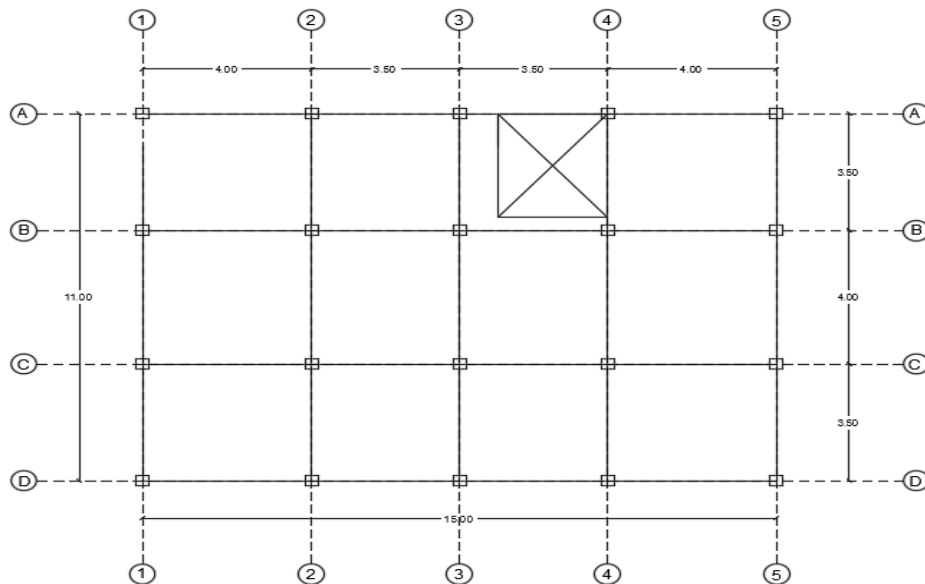
Este método se emplea desde el año 1963, y es el más usado para el cálculo de elementos de hormigón armado. Consiste en separar las cargas actuantes en el elemento, en carga muerta y carga viva, para su factorización, lo cual se realizará mediante la multiplicación de cada una por un factor de seguridad. De esta manera los elementos diseñados fallan teóricamente bajo la acción de cargas factorizadas (McCormac & Brown, 2011). Un aspecto importante para el uso de este método, es el ahorro económico y la seguridad estructural que proporciona con respecto a un diseño de elementos por el método de esfuerzos admisibles.

Geometría Y Materiales

La estructura a diseñar cuenta con 3 niveles de 2.88 metros de altura cada uno, una escalera interior de 1.30 metros de ancho en forma de U, con un descanso a 1.44 metros de altura. Las losas de entrepiso y de cubierta serán alivianadas bidireccionales, con vigas descolgadas. La losa de escalera será de tipo maciza. Las luces máximas de la estructura son de 4 metros.

En la figura número 12 se puede apreciar la disposición de los ejes longitudinal y transversal de vigas, y la ubicación de las columnas, además se muestra la geometría general que tendrá la estructura en todos sus niveles, con luces no mayores a los cuatro metros y un área de construcción de 165 metros cuadrados.

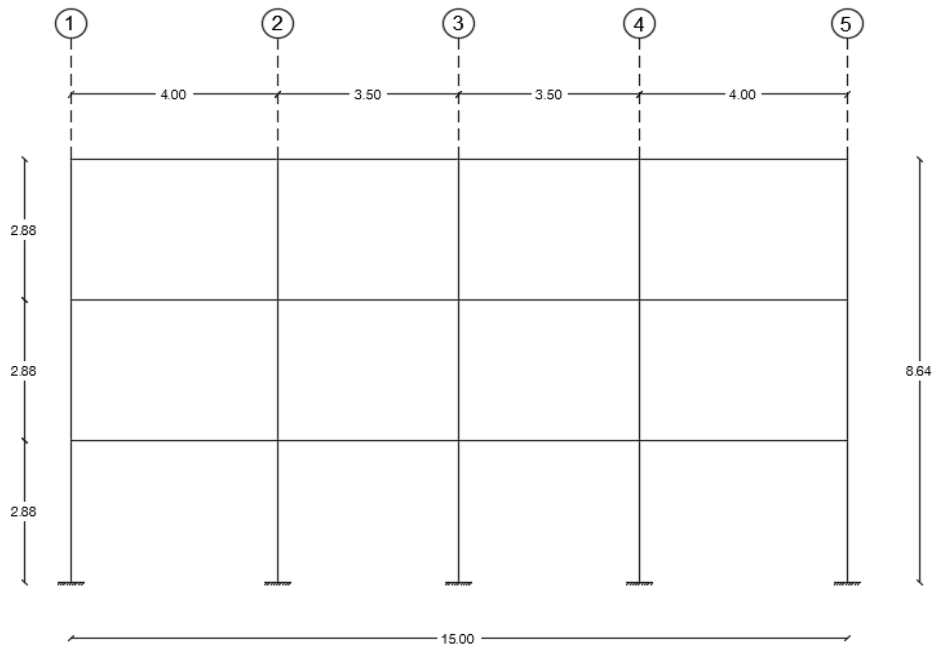
Para el diseño de la estructura, se implementó escaleras de 1.20 metros de ancho, las cuales se ubicaron en el lugar que se muestra a continuación.

Figura 12*Geometría General de estructura**Nota:* Elaborado en el programa AutoCAD**Figura 13***Vista en planta de losas nivel 1 y 2*

Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, ubicación de hueco para escaleras, se colocarán 2 vigas de borde, con dimensiones de 20cmx20cm, en el perímetro de la losa donde se ubica el hueco.

Figura 14

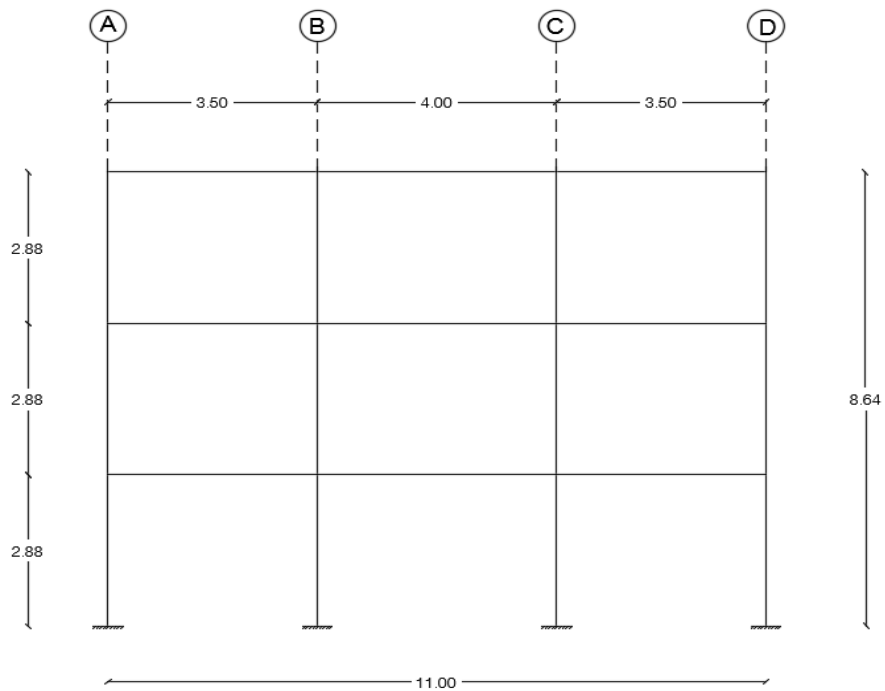
Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

Figura 15

Vista en elevación, pórtico en sentido corto de la estructura



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

Materiales

Límite de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$

Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de Perfil de Suelo: D

Análisis de Cargas

Para el análisis y diseño estructural, dividiremos las cargas actuantes en la estructura, en carga muerta y carga viva.

Cargas Muerta

Son cargas aplicadas de manera vertical sobre la estructura, poseen magnitud constante y actúa de forma permanente en el mismo lugar (McCormac & Brown, 2011), a lo largo de toda la vida útil de la estructura.

Para el presente análisis las desglosaremos de la siguiente manera.

- Peso propio de Losas
- Peso propio de Vigas
- Peso propio de Columnas
- Mampostería
- Acabados
- Instalaciones

Carga Viva

Son cargas verticales que no se aplicaran de forma constante, es decir su magnitud y posición puede variar (McCormac & Brown, 2011) dependiendo de la necesidad, a este tipo de carga se la conoce como sobrecarga de uso, depende del fin que tenga la estructura (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Para este análisis tomaremos los siguientes valores para carga viva, valores extraídos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas).

CV para viviendas: 2.00 kN/m^2 ; CV para cubierta: 0.7 kN/m^2

Combinación de Carga

Para el presente trabajo se tomaron en cuenta las combinaciones de carga contempladas en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

La norma nos muestra los siguientes valores básicos de combinación para diseño por el método de última resistencia:

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

Prediseño de la Estructura

Losas

Tipo: losa alivianada bidireccional

Para el cálculo de este tipo de losa, el primer aspecto es calcular la altura, para lo cual se debe realizar el cálculo, primero, como losa maciza bidireccional, para después transformar a este valor para una losa alivianada bidireccional.

$$h_{maciza_{min}} = \frac{ln * (800 + 0.0712 * fy)}{36000}$$

Donde ln es la distancia de mayor longitud entre vanos y fy es el límite de fluencia del acero, por lo que tenemos los siguientes valores:

$$ln = 4.0 \text{ m}; fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando estos valores en la fórmula obtenemos la altura mínima de la losa maciza bidireccional:

$$h_{maciza_{min}} = \frac{4.0 \text{ m} * (800 + 0.0712 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}{36000}$$

$$h_{maciza_{min}} = 0.122 \text{ m}$$

Con la altura mínima, procedemos a determinar el valor de la altura mínima en una losa alivianada bidireccional, de la siguiente tabla:

Tabla 16

Equivalencia entre losa maciza y losa alivianada

h_{maciza} (cm)	$h_{alivianada}$ cc = 5, (cm)
$\leq 10,88$	15
10.89 -14.50	20
14.51 – 18.06	25
18.07 – 21.54	30
21.55 – 24.96	35
24.97 – 28.31	40
28.32 – 31.62	45
31.62 – 34.89	50

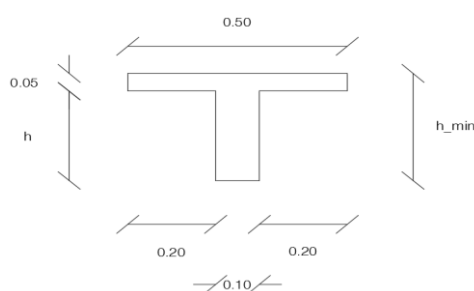
Nota: Elaboración propia

La obtención de la tabla de equivalencia entre losa maciza y losa alivianada, se la realiza a través del siguiente proceso:

1.- Tomar una sección de la losa alivianada, asumir un tamaño de carpeta de compresión y nervio de la siguiente manera.

Figura 16

Sección de losa aliviada, asumida



Nota: Carpeta de compresión de 5 cm, Nervio de 10 cm, los valores que se muestran acotados se encuentran en cm.

2.- Calcular la Inercia para esta sección.

$$I_{alivi} = \frac{B * t^3}{12} + A_1 * Y_1^2 + \frac{bw * h^3}{12} + A_2 * Y_2^2$$

$$B = 50 \text{ cm} ; t = 5 \text{ cm} ; bw = 10 \text{ cm} ; h = \text{asumir (en este caso 10 cm)} ; h_{min}$$

$$= 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$

$$A_1 = B * t = 50 * 5 = 250 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = h + \frac{t}{2} - (Yg)$$

$$A_2 = h * bw = 10 * 10 = 100 \text{ cm}^2$$

$$Y_2 = Yg - \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$Yg = \frac{[A_1 * \left(h + \frac{t}{2}\right) + A_2 * \left(\frac{h}{2}\right)]}{(A_1 + A_2)}$$

$$Yg = \frac{[250 * \left(10 + \frac{5}{2}\right) + 100 * \left(\frac{10}{2}\right)]}{(250 + 100)} = 10.357 \text{ cm}$$

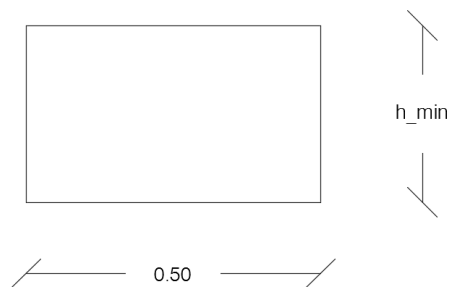
$$Y_1 = 10 + \frac{5}{2} - (10.357) = 2.143$$

$$Y_2 = 10.357 - \left(\frac{10}{2}\right) = 5.357 \text{ cm}$$

$$I_{alivi} = \frac{50 * 5^3}{12} + 250 * 2.143^2 + \frac{10 * 10^3}{12} + 100 * 5.357^2 = 5372.024 \text{ cm}^4$$

Figura 17

Sección de losa maciza, asumida



Nota: Los valores que se muestran acotados se encuentran en cm.

$$I_{maci} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = h_{min}$$

Con los valores obtenidos, se procede a igualar las inercias de la sección de losa alivianada con la sección de losa maciza y encontrar el valor de h, de la siguiente manera:

$$h^3 = \frac{12 * I_{maci}}{b}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{maci}}{b}} ; I_{maci} = I_{alivi} = 5372.024 \text{ cm}^4 ; b = 50 \text{ cm}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * 5372.024 \text{ cm}^4}{50 \text{ cm}}} = 10.88 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura de losa maciza igual a 10.88 cm es equivalente a la altura de losa alivianada igual a 15 cm. Para obtener otros valores de equivalencia se procede a modificar el valor de h en la losa alivianada y obtener los valores de equivalencia con una losa maciza. Con una altura mínima de losa maciza igual a 0.122 m obtenemos una altura mínima de losa alivianada igual a 0.2 m.

$$h_{min} = 0.2 \text{ m}$$

Determinación de cargas

Las cargas que actúan en la losa, son las siguientes:

$$Wp_{cc} = 0.05m * 1m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^2} = 120 \frac{kg}{m^2} = 0.12 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{alivianamiento} = 10 \frac{kg}{bloque} * 8u = 80 \frac{kg}{m^2} = 0.08 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{nervio} = 3.6m * 0.15m * 0.1m * 2400 \frac{kg}{m^2} = 129.6 \frac{kg}{m^2} = 0.1296 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{losa} = 0.12 + 0.08 + 0.1296 = 0.3296 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{losa} = 0.33 \frac{T}{m^2}$$

Para los siguientes valores, partiremos de asumirlos, teniendo pesos propios de vigas, columnas, paredes y acabados, repartidos de la siguiente manera:

$$Wp_{viga} = 20\% * Wp_{losa} = 0.2 * 0.33 = 0.066 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{columnas} = 0.1 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{paredes} = 0.2 \frac{T}{m^2}$$

$$Wp_{acabados} = 0.12 \frac{T}{m^2}$$

$$WD = 0.33 + 0.1 + 0.066 + 0.2 + 0.12 = 0.816 \frac{T}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga muerta que se aplicará para el diseño de las losas es de 0.816 T/m², los valores de cargas para carga viva son de 0.2 T/m² para losas de entrepiso y 0.07 T/m² para losa de cubierta, para nuestro diseño se optó, por tomar, para todas las losas una carga viva (WL) de 0.2 T/m² según los valores mostrados por la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Para el cálculo por medio del método de última resistencia se necesita mayorar la carga muerta y la carga viva, al multiplicarlas por factores de seguridad, de la siguiente forma:

$$W = 1.2WD + 1.6WL$$

$$WD = 0.816 \frac{T}{m^2} ; WL = 0.2 \frac{T}{m^2}$$

$$W = 1.2 * 0.816 + 1.6 * 0.2$$

$$W = 1.2992 \frac{T}{m^2} \approx 1.3 \frac{T}{m^2}$$

$$W = 1.3 \frac{T}{m^2}$$

La carga con la que se requiere trabajar es de 1.3 T/m²

Prediseño Escalera

Tipo: Maciza unidireccional

Para el prediseño de losa, el aspecto más importante a tener en cuenta es la altura que tendrá el elemento. En este caso la escalera posee una huella de 0.30 metros, contrahuella de 0.18 metros y un descanso de 1.0 metro de ancho por 2.40 metros de largo.

$$h_{min} = \frac{ln}{24}$$

$$h_{min} = \frac{3.50}{24} = 0.146 \text{ m}$$

$$h_{asumido} = 0.14 \text{ m}$$

Determinación de cargas en escalera

Las cargas que actúan en la losa de escalera, son las siguientes:

$$Wp_{losa} = 1.3\text{m} * 1\text{m} * 0.14\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 436.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.44 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$Wp_{escalones} = 1.3\text{m} * 0.33\text{m} * 0.18\text{m} * 0.5 * \frac{1}{0.33} * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 257.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.26 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$Wp_{macillado} = 1\text{m} * 1.3\text{m} * 0.02\text{m} * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 57.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.06 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$Wp_{losa} = 0.76 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$Wp_{losa} = \frac{0.76 \text{ T/m}}{1.3 \text{ m}} = 0.585 \text{ T/m}^2$$

Para los siguientes valores, asumiremos valores para acabados y pasamano, repartidos de la siguiente manera:

$$Wp_{pasamano} = 0.05 \frac{\text{T}}{\text{m}} = \frac{0.05}{1.3} = 0.039 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{acabados} = 0.12 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

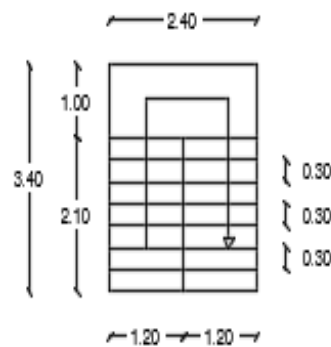
$$WD1 = 0.039 + 0.12 = 0.159 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$WD = Wp_{losa} + WD1 = 0.744 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, la carga muerta que se aplicará para el diseño de las losas es de 0.744 T/m², los valores de cargas para carga viva, que nos muestra la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, en su capítulo de cargas no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015) nos muestra que para escaleras de viviendas unifamiliar o bifamiliar, la carga es de 0.2 T/m².

Figura 18

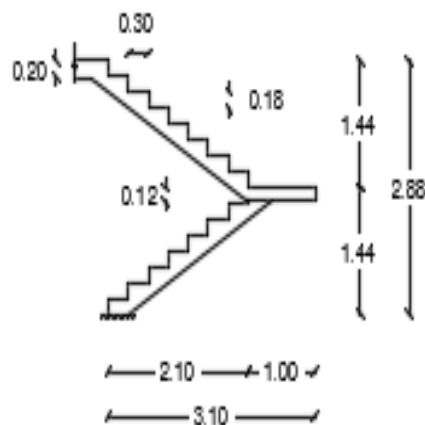
Vista en planta de escalera



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

Figura 19

Vista en elevación de escalera

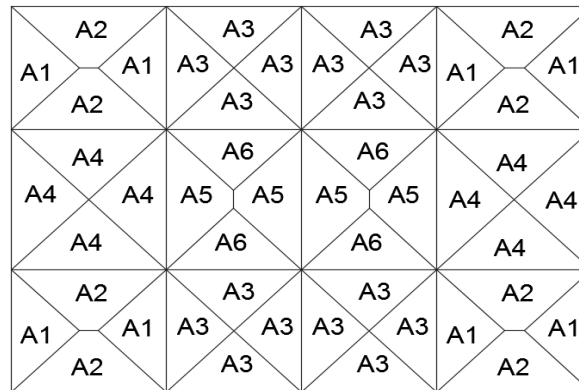


Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, en la figura se puede apreciar el tamaño de la huella con 0.33 metros, el tamaño de la contrahuella con 0.18 metros, la altura de losa de escalera de 0.14 metros y el peralte de losa de entrepiso con 0.20 metros.

Prediseño de Vigas

Figura 20

Diagrama de Distribución de cargas

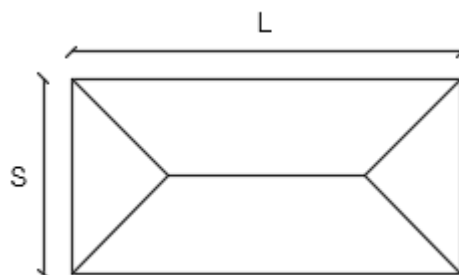


Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

En la figura se puede observar, la distribución de las cargas de la losa, que se aplicaran a cada viga, al ser una estructura simétrica se puede simplificar los cálculos y referencias la cargas a un tipo en específico. Para realizar este gráfico, se considera que la carga de la losa se repartirá en 45° , dando origen a dos tipos de cargas que se aplicaran sobre las vigas, una de tipo triangular y otra de tipo trapezoidal.

Figura 21

Repartición de cargas de losa a viga



Nota: Elaborado en programa computacional AutoCAD, S es la luz corta y L la luz larga.

Para un manejo más eficaz de los cálculos, las cargas triangular y trapezoidal, aplicadas a las vigas, se las transforma en una carga rectangular equivalente, este proceso se lo realiza de la siguiente manera:

1. Para carga triangular:

$$Q = \frac{W * S}{3}$$

Donde:

W= Carga aplicada;

S= Luz corta

2. Para carga trapezoidal:

$$Q = \frac{W * S}{3} * \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) ; m = \frac{S}{L}$$

Donde:

W= Carga aplicada;

S= Luz corta;

L= Luz larga;

Tabla 17

Valor de cargas equivalentes

	Tipo de Carga	W (T/m)	Luz Larga (L)	Luz corta (S)	m	Carga Equivalente (T/m)
A1	Triangular	1,30	-	3,50	-	1,52
A2	Trapezoidal	1,30	4,00	3,50	0,88	1,70
A3	Triangular	1,30	-	3,50	-	1,52
A4	Triangular	1,30	-	4,00	-	1,73
A5	Trapezoidal	1,30	4,00	3,50	0,88	1,70
A6	Triangular	1,30	-	3,50	-	1,52

Nota: En la tabla se puede apreciar los valores de contribución de la losa como carga equivalente, que recae sobre cada viga de la estructura.

Para el análisis de vigas se aplicarán las siguientes formulas

$$Mu = 0.9 * Mr$$

$$R_u = 0.5 * \rho b * f_y * \left(1 - \frac{0.5 * \rho b * m}{2}\right) ;$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = 20.588 ;$$

$$\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} ; \beta_1 = 0.85$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.02429 ;$$

$$R_u = 0.5 * 0.02429 * 4200 * \left(1 - \frac{0.5 * 0.02429 * 20.588}{2}\right) = 44.63 \text{ kg/cm}^2$$

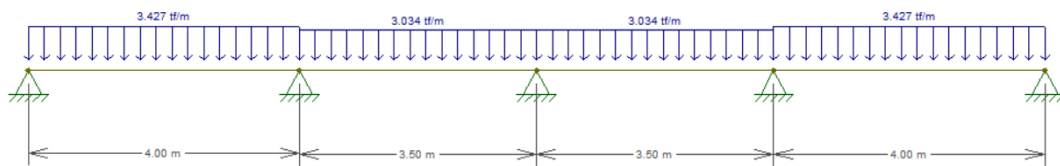
$$b * d^2 = \frac{1.3 * M_u}{R_u}$$

El prediseño se lo realizó, teniendo en cuenta la mayor área de carga que recae sobre cada viga, en este caso para el sentido longitudinal se eligió como viga tipo a la que se encuentra sobre el eje B y en el sentido transversal se eligió como viga tipo a la que recae sobre el eje 2.

Diseño Eje B

Figura 22

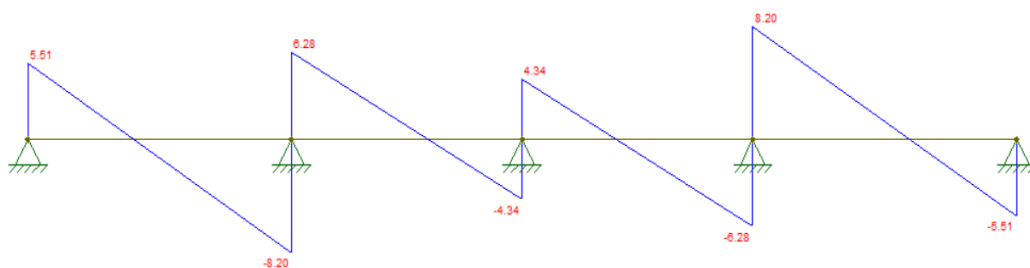
Cargas aplicadas en viga de eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 23

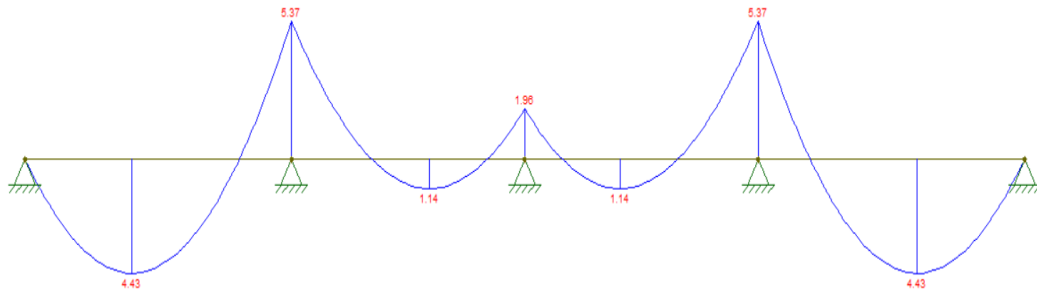
Diagrama de Cortante, viga eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 24

Diagrama de Momento, viga eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

$$Mu = 5.37 T * m ;$$

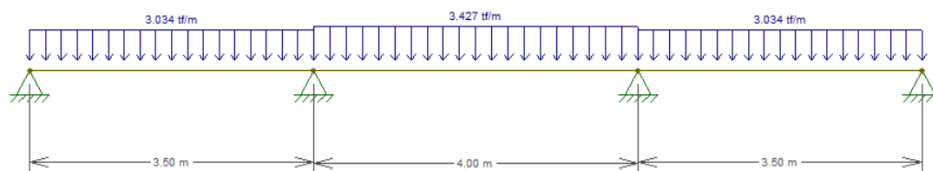
$$Mr = \frac{5.37}{0.9} = 5.97 T * m ; Ru = 44.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mr}{0.9 * Ru * b}} = \sqrt{\frac{596666.667 \text{ kg/cm}^2}{0.9 * 44.63 \frac{kg}{cm^2} * 25 \text{ cm}}} = 24.38 \text{ cm}$$

Diseño Eje 2

Figura 25

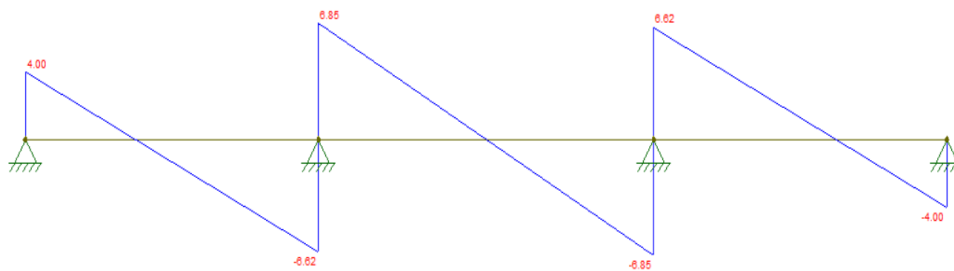
Cargas aplicadas en viga de eje 2



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 26

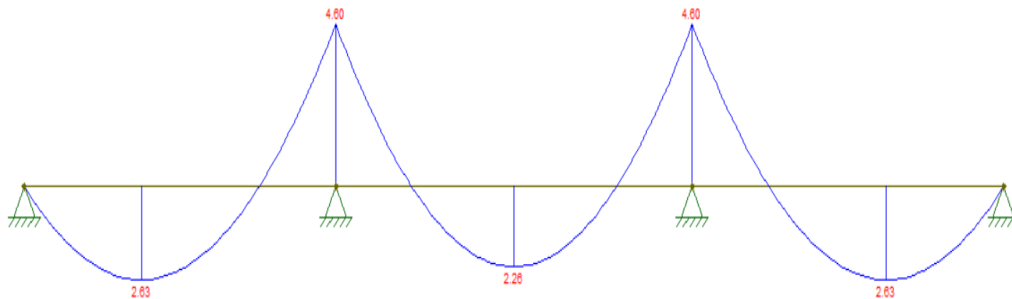
Diagrama de Cortante, viga eje 2



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 27

Diagrama de Momento, viga eje 2



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

$$Mu = 4.60 T * m ;$$

$$Mr = \frac{4.60}{0.9} = 5.11 T * m ; Ru = 44.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mr}{0.9 * Ru * b}} = \sqrt{\frac{511000 \frac{kg}{cm^2}}{0.9 * 44.63 \frac{kg}{cm^2} * 25 \text{ cm}}} = 22.56 \text{ cm}$$

Tabla 18

Dimensiones mínimas de vigas

Eje	b min (cm)	h min (cm)	b asumido (cm)	h calculado (cm)
A-D	25	25	25	24.38
B-C	25	25	25	24.38
1-5	25	25	25	22.56
2-4	25	25	25	22.56
3	25	25	25	22.56

Nota: En la tabla se muestra las dimensiones mínimas de los elementos por cada eje, y las dimensiones calculadas.

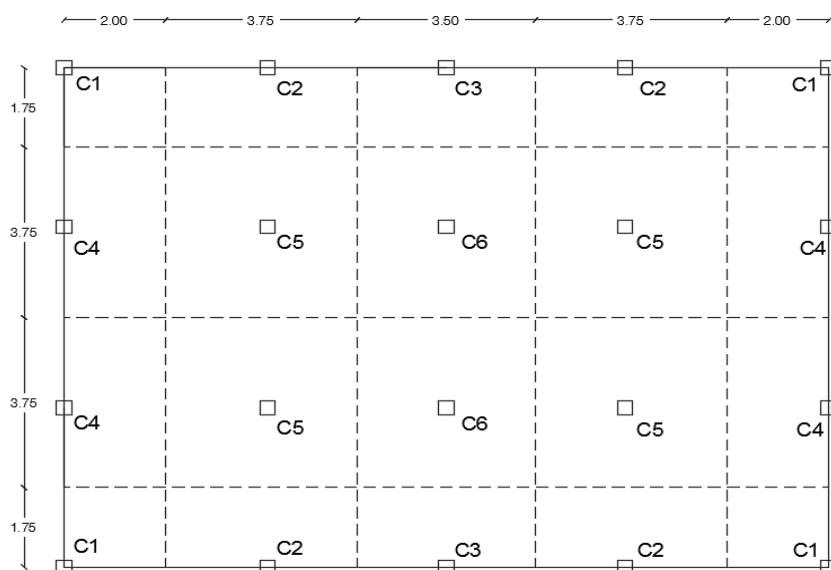
Del análisis de los resultados obtenidos se puede concluir, que las dimensiones mínimas para todas las vigas son de 25 cm de base y 25 cm de altura.

Prediseño de Columnas

Para el pre diseño de columnas, se necesita determinar las cargas que resistirá el elemento, por lo que se requiere analizar las áreas de carga que corresponden a cada columna.

Figura 28

Área de carga que se aplicara a cada columna



Nota: Elaboración propia en programa computacional AutoCAD

La fórmula para calcular el área de la columna viene dada por 20 veces el peso que soporta el elemento, el cálculo del peso se lo realiza con la carga de servicio que soporta la estructura multiplicado por el área de carga que soporta la columna. La sección mínima para una columna de hormigón armado es de 30cm en cada lado.

$$A_g = 20 * P$$

$$P = Q_s * \text{área de carga} * \#\text{pisos} ; Q_s = \text{Carga de Servicio}$$

Tabla 19

Dimensiones mínimas de Columnas

Columna	Qs (T/m ²)	# Pisos	L1 (m)	L2 (m)	P (T)	Ag (m ²)	Sección Calculada	Sección Mínima
C1	1,07	3	1,75	2,00	10,70	213,40	14,6/14,6	30/30
C2	1,07	3	1,75	3,75	20,00	400,10	20,0/20,0	30/30
C3	1,07	3	1,75	3,50	18,70	373,90	19,3/19,3	30/30
C4	1,07	3	3,75	2,00	22,90	457,20	21,4/21,4	30/30
C5	1,07	3	3,75	3,75	42,90	857,30	29,3/29,3	30/30
C6	1,07	3	3,75	3,50	40,00	800,10	28,3/28,3	30/30

De los resultados obtenidos, se puede concluir que la sección mínima calculada para las columnas es de 30cm por 30 cm.

Inercias Agrietadas.

Son valores, menores a los valores normales de, que se toman en consideración para el cálculo de derivas máximas y rigidez, en estructuras de hormigón armado (NEC-SE-DS, 2015). Según la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo de Peligrosidad Sísmica, nos muestra los valores a utilizar de inercias agrietadas en elementos estructurales.

Tabla 20

Valor de Inercia agrietada

Valor	Elemento
0.5 I_g	Viga
0.8 I_g	Columna
0.6 I_g	Muro estructural

Nota: Adaptado de (NEC-SE-DS, 2015).

Como consideraciones la Norma nos dice, que, para estructuras sin subsuelos, será aplicable en los dos primeros pisos. Para estructuras con subsuelos, se aplicará en el primer subsuelo y en los dos primeros pisos. Para el resto de pisos cualquier estructura la inercia agrietada se puede considerar igual a la inercia no agrietada (NEC-SE-DS, 2015).

Fuerza Sísmica

Se analizó la estructura mediante el método 1: Diseño basado en fuerzas (D.B.F), especificado en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, en su capítulo de diseño sismoresistente (NEC-SE-DS, 2015), donde se nos muestra cómo reducir los riesgos que producen los sismos en territorio ecuatoriano, este método se encuentra enmarcado dentro del análisis estático lineal y se lo detalla en el capítulo II, del presente trabajo.

$$T = C_t h_n^\alpha ; T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) ; T_L = 2.4 * F_d ;$$

Tabla 21

Coefficientes método de diseño basado en fuerzas

Variable	Valor	Unidades
Coeficiente de perfil de suelo (Fs)	1,28	adimensional
Coeficiente de perfil de suelo (Fd)	1,19	adimensional
Coeficiente de perfil de suelo (Fa)	1,2	adimensional
Coeficiente de Importancia (I)	1	adimensional
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	8	adimensional
Coeficiente de irregularidad en elevación (ϕE)	1	adimensional
Coeficiente de irregularidad en planta (ϕP)	1	adimensional
Coeficiente C_t	0,055	adimensional
Altura total de estructura (hn)	8,7	m
Coeficiente α	0,9	adimensional
Relación de amplificación espectral (η)	2,48	adimensional
Zona Sísmica	V	adimensional
Tipo de Suelo	D	adimensional
Factor de Zona (Z)	0,4	adimensional
Periodo Fundamental (T)	0,385	s
Periodo Limite (To)	0,127	s
Periodo Limite (Tc)	0,698	s
Periodo limite (TL)	2,856	s

Nota: En la tabla se muestran los valores, usados para calcular el espectro de diseño de la estructura.

Los valores de tipo de suelo y zona sísmica, se asumieron, tomando en consideración condiciones desfavorables como son, un tipo de suelo D y una zona sísmica de tipo V. Los coeficientes de configuración estructural en planta y en elevación se adoptaron como 1. Las formulas usadas y los valores adoptados, para los coeficientes, se encuentran especificados en el presente trabajo en su capítulo II.

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

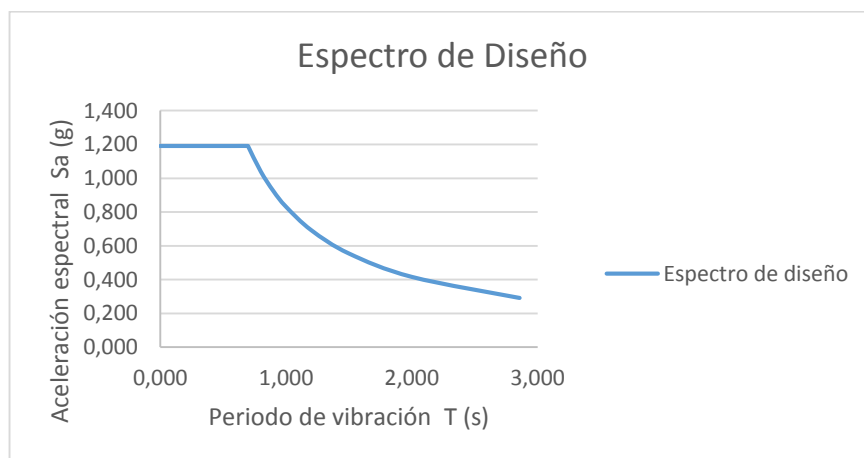
$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o} \right]; \quad T \leq T_o$$

Tabla 22*Espectro elástico de Diseño*

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	1,190
To	0,127	1,190
	0,200	1,190
	0,300	1,190
	0,400	1,190
	0,500	1,190
	0,600	1,190
Tc	0,698	1,190
	0,700	1,187
	0,800	1,039
	0,900	0,923
	1,000	0,831
	1,200	0,693
	1,500	0,554
	2,000	0,416
TL	2,856	0,291

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 29*Gráfica espectro elástico de Diseño*

Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Para el cálculo del espectro de diseño reducido se tomó en cuenta el factor de reducción de resistencia sísmica, en nuestro caso con un valor de 8.

Tabla 23

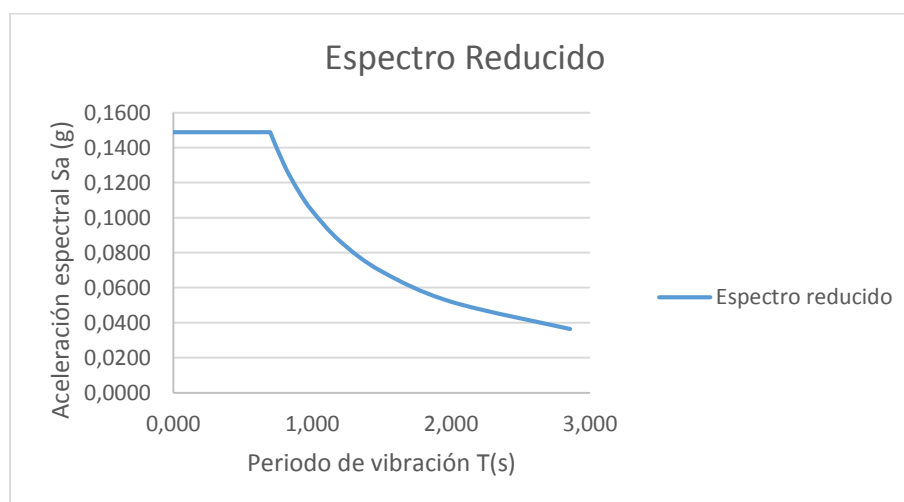
Espectro elástico de diseño reducido

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	0,1488
To	0,127	0,1488
	0,200	0,1488
	0,300	0,1488
	0,400	0,1488
	0,500	0,1488
	0,600	0,1488
Tc	0,698	0,1488
	0,700	0,1484
	0,800	0,1299
	0,900	0,1154
	1,000	0,1039
	1,200	0,0866
	1,500	0,0693
	2,000	0,0519
TL	2,856	0,0364

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 30

Gráfica espectro elástico de diseño reducido



Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de respuesta elástico de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Cortante Basal de Diseño.

El cálculo del cortante basal de diseño viene determinado en el capítulo de Diseño sísmoresistente (NEC-SE-DS, 2015), de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, donde se detalla que es una fuerza que se produce como resultado de la acción de un sismo, en la base de la estructura.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

$$T = C_t h_n^\alpha = 0.055 * 9^{0.9} = 0.397 \text{ s}$$

$$T_o = 0.1 * F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.127$$

$$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.55 * 1.28 * \left(\frac{1.19}{1.12} \right) = 0.698$$

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 = 1.1904$$

$$V = \frac{1 * 1.1904}{8 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.1488 * W$$

Modelamiento Computacional

El modelamiento de la estructura se lo realizará en el programa computacional ETABS, el cual nos ayudará a tener una mejor visión del comportamiento de la estructura y determinar si se deben realizar mejoras a los prediseños realizados.

Como primer paso tenemos la definición de los materiales y geometría de la estructura.

Límite de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$

Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de Perfil de Suelo: D

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (Gpa)

$f'c$ = Resistencia a compresión del hormigón (Mpa)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{24} = 23.025 \text{ GPa} = 2347896.58 \text{ T/m}^2$$

Figura 31

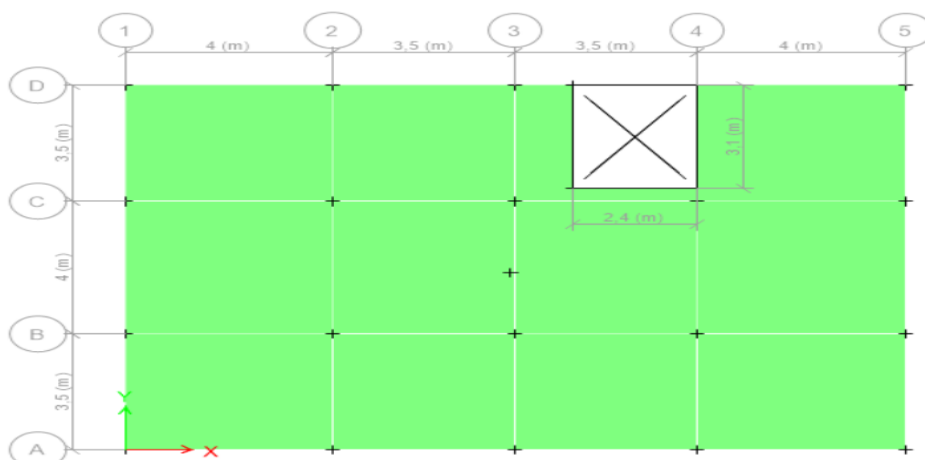
Vista en planta



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, geometría general de estructura.

Figura 32

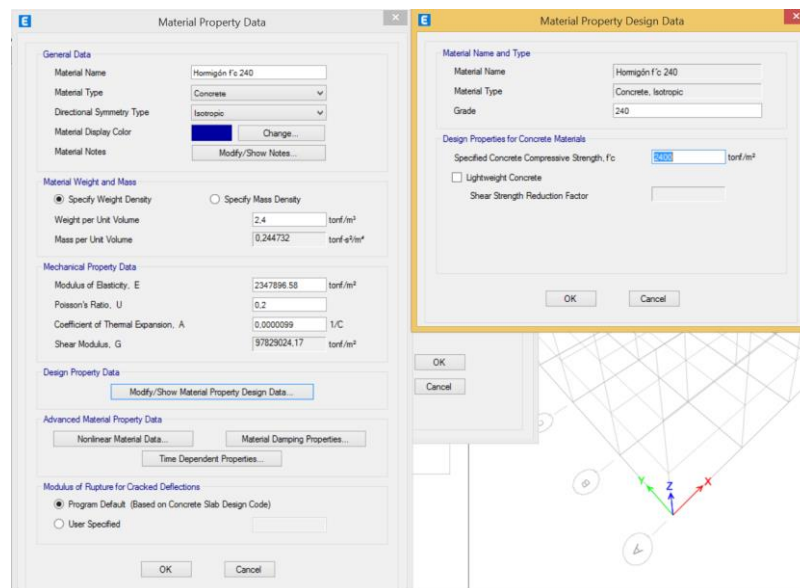
Vista en planta de losa nivel 1 y 2



Nota: Geometría de losas en pisos 1 y 2, con apertura para ubicar escaleras, elaborado en programa computacional ETABS

Figura 33

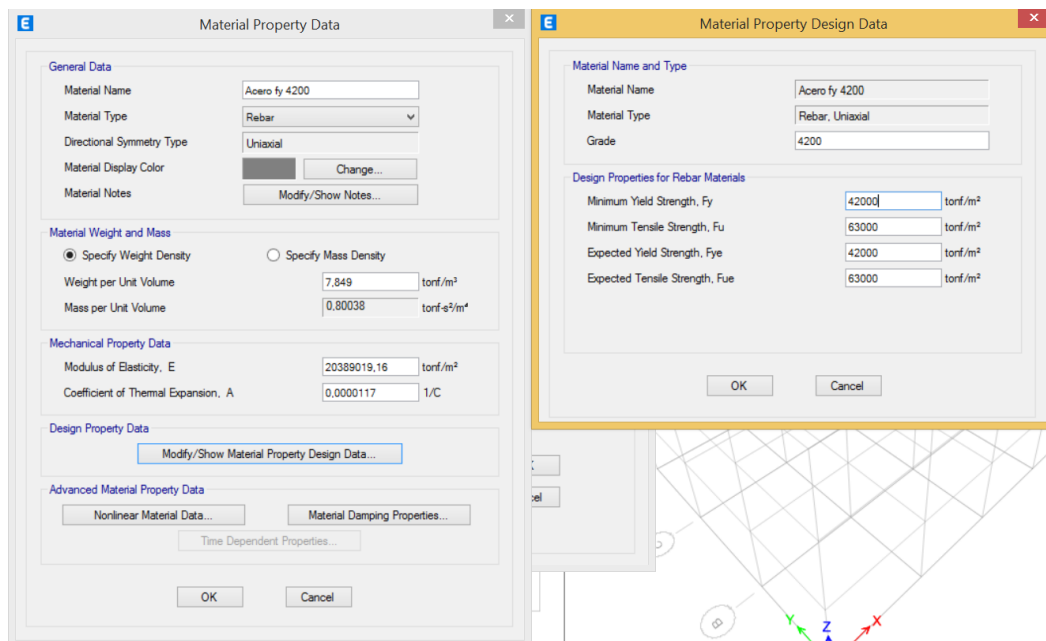
Propiedades del Hormigón, $f'c$ 240 kg/cm²



Nota: En la imagen se aprecia la definición de las propiedades del hormigón en el programa computacional ETABS.

Figura 34

Propiedades de barras de acero, f_y 4200 kg/cm²



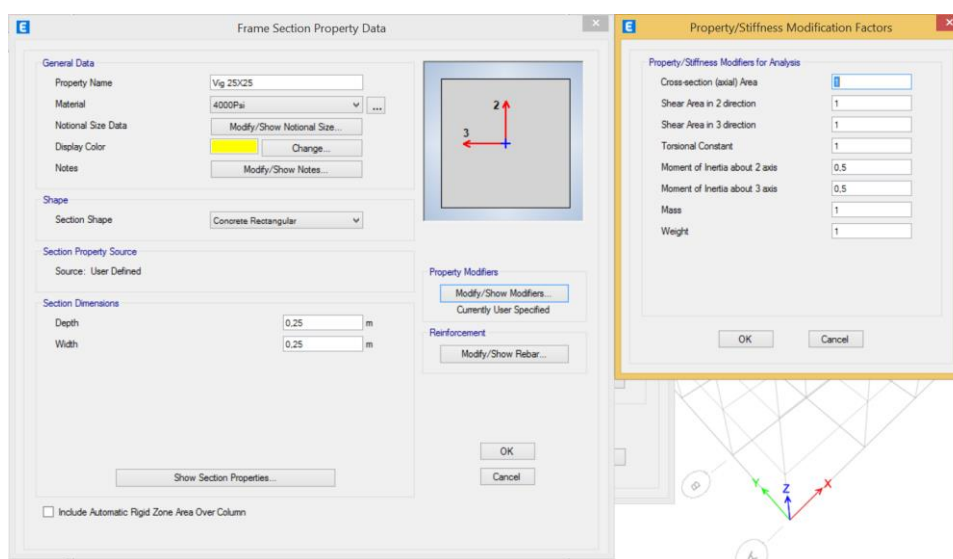
Nota: Definición de las propiedades del acero de refuerzo, en el programa computacional ETABS.

Vigas

Para modelar las vigas, se toma en cuenta el prediseño realizado, el cual nos arrojó como resultado un tamaño de vigas de 25x25 cm en todos los ejes, las vigas son del tipo descolgadas además se tomará en cuenta las inercias agrietadas como indica la normativa ecuatoriana NEC-15, para el caso de vigas es de 0.5 de la Inercia normal.

Figura 35

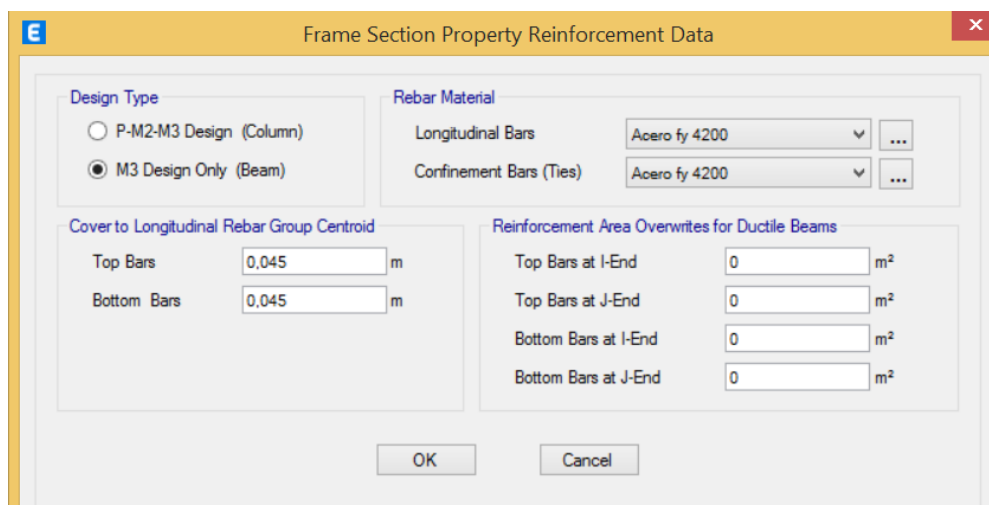
Definición de sección de vigas



Nota: Definición de dimensiones de viga e inercia agrietada.

Figura 36

Definición de refuerzo de viga



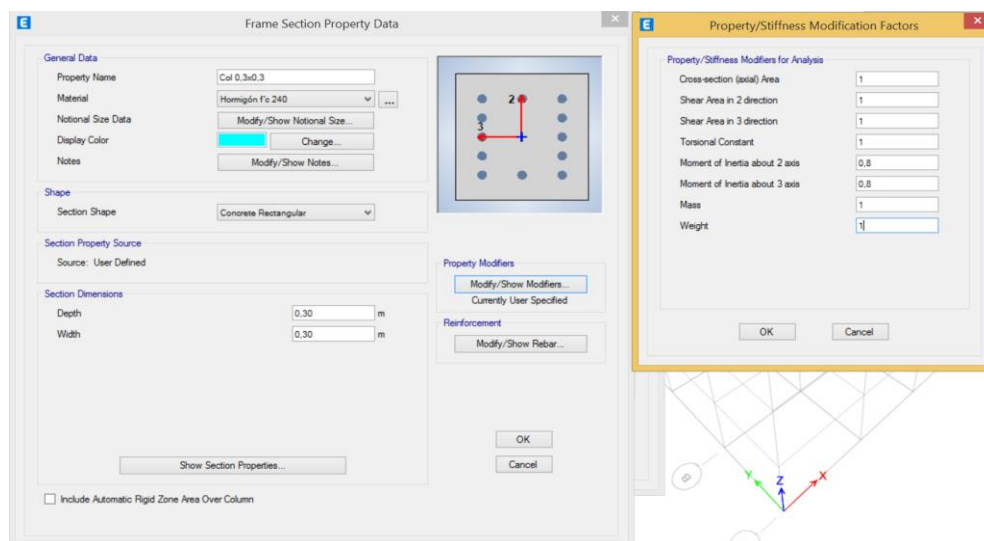
Nota: Definición de refuerzo de las vigas de hormigón.

Columna

Para las columnas, se realizará en base al prediseño, que arrojo dimensiones mínimas a las permitidas por la norma ecuatoriana de la construcción, por lo que como dimensiones se tomó una columna cuadrada de 30x30 cm, la inercia agrietada para el caso de estos elementos es de 0.8 Ig.

Figura 37

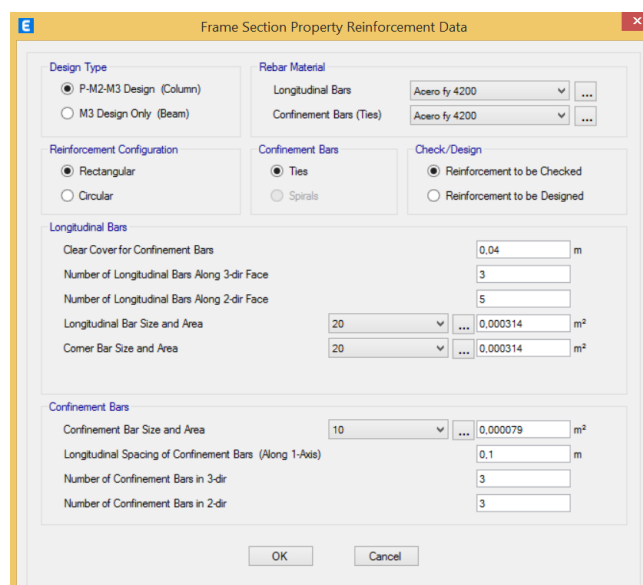
Definición de sección de columnas



Nota: Definición de dimensiones de columnas e inercia agrietada.

Figura 38

Definición de refuerzo de columna



Nota: Definición de refuerzo de las columnas de hormigón.

Losa

Para la losa tenemos una de tipo alivianada bidireccional, por lo que se procedió a ingresar en el programa ETABS como una losa tipo waffle, además para que el peso del elemento, sea distribuido en las vigas de acorde a nuestra distribución de cargas, se la ingreso como una losa tipo membrana. Del prediseño se obtuvo un espesor de losa de 20 cm, con nervios de 10 cm, y una carpeta de compresión de 5 cm.

Figura 39

Definición de sección de losa

General Data	
Property Name	Losa 0.2 m alivianada
Slab Material	Hormigón f'c 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	0,20 m
Slab Thickness	0,05 m
Stem Width at Top	0,1 m
Stem Width at Bottom	0,1 m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	0,5 m
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	0,5 m

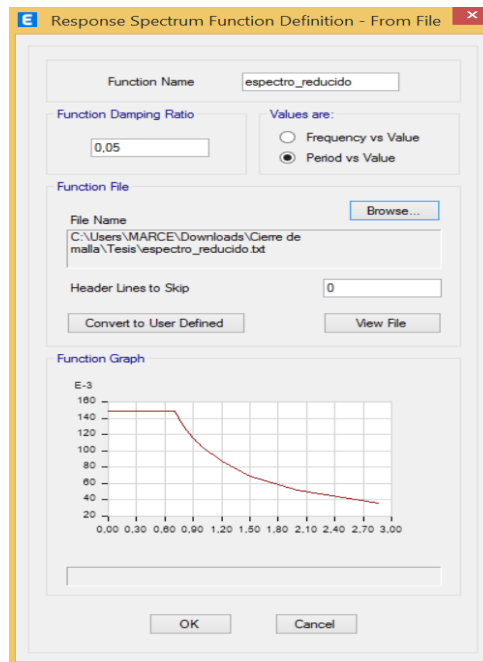
Nota: Tomada del programa computacional ETABS.

Espectro de Diseño

Para el espectro de diseño se procede a exportar los datos obtenidos en Excel a un archivo .txt, el cual contiene los datos obtenidos anteriormente para el espectro reducido de diseño.

Figura 40

Espectro reducido de diseño



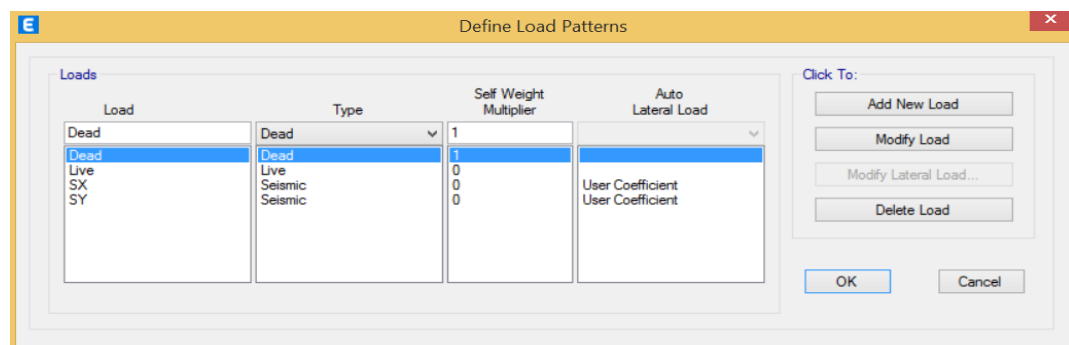
Nota: Espectro reducido de diseño calculado en base a los parámetros dictados por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

Definición de Cargas

Para definir las cargas lo primero es determinar los patrones de carga a lo que se someterá la estructura, en este caso serán cargas muerta, carga viva y fuerzas sísmicas. Para determinar los patrones para la fuerza sísmica se define el programa dos fuerzas, la primera en sentido X de la estructura y la otra en el sentido Y.

Figura 41

Patrones de carga aplicados a la estructura



Nota: Definición de patrones de carga en programa computacional ETABS.

Para el patrón de carga sísmico, se deben realizar modificaciones de acuerdo a la normativa de construcción vigente en este caso se modifican los valores de coeficientes C y K, el primero el coeficiente sísmico C, en nuestro caso el porcentaje del cortante basal, y el segundo el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura K.

Para obtener el valor de K se aplica la siguiente tabla:

Tabla 24

Valores de Coeficiente K

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de T fue calculado anteriormente obtenido un valor de 0.39 s, lo cual nos permitió obtener los siguientes resultados:

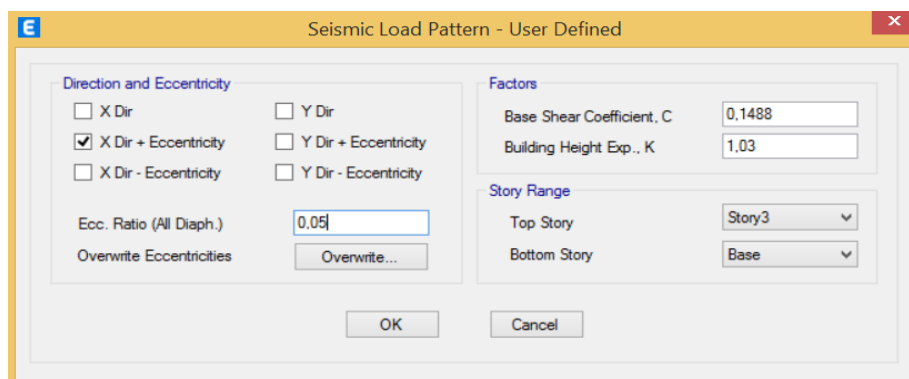
$$C = 0.1488 ; K = 1$$

Con estos valores se procedió a calcular los periodos de vibración en el programa computacional ETABS, obteniendo como resultado un periodo de vibración mayor a 0.5 s, por este motivo se procede a obtener el valor de K real.

$$K = 0.75 + 0.5 * T = 1.03 s$$

Figura 42

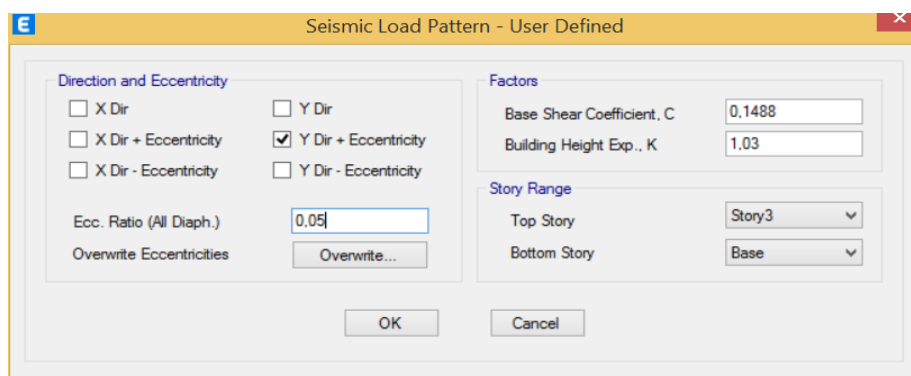
Definición de patrón de carga para sismo en sentido X



Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 43

Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y



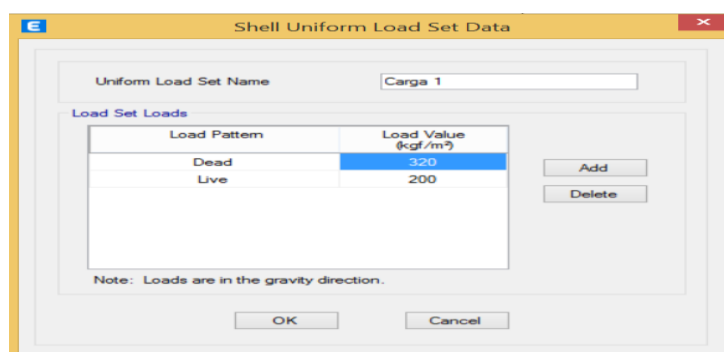
Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Definición de Cargas en estructura

Para completar el 100% de la carga muerta total que se aplicara a la losa, se debe aumentar el peso que no está especificado para ser calculado en el programa, en este caso es de 0.32 T/m² en carga muerta y una carga viva de 0.2 T/m².

Figura 44

Definición de cargas aplicada a la losa, en este caso carga viva y muerta



Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se definió los valores para carga viva (Live) y carga muerta (Dead).

Para continuar con el análisis se debe agregar el método de análisis de las fuerzas sísmicas, en el cual se debe incluir el espectro de diseño reducido calculado anteriormente.

Definición de Espectro Sísmico

Figura 45

Definición de caso de análisis en sentido X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sismo X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro_reducido	9,8067
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0,05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, para este caso se selecciona la dirección U1, correspondiente al sentido X.

Figura 46

Definición de caso de análisis en sentido Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sismo Y
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro_reducido	9806,65
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0,05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, para este caso se selecciona la dirección U2, correspondiente al sentido Y.

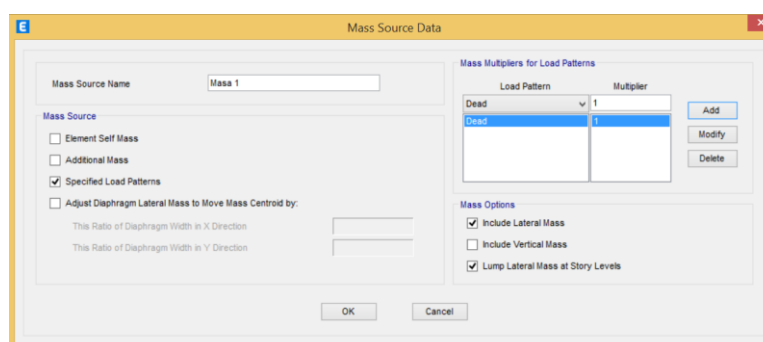
El análisis modal con el que se trabajara es el CQC o criterio de combinación cuadrática completa, este método considera el acoplamiento entre los diferentes modos de vibración, gracias a coeficientes de correlación, además considera el amortiguamiento de la estructura (Amaguaña & Yumbay, 2016). Además se considera como combinación modal al método SRSS o Square Root Sum of Squares, la se genera al calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada modo de vibración (Amaguaña & Yumbay, 2016).

Definición de la Masa

En este punto se considera la cantidad de masa que proporcionaremos al modelo, para lo cual se elige la opción Specified Load Patterns, la cual nos permite asignar el valor que deseamos a una carga en específico.

Figura 47

Asignación de masa a la estructura



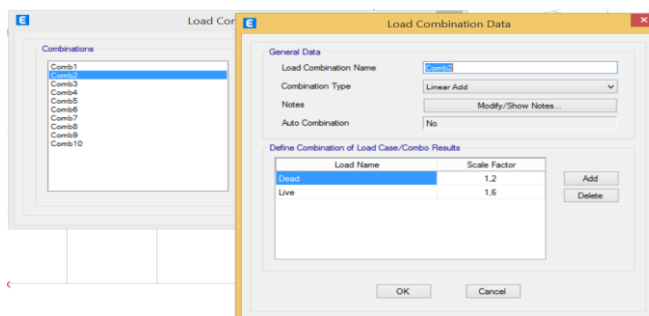
Nota: Tomado de programa computacional ETABS, en la figura se muestra la asignación de masa en la estructura.

Combinaciones de Carga

Para el diseño de la estructura se debe tener en cuenta el límite de resistencia, las condiciones más desfavorables, y los efectos que las mismas producen. Las estructuras, elementos y cimentación, se deben diseñar para que la resistencia de diseño sea igual o exceda el efecto que produce cada combinación, este análisis no necesita considerar simultáneamente las diferentes combinaciones de carga (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Figura 48

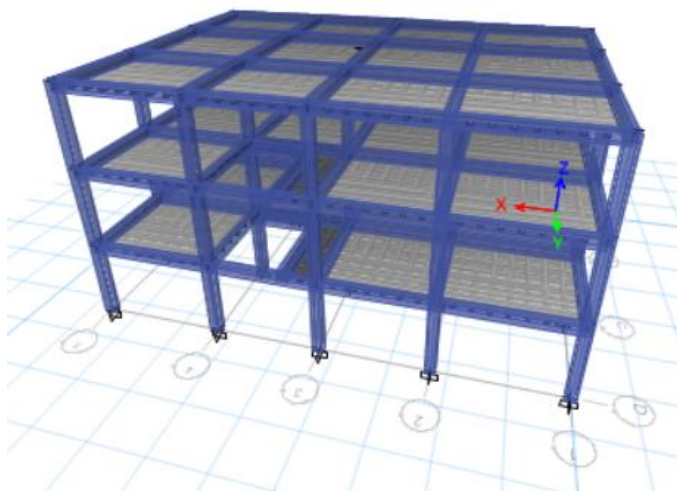
Combinaciones de carga, combinación 2 NEC-15



Nota: Tomado de programa computacional ETABS, definición de las combinaciones de carga, que se aplicarán a la estructura.

Figura 49

Vista en 3D de estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Control de Diseño

El primer control que se va a realizar es el de los modos de vibración de la estructura, para este caso se consideró tres grados de libertad por planta, obteniendo en total nueve modos de vibración. Las normativas vigentes no mencionan valores significativos de aceptación para los primeros tres modos de vibración, pero nos dicen que los primeros dos modos de vibración deben ser de

traslación y el tercer modo de rotación, por tal motivo se procedió a realizar esa comprobación.

Como criterio de aprobación se impuso que para el primer y segundo modo de vibración se debe tener un movimiento de traslación que no supere el 20% en el eje no predominante, mientras que el tercer modo de vibración debe ser un movimiento de rotación alrededor del eje Z con valores mayores al 50%, obtenido los siguientes resultados.

Tabla 25

Participación modal de Masa en estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,818	0	0,8298	0	0	0,8298	0	0,2017	0	0,0001	0,2017	0	0,0001
Modal	2	0,809	0,8309	0	0	0,8309	0,8298	0	0	0,2	0,0003	0,2017	0,2	0,0004
Modal	3	0,691	0,0003	0,0001	0	0,8313	0,8299	0	0,0001	0,0004	0,8344	0,2018	0,2004	0,8349
Modal	4	0,229	0,0002	0,1309	0	0,8314	0,9609	0	0,6747	0,0009	0,0001	0,8765	0,2012	0,835
Modal	5	0,228	0,1297	0,0002	0	0,9611	0,961	0	0,0009	0,6762	0,0003	0,8774	0,8774	0,8353
Modal	6	0,198	0,0003	0,0001	0	0,9615	0,9612	0	0,0006	0,0016	0,127	0,878	0,879	0,9623
Modal	7	0,115	0,0087	0,0298	0	0,9701	0,991	0	0,0937	0,0272	0,0003	0,9717	0,9062	0,9625
Modal	8	0,115	0,0296	0,0089	0	0,9998	0,9999	0	0,028	0,093	0,0001	0,9997	0,9992	0,9626
Modal	9	0,101	0,0002	0,0001	0	1	1	0	0,0003	0,0008	0,0374	1	1	1

Nota: En la imagen se muestra los valores de periodos para cada modo de vibración, la participación de la masa y la rotación en los ejes referentes a cada modo de vibración.

Para el primer modo se obtuvo un valor porcentual de rotación del 0% sobre el eje X, con un periodo de 0.818 segundos, para el segundo modo de vibración se obtuvo un valor porcentual del 0% sobre el eje Y y un periodo de 0.809 segundo. El tercer modo de vibración se genera al rotar alrededor del eje Z con un 83.44%, y un periodo de vibración de 0.69 segundos. Al comparar los valores con los criterios de aceptación que nos impusimos, se comprueba que la estructura cumple dichos criterios, por lo que se procedió a continuar con las verificaciones.

Tabla 26*Desplazamientos de modos de vibración*

	Criterio	Porcentaje	
Modo 1	Traslación eje X	0 %	Cumple
Modo 2	Traslación eje Y	0%	Cumple
Modo 3	Torsión eje Z	83.44%	Cumple

Nota: Chequeo de modos de vibración, según el criterio adoptado.

Deriva de Piso.

Uno de los controles más importantes que se deben considerar al momento de realizar el diseño de una estructura es de las derivas de piso, el cual nos muestra el desplazamiento que se tendrá en cada uno de los pisos de la edificación, según la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 los valores máximos para deriva de piso es de 0.02, para hormigón armado (NEC-SE-DS, 2015). Para determinar el valor de esta deriva, se requiere conocer los valores de las derivas elásticas arrojadas por el programa usado o calculadas a mano, el valor del factor de reducción de resistencia sísmica y un coeficiente igual a 0.75.

$$Deriva_{inelastica} = 0.75 * R * D_{elastica}$$

Tabla 27*Deriva Elástica de piso***TABLE: Story Drifts**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	SX	LinStatic		X	0,004068	1	0	11	8,64
Story3	SY	LinStatic		Y	0,004390	3	15	0	8,64
Story3	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,002887	4	0	0	8,64
Story3	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,002937	1	0	11	8,64
Story2	SX	LinStatic		X	0,005521	1	0	11	5,76
Story2	SY	LinStatic		Y	0,005929	3	15	0	5,76
Story2	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,003896	4	0	0	5,76
Story2	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,003933	1	0	11	5,76
Story1	SX	LinStatic		X	0,003732	1	0	11	2,88
Story1	SY	LinStatic		Y	0,003988	3	15	0	2,88
Story1	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,002626	4	0	0	2,88
Story1	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,002632	1	0	11	2,88

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, los valores de derivas elásticas son debido a la acción de fuerzas sísmicas en sentido X y sentido Y, y al espectro de diseño sísmico en los mismos sentidos.

Con los valores de derivas elásticas por piso obtenidos, se procede a elegir los valores más altos para la dirección X y la dirección Y, obteniendo como resultado de una deriva de 0.005521 en dirección X y una deriva de 0,005929 en dirección Y.

Tabla 28

Deriva inelástica

Dirección	R	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Criterio
X	8	0,00552	3.31%	No Cumple
Y	8	0,00592	3.54%	No Cumple

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC15 en su capítulo de riesgo sísmico (NEC-SE-DS, 2015), nos muestra que los valores máximos permitidos de derivas son del 0.02, por lo cual la configuración propuesta para vigas y columnas no cumple.

Cambio de sección de elementos

Para el nuevo diseño, se consideró las siguientes dimensiones de elementos:

Tabla 29

Dimensiones de Vigas

Piso 1-2-3	Dimensiones (bxh) (cm)
Viga A-B-C-D	25X35
Viga 1-2-3-4-5	25x35
Viga secundaria (losa)	20x20

Tabla 30

Dimensiones de columnas

Columnas	Dimensiones (cm)
A1- A5- D1-D5	30X30
A2-A3-A4-B1-B5-C1-C5-D2-D3-D4-D5	35X35
B2-B3-B4- C2-C3-C4	35X40

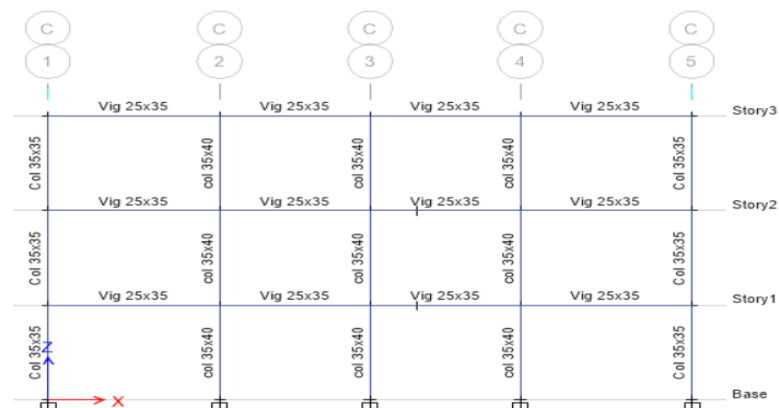
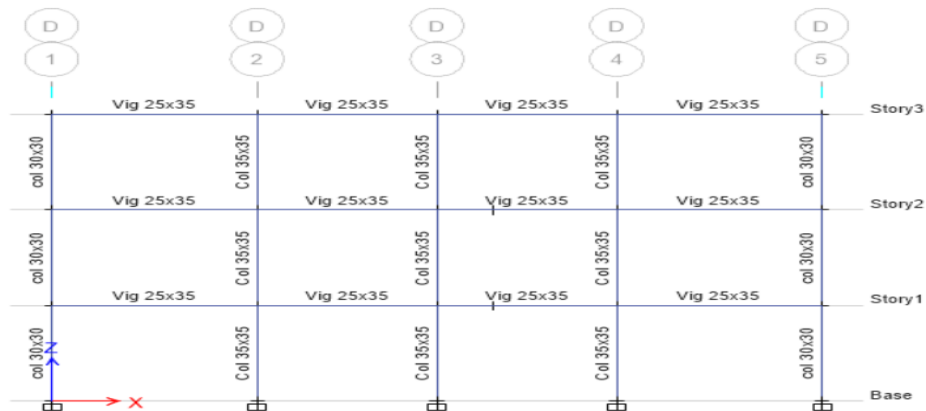
Figura 50*Dimensiones de vigas y columnas eje A**Nota: Extraído de programa computacional ETABS***Figura 51***Dimensiones de vigas y columnas Eje B**Nota: Extraído de programa computacional ETABS***Figura 52***Dimensiones de vigas y columnas Eje C**Nota: Extraído de programa computacional ETABS*

Figura 53

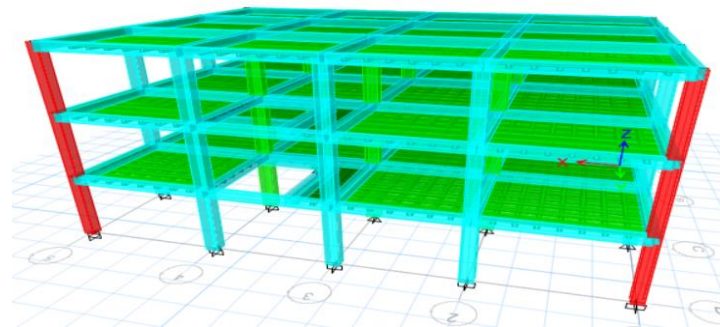
Dimensiones de vigas y columnas Eje D



Nota: Extraído de programa computacional ETABS

Figura 54

Vista en 3D de estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Analizando los valores obtenidos a través del programa se determinó que para el primer modo se obtuvo un valor porcentual de rotación del 0% sobre el eje X con un periodo de 0.553 segundos, para el segundo modo de vibración se obtuvo un valor porcentual del 0% sobre el eje Y, con un periodo de 0.533 segundos, el tercer valor arrojó como resultado un 85.16% con un periodo de 0.484 segundos. Al mirar estos valores podemos concluir que el diseño de la estructura cumple con el criterio propuesto para los tres primeros modos de vibración.

Tabla 31*Participación modal de Masa en estructura*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,553	0	0,8448	0	0	0,8448	0	0,1926	0	0,0002	0,1926	0	0,0002
Modal	2	0,533	0,8427	0	0	0,8427	0,8449	0	0	0,1936	0,0012	0,1926	0,1936	0,0014
Modal	3	0,484	0,0011	0,0002	0	0,8438	0,8451	0	0,0002	0,0007	0,8516	0,1928	0,1942	0,853
Modal	4	0,162	0	0,1208	0	0,8438	0,9659	0	0,7029	0	0,0002	0,8957	0,1943	0,8532
Modal	5	0,156	0,1204	0	0	0,9642	0,9659	0	0,0001	0,6934	0,0013	0,8958	0,8877	0,8544
Modal	6	0,146	0,0013	0,0002	0	0,9656	0,9661	0	0,001	0,0075	0,114	0,8968	0,8952	0,9684
Modal	7	0,086	0	0,0336	0	0,9656	0,9997	0	0,1023	0	0,0002	0,9991	0,8952	0,9687
Modal	8	0,082	0,0305	0,0001	0	0,9961	0,9998	0	0,0002	0,0927	0,0036	0,9993	0,9879	0,9722
Modal	9	0,08	0,0039	0,0002	0	1	1	0	0,0006	0,012	0,0278	0,9999	0,9999	1

Nota: En la imagen se muestra los valores de periodos para cada modo de vibración, la participación de la masa y la rotación en los ejes referentes a cada modo de vibración.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC15, nos dice que el porcentaje de participación de la masa de la estructura, en los diferentes modos de vibración deben debe ser mínimo del 90% (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 32*Desplazamientos de modos de vibración*

	Criterio	Porcentaje	
Modo 1	Traslación eje Y	84.48%	Cumple
Modo 2	Traslación eje X	84.27%	Cumple
Modo 3	Torsión	85.16%	Cumple

Nota: Chequeo de modos de vibración, según el criterio adoptado.

Deriva de Piso.

$$Deriva_{inelastica} = 0.75 * R * D_{elastica}$$

Con los valores de derivas elásticas por piso obtenidos, se procede a elegir los valores más altos para la dirección X y la dirección Y, obteniendo como resultado de una deriva de 0.002385 en dirección X y una deriva de 0,02686 en dirección Y.

Tabla 33

Derivas elásticas de piso

TABLE: Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	SX	LinStatic		X	0,001653	2	15	11	8,64
Story3	SY	LinStatic		Y	0,001849	3	15	0	8,64
Story3	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,001355	4	0	0	8,64
Story3	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,001443	4	0	0	8,64
Story2	SX	LinStatic		X	0,002385	1	0	11	5,76
Story2	SY	LinStatic		Y	0,002686	3	15	0	5,76
Story2	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,001961	4	0	0	5,76
Story2	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,002098	1	0	11	5,76
Story1	SX	LinStatic		X	0,00173	1	0	11	2,88
Story1	SY	LinStatic		Y	0,001967	3	15	0	2,88
Story1	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,00142	4	0	0	2,88
Story1	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,00153	1	0	11	2,88

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, los valores de derivas elásticas son debido a la acción de fuerzas sísmicas en sentido X y sentido Y, y al espectro de diseño sísmico en los mismos sentidos.

Tabla 34

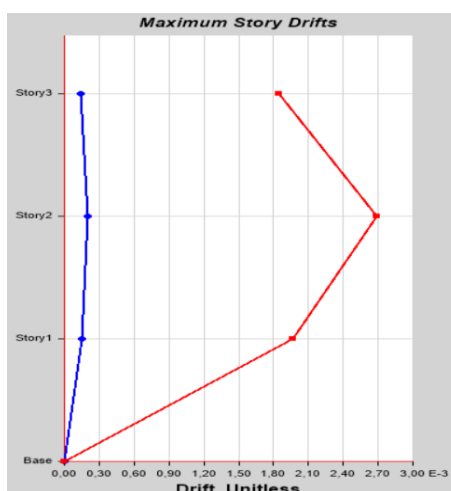
Deriva inelástica

Dirección	R	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Criterio
X	8	0,00238	0,014	Cumple
Y	8	0,00269	0,016	Cumple

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 55

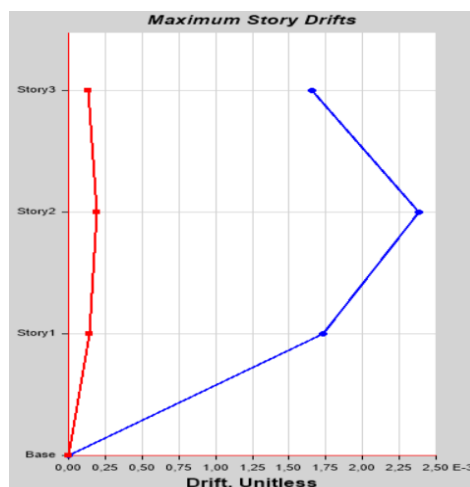
Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.002686 en segundo piso.

Figura 56

Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X



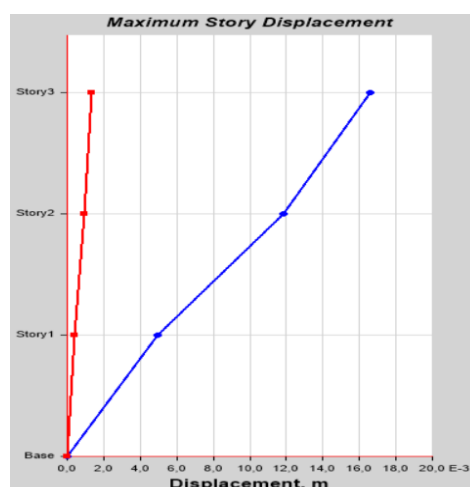
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.002385 en segundo piso.

Desplazamientos.

Un aspecto importante dentro del control estructural es el de desplazamiento, el cual se genera por la falta de rigidez de vigas y columnas, este punto es de mayor importancia al tener estructuras que se construirán junto a otras, debido a que el periodo de vibración de cada una será diferente, generando un potencial riesgo de colapso.

Figura 57

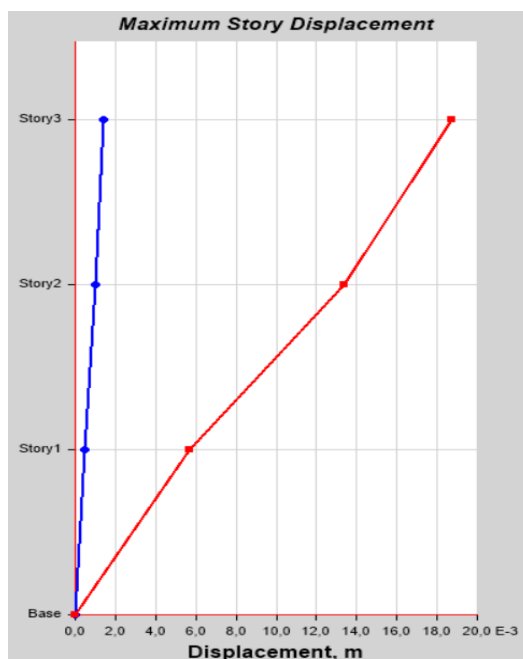
Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, desplazamiento total en el tercer piso de 0.00134 m para el sentido Y, y un desplazamiento de 0.0166 m en sentido X.

Figura 58

Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y



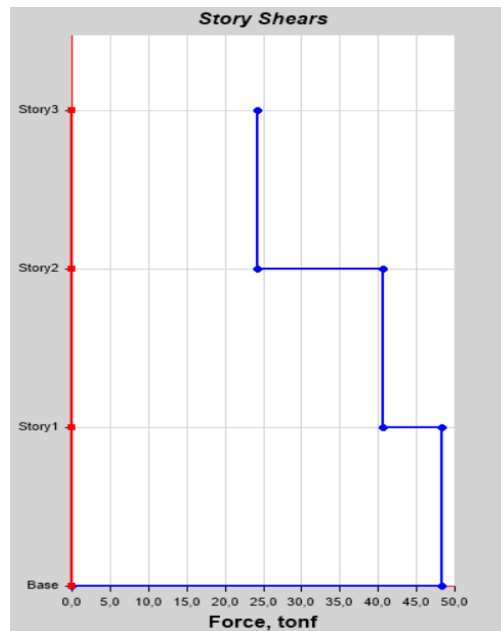
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, desplazamiento total en el tercer piso de 0.00141 m para el sentido X, y un desplazamiento de 0.0187 m en sentido Y.

Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico.

Según la norma ecuatoriana de la construcción NEC15, en su capítulo de peligro sísmico, nos muestra que, para estructuras de hormigón regulares, el valor del cortante dinámico en la base de la estructura no debe ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por un método estático. Para estructuras de hormigón irregulares, el valor del cortante dinámico en la base de la estructura no debe ser menor que el 85% del cortante basal obtenido por un método estático (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 59

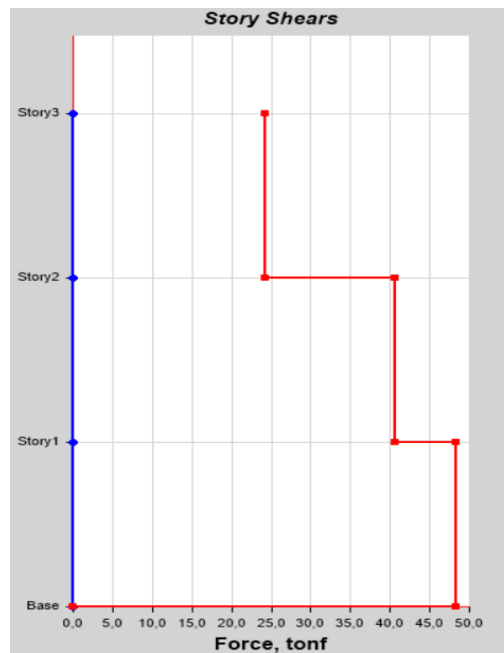
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 48.31 Toneladas.

Figura 60

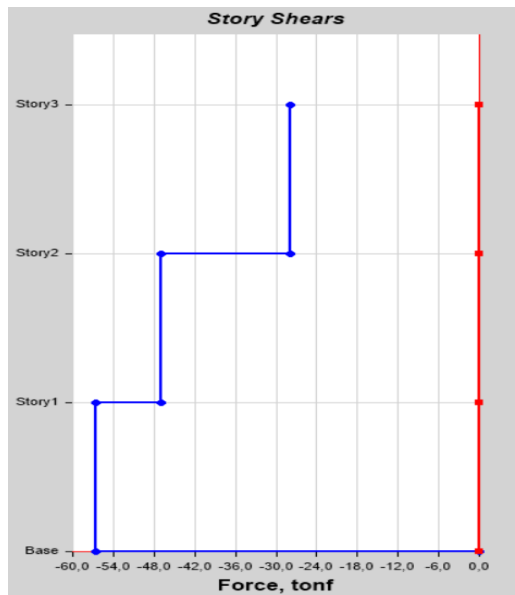
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 48.40 Toneladas.

Figura 61

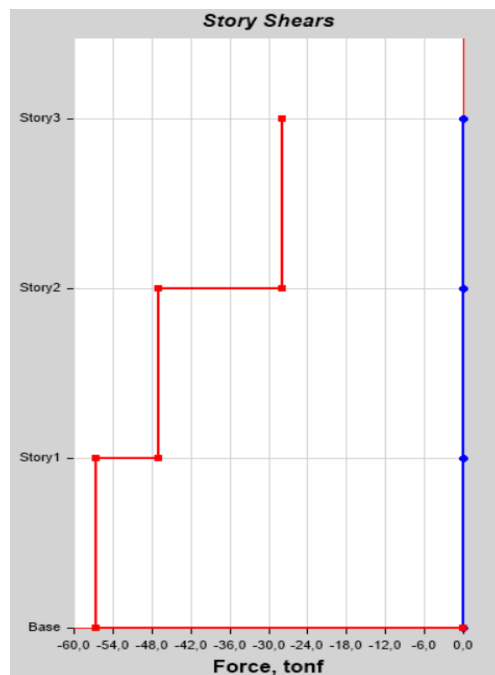
Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 56.62 Toneladas.

Figura 62

Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 56.62 Toneladas.

Tabla 35*Ajuste del cortante basal dinámico*

Dirección	Cortante Dinámico (Toneladas)	Cortante Estático (Toneladas)	Porcentaje (%)	Criterio
X	48,31	56,62	85%	Cumple
Y	48,40	56,62	85%	Cumple

Nota: Los valores obtenidos reflejan que el diseño de la estructura cumple para el criterio de cortante basal dinámico y estático que nos muestra la norma NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

Diseño de Vigas y Columnas

Diseño de Vigas

El acero es parte fundamental del diseño de una estructura de hormigón armado, ya que junto al hormigón son los materiales que soportaran las solicitaciones producidas en la estructura. En nuestro caso procederemos a obtener los armados de estos elementos a partir del programa computacional ETABS, y mediante cálculos evaluar si los valores son correctos o hay que modificarlos.

Como primer paso elegiremos el pórtico en el que las vigas y columnas resisten más cargas, en cada sentido de la estructura, en nuestro caso el pórtico del eje C y el pórtico del eje 4. Para la comprobación del armado y las cuantías de acero se procede a determinar el vano con mayor refuerzo longitudinal, el cual es el que va del eje 4 al eje 5, con un refuerzo longitudinal máximo de 5.52 cm².

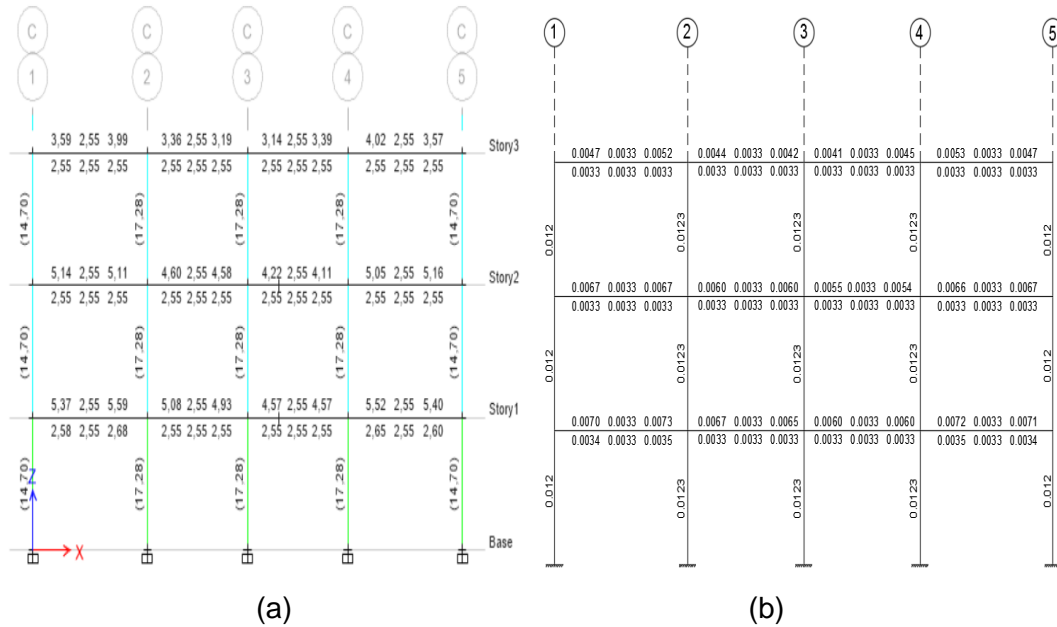
Tabla 36*Designación de momentos y refuerzo por flexión para momentos.*

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}						
	Design Moment tonf-cm	Design P_u tonf	- Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-588,40	0	5,52	0	2,55	5,52
Bottom (-2 Axis)	294,20	0	0	2,65	2,55	2,65

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Figura 63

Refuerzo longitudinal de vigas y columnas, eje C



Nota: (a) elaborado en programa computacional ETABS, se muestra el valor del área de refuerzo longitudinal, (b) elaborado en programa AutoCAD, valores de cuantías de armado para cada elemento del pórtico C.

Diseño a Flexión.

Para el diseño de las vigas se aplicarán las siguientes formulas:

$$k = \frac{Mu}{0.9 * f'c * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{(1 - \sqrt{1 - (2.36 * k)})}{1.18} ;$$

$$As = \rho * b * d$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} ; \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} ; \rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

Cuantía mínima y máxima:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} ; \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.024286$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.003333 \quad ; \quad \rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.012143$$

Viga eje C

$$k = \frac{588.402 * 10^3 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 25\text{cm} * (30.5 \text{ cm})^2} = 0.117133$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{(1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.117133)})}{1.18} = 0.007234$$

$$A_s = 0.007234 * 25 * 30.5 = 5.51 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el valor del refuerzo longitudinal para el mayor momento que se produce en la viga es de 5.51 cm², que es exactamente el mismo que el programa calcula. Se procede a comparar que la cuantía de acero dada, no exceda los límites permisibles para una zona sísmica.

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.003333 < 0.007234 < 0.012143 \quad \therefore \text{cumple}$$

De acuerdo a esto, se determina que el valor obtenido para la cuantía de acero es correcto y se encuentra dentro de los límites permitido. Para la comprobación del refuerzo mínimo, se adopta el valor arrojado por el programa, en este caso 2.55 cm², y se procede a comparar si corresponde a la cuantía mínima de acero necesaria.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{2.55 \text{ cm}^2}{25\text{cm} * 30.5\text{cm}} = 0.00333$$

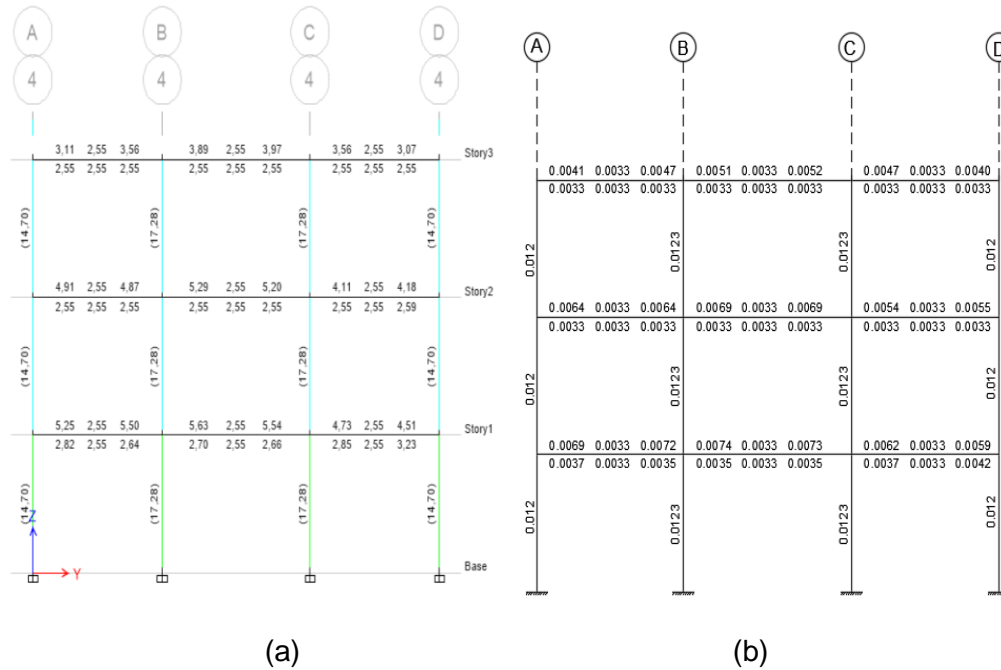
$$\rho = \rho_{min} = 0.003333$$

De la comprobación se determina que el acero mínimo requerido es el adecuado, y se aceptan los valores dados por el programa, para este eje.

Para la comprobación del armado y las cuantías de acero se procede a determinar el vano con mayor refuerzo longitudinal, el cual es el que va del eje B al eje C, con un refuerzo longitudinal máximo de 5.63 cm².

Figura 64

Refuerzo longitudinal de vigas y columnas, eje 4



Nota: (a) elaborado en programa computacional ETABS, se muestra el valor del área de refuerzo longitudinal, (b) elaborado en programa AutoCAD, valores de cuantías de armado para cada elemento del pórtico.

Tabla 37

Designación de momentos y refuerzo por flexión para momentos.

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}						
	Design Moment tonf-cm	Design P_u tonf	-Moment Rebar cm^2	+Moment Rebar cm^2	Minimum Rebar cm^2	Required Rebar cm^2
Top (+2 Axis)	-599,12	0	5,62	0	2,55	5,63
Bottom (-2 Axis)	299,56	0	0	2,7	2,55	2,7

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Viga eje 4:

$$k = \frac{599.12 * 10^3 \text{ kg} * \text{cm}}{0.9 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 25\text{cm} * (30.5 \text{ cm})^2} = 0.119267$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{(1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.119267)})}{1.18} = 0.007377$$

$$A_s = 0.007377 * 25 * 30.5 = 5.62 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el valor del refuerzo longitudinal para el mayor momento que se produce en la viga es de 5.63 cm², que es exactamente el mismo que el programa calcula.

Con lo que respecta a la cuantía de acero, se compara que no exceda los límites permitidos.

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.003333 < 0.00737 < 0.012143 \quad \therefore \text{cumple}$$

De acuerdo a esto, se determina que el valor obtenido para la cuantía de acero es correcto y se encuentra dentro de los límites permitidos.

De la comparación de los resultados obtenidos, mediante el programa computacional ETABS, y los cálculos realizados, se puede determinar que los valores de cuantía se encuentran dentro de los límites permitidos, por esta razón se acepta el refuerzo longitudinal propuesto por el programa.

Diseño por corte.

Para el diseño a corte de las vigas se procede a realizar los cálculos correspondientes, aplicando los parámetros que estipula la NEC15 Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM, 2015).

Tabla 38

Diámetros de acero de refuerzo

Tipo	Diámetro mínimo de barra, db	Diámetro máximo de barra, db
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre para mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM, 2015)

El acero de refuerzo por cortante se lo realiza a capacidad, esto debido a los momentos que se generan en los extremos de la viga analizada, debido a la cantidad de acero colocada. El primer paso es elegir el espaciamiento y la longitud en la que se aplicaran los estribos. Para esto la NEC15 Estructuras de

hormigón (NEC-SE-HM, 2015) nos dice que se debe colocar refuerzo por confinamiento en una longitud máxima de $2h$, donde el primer estribo se coloca a 50 mm de la cara del miembro de apoyo.

Longitud de confinamiento y separación de estribos

$$l = 2 * h = 2 * 0.35 = 0.70 \text{ m}$$

$$s = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 6 * \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{30.5}{4} = 7.6 \text{ cm} \\ 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. ; \quad s = 7 \text{ cm}$$

Cálculo de cortante que se aplica en los extremos de la viga debido a momentos

$$V = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right)$$

Donde $M_{i-}+M_{j+}$ equivalen a los momentos negativos que resiste la viga en el inicio y el final de la misma, $M_{i+}+M_{j-}$ equivalen a los momentos positivos que se generan al inicio y el final de la viga, L es la luz libre del elemento. Para el cálculo se usa el área de refuerzo longitudinal propuesto.

Viga eje C:

Tabla 39

Área de refuerzo longitudinal, viga eje C

Eje	Refuerzo longitudinal	
	Área de acero superior (cm ²)	Área de acero inferior (cm ²)
A-D	6.16	3.08

Nota: Se detalla el área de refuerzo longitudinal superior e inferior, propuesto para la viga que conforma el tramo 4-5 del eje C.

$$M_u = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) ; \quad a = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Tabla 40*Momentos aplicados en los extremos de viga*

	As (cm²)	α	fy (kg/cm²)	f'c (kg/cm²)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	Mu (t*m)
Superior i (-)	6,16	1,25	4200	240	25	30,5	6,34	8,84
Superior j (-)	6,16	1,25	4200	240	25	30,5	6,34	8,84
Inferior i (+)	3,08	1,25	4200	240	25	30,5	3,17	4,67
Inferior j (+)	3,08	1,25	4200	240	25	30,5	3,17	4,67

Nota: Valores obtenidos para momentos producidos en extremo de viga.

Con los valores de momentos calculados se procede a obtener el cortante que los mismos producen.

$$Vh = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right)$$

$$Vh = \left(\frac{8.84 + 4.67}{3.60}; \frac{8.84 + 4.67}{3.60} \right)$$

$$Vh = (3.75 T; 3.75 T)$$

$$Vh = 3.75 T$$

El cortante que soporta la viga en los extremos, viene dado por la suma del cortante producido por los momentos (cortante hiperestático) y el cortante que produce las cargas que se aplican al elemento.

$$V = Ve + Vh$$

$$Ve = 3.95 T \text{ (Tomado de programa computacional ETABS)}$$

$$Vu = 3.75 + 3.95 = 7.7 T$$

$$Vp \geq 0.5Vu$$

$$3.75 \geq 0.5 * 7.7$$

$$3.75 \geq 3.85 \quad \therefore \text{No Cumple, por lo tanto } Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{240} * 25 * 30.5 = 6.26 T$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc; \phi = 0.6; s = 7 \text{ cm}$$

$$V_s = 12.83 - 6.26 = 6.57 T$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{V_s}{f_y * d};$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{6.57 * 10^3 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30.5 \text{ cm}} = 0.0513 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}};$$

$$Av = 0.0513 * 7 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$Av = 0.36 \text{ cm}^2 ; \#ramas = 2$$

$$Av = \frac{0.36 \text{ cm}^2}{2} = 0.174 \text{ cm}^2$$

La NEC15, plantea como diámetro mínimo de estribo, una barra de 10 mm.

$$\frac{\pi * 1.0^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 * 2 \text{ ramas} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$Av = 1.571 \text{ cm}^2 > 0.174 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Al revisar los valores obtenidos, se puede determinar que el área de acero de un estribo de diámetro 10 mm es suficiente para cubrir las solicitaciones del elemento analizado.

Armadura de refuerzo por cortante para vigas:

$$1 E \emptyset 10 \text{ mm} @ 7 \text{ cm}$$

Cuantía mínima de acero de refuerzo por corte:

$$Av_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} \\ 0.35 \frac{b * s}{f_y} \end{array} \right.$$

$$Av_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 * \sqrt{240} * \frac{25 * 10}{4200} = 0.0572 \\ 0.35 \frac{25 * 10}{4200} = 0.0208 \end{array} \right.$$

$$Av_{min} = 0.0208 \text{ cm}^2$$

$$Av > Av_{min}$$

$$1.571 \text{ cm}^2 > 0.0208 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{cumple}$$

Para el cálculo, se eligió la combinación de momentos que genere mayores esfuerzos en las vigas, al realizar el análisis se pudo comprobar que el diámetro elegido para los estribos es suficiente para suplir estos esfuerzos, por lo que se procede a elegir este diámetro para todos los elementos tipo viga.

Tabla 41

Refuerzo longitudinal y por corte en vigas

REFUERZO EN VIGAS							
Refuerzo longitudinal				Refuerzo por corte			
Eje	Área de acero superior (cm ²)	Área de acero inferior (cm ²)	Armado		Área de acero (cm ²)	Separación (cm)	Armado
			Superior	Inferior			
A-D	4.67	3.08	3Φ14mm	2Φ14mm	1.005	7	1E Φ10mm
B-C	6.16	3.08	4Φ14mm	2Φ14mm	1.005	7	1E Φ10mm
1-5	4.62	3.39	3Φ14mm	3Φ12mm	1.005	7	1E Φ10mm
2-3-4	6.16	3.39	4Φ14mm	3Φ12mm	1.005	7	1E Φ10mm

Nota: En la tabla se detalla el armado longitudinal, superior e inferior, y la armadura por corte de las vigas, el número de varillas y el diámetro de cada una.

Diseño de Columnas

Para el diseño de columnas y la comprobación de los datos arrojados por el programa, se elige la columna más crítica, en este caso tenemos las columnas centrales de la parte inferior de la estructura. Para este cálculo se elige el pórtico C, la columna que se encuentra en la intersección de dicho eje, con el eje 4. La armadura longitudinal propuesta para cada columna e ingresada al programa es la siguiente:

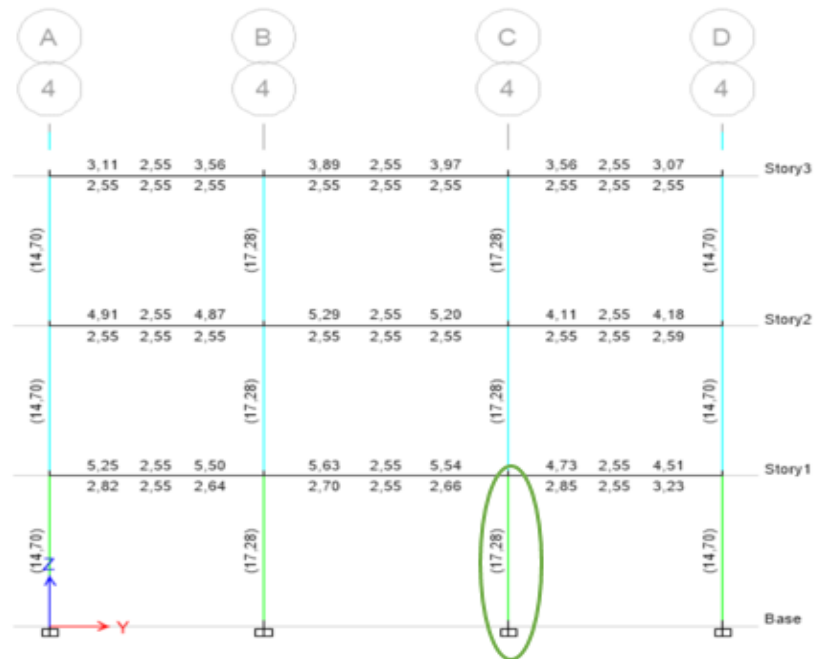
Tabla 42

Dimensiones de columnas

Columnas	Dimensiones (cm)	As (cm ²)	#varillas	Diámetro (mm)
A1- A5- D1-D5 A2-A3-A4-B1-B5	30X30	16.09	8	16
C1-C5-D2-D3-D4- D5	35X35	20.34	8	18
B2-B3-B4- C2-C3- C4	35X40	25.45	10	18

Figura 65

Refuerzo longitudinal de columna C4



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Tabla 43

Cargas aplicadas a la columna C4

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-cm	Design M_{u3} tonf-cm	Minimum M_2 tonf-cm	Minimum M_3 tonf-cm	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
40,53	736.01	-110.41	104.33	110.41	1,23	0,62

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

El primer paso es comprobar que los resultados arrojados por el programa son correctos, para lo cual se determinara el valor de P_u , M_u2 y M_u3 .

$$M_{min} = P_u * (1.5 + 0.03 * h); P_u = 40.351 T$$

$$P_{u_{calculado}} = Q_s * \text{área} * \#pisos; Q_s = 1.016 \frac{T}{m^2}; \text{área} = 14.06 m^2; \#pisos = 3$$

$$P_{u_{calculado}} = 1.016 * 14.06 * 3 = 42.85 T$$

$$M_{2_{min}} = 40.351 * (1.5 + 0.03 * 35) = 102.895 T * m$$

$$M_{3_{min}} = 40.351 * (1.5 + 0.03 * 40) = 108.94 T * m$$

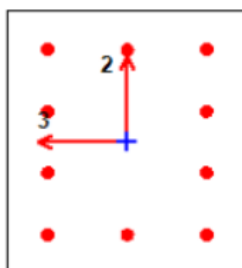
Al comparar los resultados obtenidos mediante un cálculo, con los que el programa arroja se puede determinar que el modelo realizado esta bien, por lo que se acepta los valores arrojados por el programa.

Diseño a flexo-compresión.

En el diseño de elementos que se encuentran sometidos a compresión, no solo debe considerarse los efectos que producen las cargas axialmente, si no también considerar la acción de los momentos flectores que se produce al generar compresión en un elemento, esto hace que se considere muy importante el estudio simultaneo de estas dos acciones (Romo, 2008). El acero propuesto para la columna C4, es de 10 varillas fi de 18 milímetros, 3 de estas varillas en cada cara del lado corto del elemento, y 4 varillas en cada cara del lado largo.

Figura 66

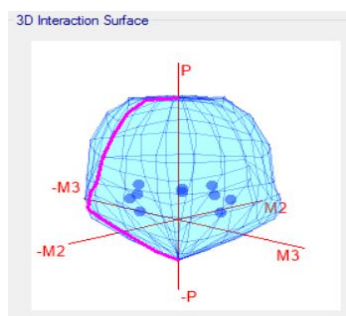
Distribución de armadura longitudinal en columna C4



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, dirección 2 equivalente al lado largo de elemento con 40 cm y dirección 3 equivalente al lado corto del elemento con 35 cm.

Figura 67

Diagrama de flexo-compresión biaxial, columna C4



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se puede observar que el armado propuesto para la columna es suficiente para soportar las cargas aplicadas sobre la columna.

Cuantía de acero.

Según la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 en su capítulo de estructuras de hormigón armado, nos muestra que la relación entre el refuerzo longitudinal y el área gruesa del elemento a flexo-compresión, debe ser mayor o igual a 0.01 y menor o igual a 0.03 (NEC-SE-HM, 2015).

Tabla 44

Límites de cuantía longitudinal en elementos a flexo-compresión

Valores límite de cuantía longitudinal

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

ρ_g = Área de refuerzo longitudinal

A_g = Área bruta de la sección.

Nota: Adaptado de NEC15 Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM, 2015)

Tabla 45

Cuantía longitudinal de columnas

Dimensiones (cm)	As (cm ²)	Cuantía	Criterio NEC15
30X30	10.68	0.0119	Cumple
35X35	14.70	0.0120	Cumple
35X40	17.29	0.0124	Cumple

Nota: En la tabla se muestra los valores de cuantía longitudinal según los datos ingresados al programa, las mismas que fueron comparadas con el criterio de aceptación según la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 (NEC-SE-HM, 2015).

Armadura de Confinamiento.

Todo elemento sometido a flexo-compresión, debe poseer confinamiento que provea un sustento para resistir los esfuerzos cortantes y por torsión, así como impedir el pandeo del refuerzo longitudinal en la columna (NEC-SE-HM, 2015). La colocación de la armadura de confinamiento se da en una longitud L_o , la cual se determina de la siguiente manera:

$$L_o \geq \begin{cases} \frac{\text{Luz libre del elemento}}{6} \\ \text{máxima dimensión de la sección transversal} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

Aplicando estas fórmulas se determina que la longitud mínima de confinamiento del elemento es de 450 mm

Se procede a calcular la separación entre estribos dentro de la longitud de confinamiento L_o .

$$S_o \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6 * \text{diámetro de barra longitudinal de menor diámetro} \end{cases}$$

$$S_o \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 84 \text{ mm} \end{cases}$$

Al realizar los cálculos correspondientes se obtiene que la separación en la zona de confinamiento es de 80 mm, el primer estribo se debe colocar a una distancia de 50 mm de la cara del nudo entre viga y columna (NEC-SE-HM, 2015) El acero de refuerzo mínimo de estribos se determina al elegir el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$A_{sh} = \text{mayor valor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 * s * bc * f'c}{fy} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ \frac{0.09 * s * bc * f'c}{fy} \end{array} \right.$$

$bc =$ Dimensión medida entre los bordes extremos del refuerzo transversal

Se procede a calcular el refuerzo transversal en las dos direcciones de la columna:

Sentido Y=35 cm:

$$Ash = \text{mayor valor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 * 10 * 27 * 240}{4200} * \left(\frac{35 * 40}{27 * 32} - 1 \right) = 2.29 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.09 * 8 * 27 * 240}{4200} = 1.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$Ash = 2.29 \text{ cm}^2$$

Para esta área de acero se propone lo siguiente:

$$1E\emptyset 12 \text{ mm} + 1V \emptyset 10 \text{ mm}$$

Sentido X=40 cm:

$$Ash = \text{mayor valor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3 * 10 * 32 * 240}{4200} * \left(\frac{35 * 40}{27 * 32} - 1 \right) = 2.72 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.09 * 8 * 32 * 240}{4200} = 1.32 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$Ash = 2.72 \text{ cm}^2$$

Para esta área de acero se propone lo siguiente:

$$1E\emptyset 12 \text{ mm} + 1V \emptyset 10 \text{ mm}$$

Diseño por Corte.

Para el cálculo del refuerzo por corte, se calculará al igual que las vigas a través de la capacidad de la columna. El primer paso es determinar el cortante producido por el momento que aporta la viga, en nuestro caso esto lo calculamos anteriormente, además la columna no posee la componente del cortante producida por las cargas gravitacionales, obteniendo como resultado.

$$Vh = \frac{M_i + M_j}{L};$$

M_i = Momento actuante generado por la viga de la izquierda

M_d = Momento actuante generado por la viga de la derecha

$$Vh = \frac{8.84 + 4.67}{2.88};$$

$$Vh = 4.69 \text{ T}$$

$$V = Vh$$

$$Vu = Vh = 4.69 \text{ T}$$

$$V_p \geq 0.5V_u$$

$$4.69 \geq 0.5 * 4.69$$

$$4.69 \geq 2.35 \quad \therefore \text{Cumple, por lo tanto } V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}; \phi = 0.6; s = 7 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{4.69}{0.6} = 7.82 \text{ T}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d};$$

Sentido X=45 cm

$$\frac{A_v}{s} = \frac{7.82 * 10^3 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30.5 \text{ cm}} = 0.061 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}};$$

$$A_v = 0.061 * 8 = 0.48 \text{ cm}^2$$

Sentido Y=35 cm

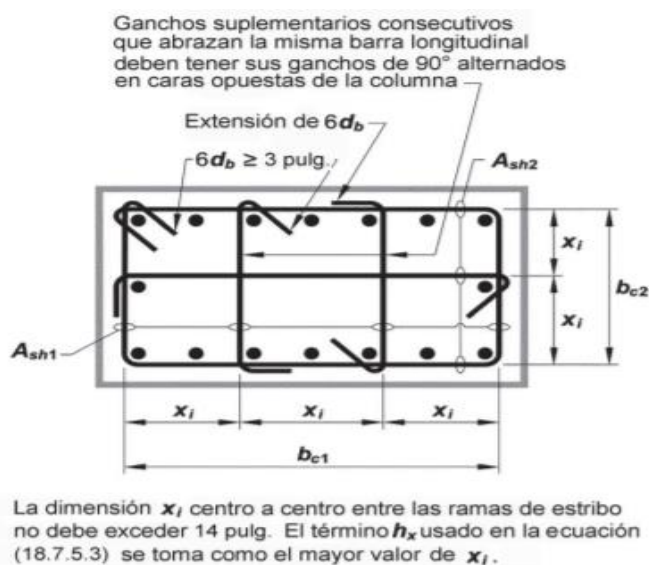
$$\frac{A_v}{s} = \frac{7.82 * 10^3 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30.5 \text{ cm}} = 0.061 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}};$$

$$A_v = 0.061 * 8 = 0.061 \text{ cm}^2$$

Al comparar los valores de refuerzos necesarios para que la columna resista el cortante, con los obtenidos para confinamiento, se puede determinar que el refuerzo calculado anteriormente satisface estos requerimientos de corte, por lo que se acepta los valores obtenidos. Para el espaciamiento entre ganchos, la norma ACI 318-14 nos dice que estos no pueden superar una distancia máxima de 14 pulgadas o 350 mm, sin mencionar una longitud mínima. A continuación se presenta una figura del armado de ganchos según los requisitos del ACI 3018-14 (ACI 318SUS-14, 2014).

Figura 68

Ejemplo de Refuerzo transversal en columnas



Nota: Extraído de ACI 318-14 (ACI 318SUS-14, 2014), en la tabla se detalla el armado transversal de una columna.

Tabla 46

Refuerzo longitudinal y por confinamiento en columnas

REFUERZO EN COLUMNAS						
Columna	Refuerzo longitudinal				Confinamiento	
	Base (Y) (cm)	Altura (X)	Armado en cada cara		Sentido Y	Sentido X
			Esquinas	Centro		
A1- A5- D1-D5	30	30	4Φ14mm	4Φ12mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm
A2-A3- A4-B1- B5	35	35	4Φ18mm	4Φ12mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm
C1-C5- D2-D3- D4-D5	35	40	4Φ16mm	6Φ14mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm 1VΦ10mm

Nota: En la tabla se detalla el armado longitudinal, en todas las caras de la columna, y la armadura por confinamiento, el número de varillas y el diámetro de cada una.

Análisis Estático No Lineal PUSHOVER

Después de validar los datos obtenidos y comprobar que el modelamiento de la estructura en el programa computacional es correcto, se procede a realizar el análisis estático no lineal mediante el método de Pushover, este método nos permitirá obtener la curva de capacidad de la estructura y determinar en qué rango está trabajando la misma ante la acción de un sismo. Como primer paso para realizar el Pushover, se procede a determinar las cargas laterales actuantes en la estructura.

Del programa se toma el peso de la estructura, el cual nos arroja un valor de 380.51 T. Con este valor se procede a calcular el cortante basal de diseño.

$$V = 0.1488 * 380.51 = 56.62 T$$

Con estos valores se procede a calcular la distribución del cortante en cada piso, para lo cual se necesita el valor del peso de cada piso. Para después, calcular la fuerza lateral aplicada a cada piso.

Tabla 47

Masa de estructura por piso

Story	UX	UY	UZ	Aceleración	Peso
	tonf-s ² /cm	tonf-s ² /cm	tonf-s ² /cm	(cm/s ²)	(T)
Story3	0,13	0,13	0	980,67	124,22
Story2	0,13	0,13	0	980,67	128,15
Story1	0,13	0,13	0	980,67	128,15

Nota: Adaptado de programa computacional ETABS.

Tabla 48

Fuerzas laterales calculadas

Piso	Peso (T)	altura (m)	peso*altura	Porcentaje	Vb (T)	Vi (T)	Fi/piso
3	124,27	8,64	1073,22	49%	56,62	27,87	27,87
2	128,15	5,76	738,13	34%	56,62	19,17	47,04
1	128,15	2,88	369,07	17%	56,62	9,58	56,62

Nota: En la tabla se visualiza los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso.

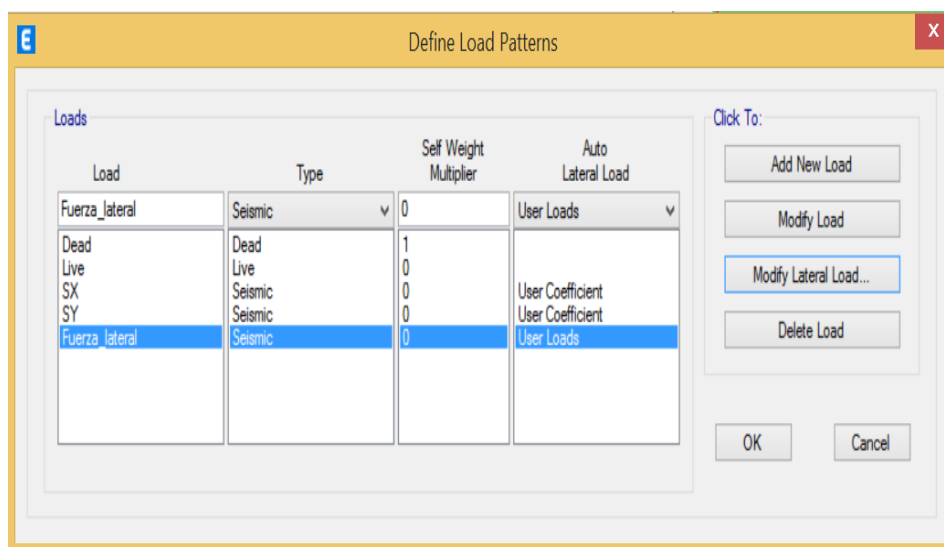
Tabla 49*Fuerzas laterales*

Story	Output Case	VX	VY
		tonf	tonf
Story3	SX	-27,87	0
Story3	SY	0	-27,87
Story2	SX	-47,04	0
Story2	SY	0	-47,04
Story1	SX	-56,62	0
Story1	SY	0	-56,62

Nota: En la tabla se muestra los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso de la estructura.

Al comparar los resultados calculados con los obtenidos por el programa ETABS, se puede apreciar que no tienen variación por lo que se acepta los resultados arrojados por el programa.

Con las cargas laterales calculadas, se procede a crear nuestro patrón de carga en el programa

Figura 69*Definición de patrón de carga lateral*

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Figura 70

Definición de fuerza lateral en cada piso de la estructura

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-cm
Story3	D3	27.869	0	0
Story2	D2	19.167	0	0
Story1	D1	9.584	0	0

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Al generar este nuevo patrón, el programa automáticamente crea un nuevo caso de carga para este patrón, con estos casos generados, se procede a crear un nuevo estado de carga, que será del tipo no lineal, este estado de carga es conocido como carga gravitacional no lineal, que es la respuesta que tiene la estructura ante la acción de las cargas laterales, para este estado de carga se multiplicara por un factor de 1.1 la carga muerta y 0.25 la carga viva.

Figura 71

Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL)

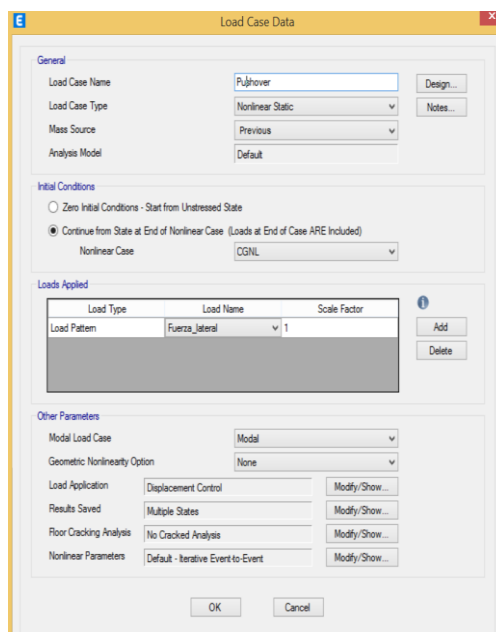
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern Dead		1.1
Load Pattern Live		0.25

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

A continuación, se procede a crear un estado de carga que corresponde al análisis estático no lineal Pushover, al que llamaremos Pushover, este estado de carga será del tipo no lineal, se aplicará a las cargas laterales con un factor de 1, además continuará a partir del estado de carga gravitacional no lineal.

Figura 72

Definición de caso de carga Pushover



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Con los estados de carga listos, se continua a definir el acero superior e inferior de las vigas, de acuerdo al siguiente cuadro.

Tabla 50

Refuerzo longitudinal de vigas

Refuerzo longitudinal				
Eje	Área de acero superior (cm ²)	Área de acero inferior (cm ²)	Armado	
			Superior	Inferior
A-D	4.62	3.08	3Φ14mm	2Φ14mm
B-C	6.12	3.08	4Φ14mm	2Φ14mm
1-5	4.62	3.39	3Φ14mm	3Φ12mm
2-3-4	6.16	3.39	4Φ14mm	3Φ12mm

Nota: En la tabla se detalla el armado longitudinal, superior e inferior, para ingreso en programa computacional ETABS.

Figura 73

Definición de acero de refuerzo longitudinal de vigas, eje 2-3-4

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la imagen se muestra el acero de refuerzo superior e inferior en vigas de los ejes 2, 3 y 4.

Por último, se define y asigna las rotulas plásticas a los elementos, para lo cual se asume un que la rótula plástica se formara en el 5% y el 95% de la longitud del elemento. Para el diseño de las rotulas en vigas se tomará en consideración las cargas generadas por el caso de carga gravitacional no lineal mientras que para columnas se considera que las rotulas se generan a partir del estado de carga Pushover.

Figura 74

Definición de ubicación de rotulas plásticas en vigas

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto	Relative to clear length	0,95	
Auto M3	Relative to clear length	0,05	
Auto M3	Relative to clear length	0,95	

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se muestra la ubicación relativa que tendrá la rótula plástica en el elemento, 5% y 95% del mismo.

Figura 75

Definición de parámetros

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia los parámetros que considerará el programa para realizar el cálculo de las rotulas plásticas, así como el estado que se aplicará.

Figura 76

Definición de ubicación de rotulas plásticas en columnas

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto P-M3	Relative to clear length	0,05	
Auto P-M3	Relative to clear length	0,95	

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se muestra la ubicación relativa que tendrá la rótula plástica en el elemento, 5% y 95% del mismo.

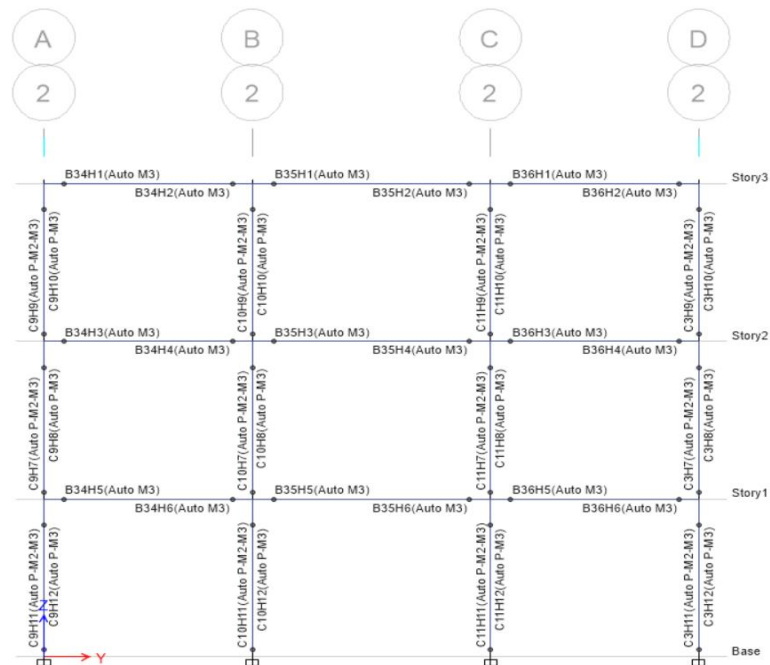
Figura 77

Definición de parámetros

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia los parámetros que considerará el programa para realizar el cálculo de las rotulas plásticas, así como el estado que se aplicará.

Figura 78

Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje 2

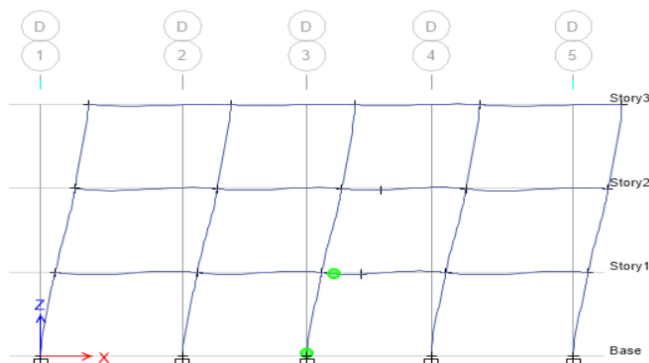


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Resultados

Figura 79

Formación de primeras rótula plástica



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en esta figura se aprecia la formación de las primeras rotulas plásticas en vigas y columnas.

Al analizar los resultados obtenidos podemos apreciar que la primera rotula plástica se forma en una viga y columna, con un desplazamiento de 0.68 cm del primero piso. El generar un rotula plástica en las primeras instancias del modelo es un problema que permite la pérdida de capacidad de la estructura y genera inestabilidad. Para suplir este problema se cambia el armado de las columnas, por el que se muestra a continuación.

Tabla 51

Refuerzo de columnas definitivo

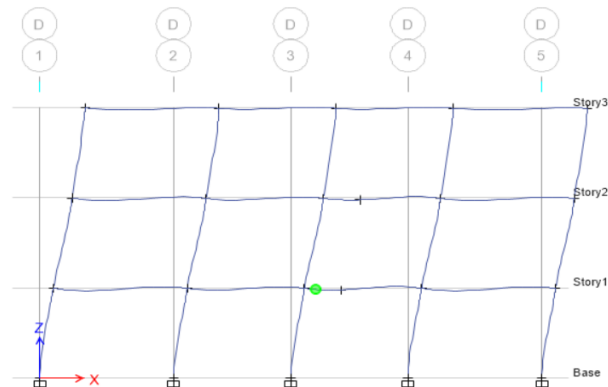
REFUERZO EN COLUMNAS							
Columna	Refuerzo longitudinal				Confinamiento		
	Base (Y) (cm)	Altura (X)	Armado en cada cara		Sentido Y	Sentido X	
			Esquinas	Centro			
A1- A5- D1-D5	30	30	4Φ16mm	4Φ16mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	
A2-A3- A4-B1- B5	35	35	4Φ18mm	4Φ18mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	
C1-C5- D2-D3- D4-D5 B2-B3- B4- C2- C3-C4	35	40	4Φ20mm	6Φ20mm	1EΦ12mm +1VΦ10mm	1EΦ12mm 1VΦ10mm	

Nota: Se detalla el armado longitudinal y transversal de las columnas, cada estribo con una separación de 8 cm dentro de la zona de confinamiento.

Con la asignación del nuevo armado longitudinal de columnas, se procede a generar los nuevos resultados.

Figura 80

Formación de primeras rótula plástica

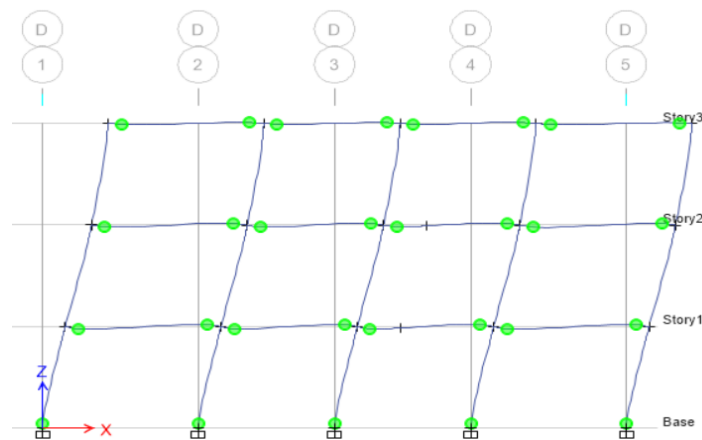


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en esta figura se aprecia la formación de las primeras rotulas plásticas en vigas y columnas.

Al analizar los resultados obtenidos podemos apreciar que la primera rotula plástica se forma en una viga, con un desplazamiento de 0.70 cm del primero piso. Después de comparar los valores arrojados por el programa, se observa como la primera rotula solo se genera en la viga, satisfaciendo las necesidades de seguridad estructural.

Figura 81

Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas

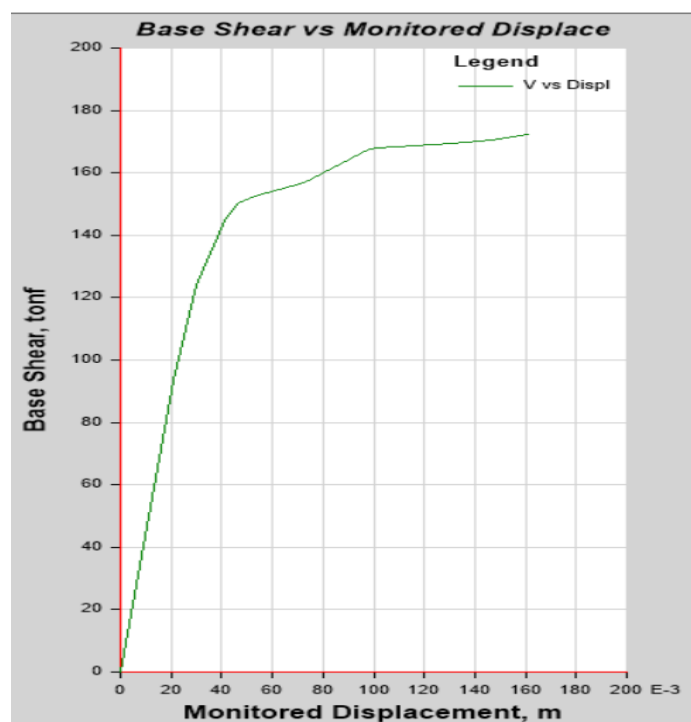


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas, en cuarto paso

Como se aprecia al observar los resultados, la estructura se comporta de forma correcta, generando rotulas plásticas primero en las vigas y después en las columnas, las rotulas plásticas se formaron en la base de todas las columnas del primer piso, en un desplazamiento de 4.68 cm, de la azotea. La forma más efectiva de controlar la formación de rotulas plásticas es la colocación de acero de refuerzo longitudinal en la zona de creación de la misma, así como también se puede colocar un área de acero de confinamiento mayor.

Figura 82

Curva de Capacidad de estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la curva de capacidad de la estructura, la cual está compuesta por el cortante aplicada en la base de la estructura en función al desplazamiento que el mismo produce.

Dentro del análisis se puede enmarcar el desempeño de la estructura en función de los desplazamientos máximos que tienen, siendo estos: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Pre-colapso y Colapso.

Niveles de desempeño de la estructura.

Operacional: Es el nivel de desempeño en el cual la estructura no sufre daños, o estos son significativamente bajos, se produce en el primer punto de inflexión de la curva de capacidad.

Ocupación inmediata: Se refiere al rango en el cual las vigas y columnas, sufren daños mínimos en sus elementos, generando una pequeña pérdida en la resistencia de los elementos afectados. Se produce en el segundo punto de inflexión de la curva de capacidad.

Seguridad de Vida: Este nivel, se refiere al momento en el cual los elementos estructurales sufren daños, que pueden requerir un reforzamiento de dichos elementos antes de la reocupación de la estructura. Se produce en el tercer punto de inflexión de la curva de capacidad.

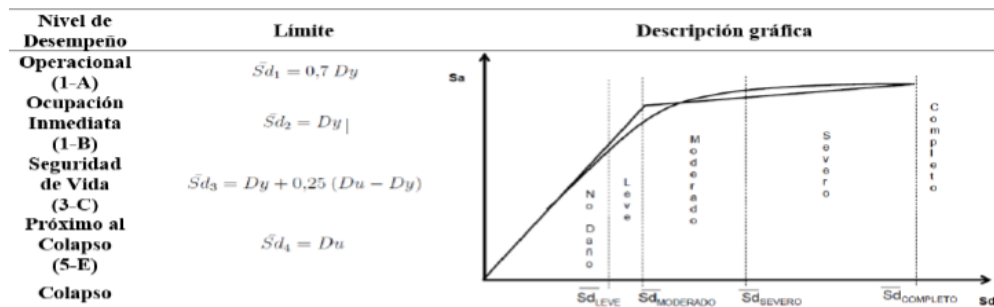
Pre-Colapso: Se genera cuando los elementos estructurales están comprometidos significativamente, se observa fisuras de gran tamaño en los elementos o desprendimientos de los mismos, esto produce una pérdida de rigidez y resistencia significativa de la estructura, los elementos aun soportan la acción de cargas. Se presenta en el cuarto punto de inflexión de la curva de capacidad.

Colapso: Este nivel de desempeño, se refiere al momento en el cual los elementos estructurales pierden soporte, se presenta un desplome total o parcial de la estructura. Se presenta en el quinto punto de inflexión de la curva de capacidad.

De lo expuesto anteriormente se puede determinar los desplazamientos en los cuales se encuentra la estructura. Para esto tendremos en cuenta la tabla que se muestra a continuación, la cual mediante un modelo bilineal de la curva de capacidad nos permite determinar los rangos para el desempeño que tendrá la estructura.

Figura 83

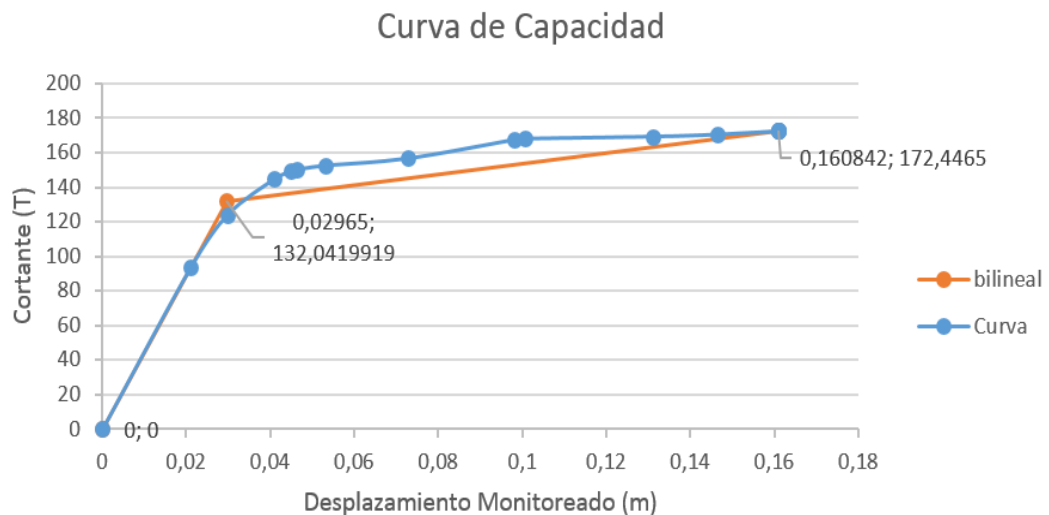
Rangos para el nivel de desempeño de una estructura



Nota: Extraído de (Villalba, Guaygua, López, & Verduga, 2020) , se muestra los rangos límites de desplazamiento para cada nivel de desempeño.

Figura 84

Curva de capacidad de la estructura



Para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad el primer paso fue generar un punto A, arbitrario, el cual corresponde al punto de cedencia (Dy), lo siguiente fue calcular el área bajo la curva de los dos modelos. El modelo bilineal es aceptado cuando el área que genera bajo la curva es igual al área bajo la curva que genera el modelo de la curva de capacidad general, para esto se realizan varias iteraciones con el punto de cedencia hasta encontrar la ubicación que satisfaga la afirmación mencionada.

Al analizar la curva de capacidad se puede determinar que la estructura trabaja en un rango elástico, hasta alcanzar un desplazamiento máximo del último piso de 2.10 cm soportando una carga en este punto de 93.57 T, a partir de este valor la estructura pierde rigidez, se presenta agrietamientos y la estructura trabaja en un rango inelástico, en el cual los elementos sufren daños que requiere la intervención y reforzamiento de los mismos.

El desempeño de la estructura viene dado como respuesta a la generación de las rotulas plásticas en cada elemento, el cálculo de los niveles de desempeño, se determinada por los desplazamientos que tiene la estructura, al generar un modelo bilineal de la curva de capacidad, en este caso el desplazamiento de fluencia (d_y), y el desplazamiento último (d_u).

El resultado obtenido para que se produzca la primera falla es de 2.97 cm mientras que para el colapso se tiene un desplazamiento ultimo de 16.08 cm.

Tabla 52

Nivel de desempeño de la estructura

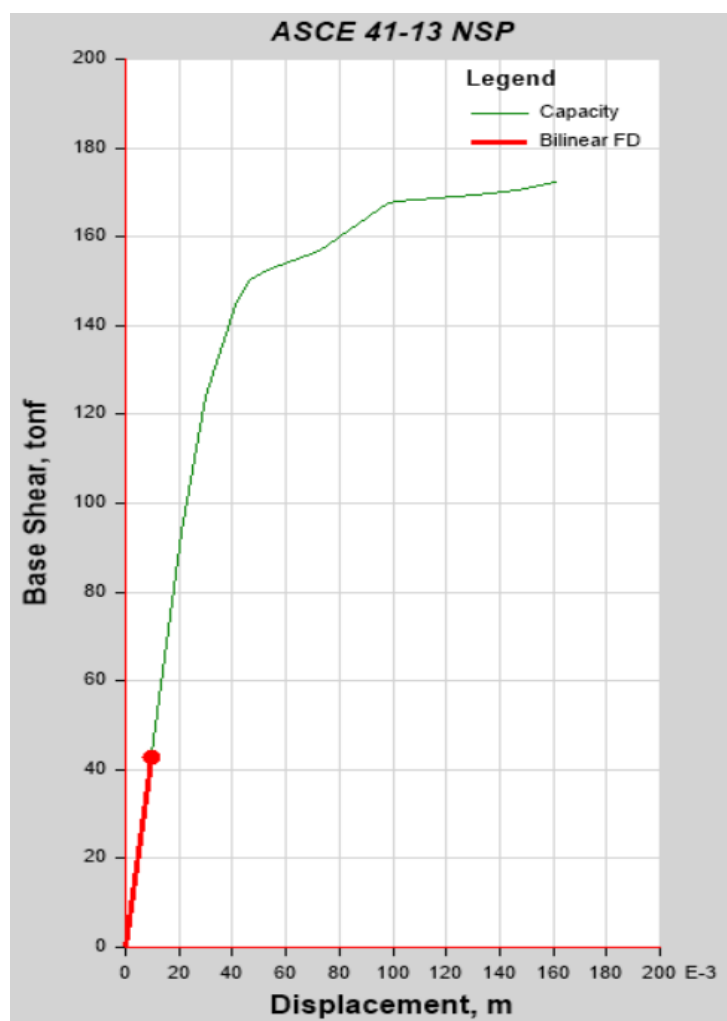
Nivel de Desempeño	Función	Valor limite (cm)	Cortante soportado (T)
Operacional	$0.7D_y$	2.08	92.67
Ocupación Inmediata	D_y	2.97	123.90
Seguridad de Vida	$D_y+0.25(D_u-D_y)$	6.26	153.92
Pre-Colapso	D_u	16.08	172.45
Colapso			

Nota: Adaptado de (Villalba, Guaygua, López, & Verduga, 2020), se muestra los valores de desplazamiento y cortante soportado por la estructura para cada nivel de desempeño.

Por último, se realiza un análisis de la curva de capacidad con respecto a la demanda sísmica aplicada, en nuestro caso el espectro de diseño calculado según los parámetros de la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

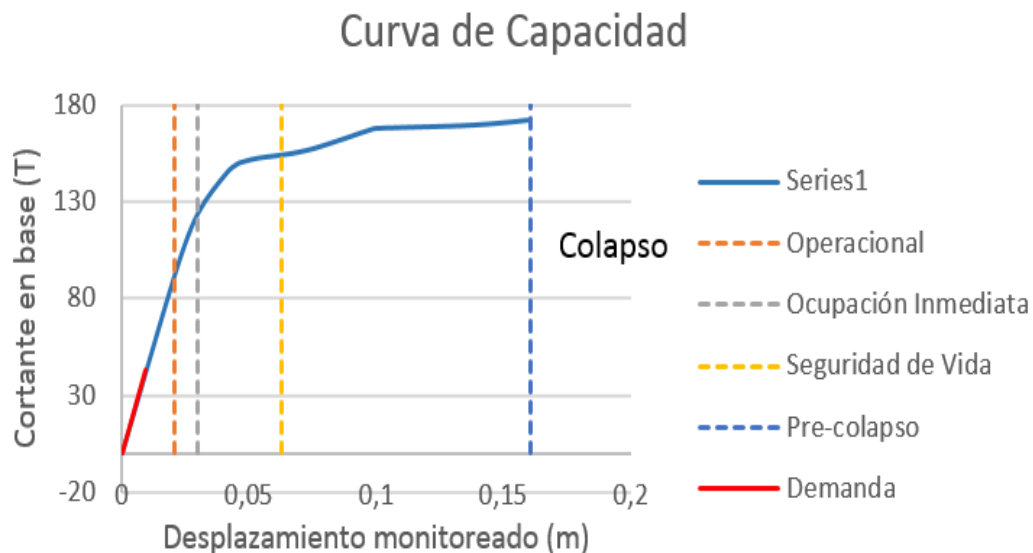
Figura 85

Curva de capacidad y demanda de la estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se muestra de color verde la curva de capacidad y de color café la curva de demanda.

El programa ETABS nos arrojó como resultado para la demanda un desplazamiento de 0,0096 m y una fuerza en la base de la estructura de 42.88 T. Como se puede concluir después de analizar estos resultados, las secciones de los elementos y la configuración estructural, son suficientes para proveer seguridad ante la acción del sismo de diseño normado por la NEC15 (NEC-SE-DS, 2015), donde la demanda se encuentra en el rango elástico de la estructura, con un desempeño totalmente operativo de la estructura.

Figura 86*Desempeño de Estructura***Cimentación**

Para el diseño de la cimentación, se elige la columna que más carga transmita a la base de la estructura. Para efectos de la presente investigación se realizará el diseño de las zapatas a columnas de 35cmx40cm, 35cmx35cm y de 30cmx30cm.

Dimensionamiento

Para el diseño de los cimientos de la estructura, se considera la condición a momento más desfavorable entre el sismo estático y el sismo dinámico. Por este motivo la combinación de carga usada será la que se muestra a continuación,

$$P = CM + CV + S$$

$$Pu = 1.2CM + 1.6CV + S$$

$$M = M_{CM} + M_{CV} + M_S$$

$$Mu = 1.2M_{CM} + 1.6M_{CV} + M_S$$

Al observar los resultados, se determina que la condición más desfavorable se presenta con el sismo estático en sentido X.

Zapata de columna 35cmx40cm.

Tabla 53

Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4

TIPO	Carga	P	MX	MY
		Tonf	tonf-m	tonf-m
C2	Dead	29.0	0.23	-0.24
C2	Live	7.44	0.08	0.08
C2	Sx	1.31	-0.25	-7.76
C2	Sy	-1.70	6.99	0.26
C2	Dinámico X	1.02	0.13	6.40
C2	Dinámico Y	1.32	5.61	0.05

Nota: En la tabla se muestran los valores de fuerza y momentos que transmite la columna a la zapata, los cuales se usan para el diseño de la misma.

$$P = 29 + 7.44 + 1.31 = 37.75 T;$$

$$Pu = 48 T$$

$$Mx = 0.23 + 0.08 + 6.99 = 7.3 T * m$$

$$Mux = 7.39 T * m$$

$$My = 0.24 + 0.08 + 7.76 = 8.24 T * m$$

$$Muy = 8.37 T * m$$

Para el cálculo de las dimensiones de la zapata se usarán los siguientes valores:

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 T/m^2$

$$f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2} \quad ; \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad ; \quad f_{may} = 1.3 \quad ; \quad \%P = 10\%$$

El primer paso para el diseño de la cimentación, es el cálculo de las dimensiones de fundación, para esto se calcula la carga que soportara el elemento, esto se genera de la carga de servicio.

$$A_f = \frac{P * \%P}{\sigma_s} = \frac{37.75 * 1.1}{10} = 4.15 m^2$$

A partir del cálculo realizado, se determina que el área de fundación que se adoptara es de 2.50 metros de largo por 1.80 metros de ancho. Seguido se determina las excentricidades que producen los momentos en cada sentido.

$$A_f = A * B = 2.50 \text{ m} * 1.80 \text{ m} = 4.5 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.5}{6} = 0.42 \text{ m}; \frac{L}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.30 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{7.30}{37.75} = 0.20 \text{ m} < 0.30 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{8.24}{37.75} = 0.22 \text{ m} < 0.42 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

Con estos valores obtenidos, se procede a calcular la presión del suelo que se produce en cada sentido.

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_s$$

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{37.75}{6.25} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{2.5} \right); q_{s_1} = 12.78 \frac{T}{m^2} \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 4 \text{ T/m}^2 \therefore \text{no cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{37.75}{6.25} \left(1 \pm \frac{6 * 0.20}{2.5} \right); q_{s_1} = 13.79 \frac{T}{m^2} \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 2.98 \text{ T/m}^2 \therefore \text{no cumple}$$

Al no cumplir con las condiciones establecidas, se procede a modificar las dimensiones establecidas inicialmente para la cimentación, adoptando una nueva área de fundación de 2.50 metros de largo por 2.40 metros de ancho.

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{37.75}{6} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{2.5} \right); q_{s_1} = 9.59 \frac{T}{m^2} \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 3 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{37.75}{6} \left(1 \pm \frac{6 * 0.20}{2.4} \right); q_{s_1} = 9.33 \frac{T}{m^2} \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 3.25 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{su_1} = 1.30 * 9.59 \frac{T}{m^2} = 12.46 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_2} = 1.30 * 3 \frac{T}{m^2} = 3.89 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_3} = 1.30 * 9.33 \frac{T}{m^2} = 12.13 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_4} = 1.30 * 3.25 \frac{T}{m^2} = 4.23 \frac{T}{m^2} \end{array} \right.$$

Análisis sentido X.

Cortante unidireccional

Para el cumplimiento de cortante unidireccional, primero se elige el lado más largo, a continuación, se debe calcular el cortante último que soporta el elemento, este paso es importante ya que determina la altura que tendrá la cimentación. Se puede calcular esta altura de dos maneras, la primera mediante ecuaciones al igualar el cortante ultimo con el cortante permisible o asumiendo una altura de cimentación y realizar interacciones hasta satisfacer la condición inicial de cortante ultimo no debe ser mayor al cortante permisible.

El primer paso será calcular la altura mínima del cimiento.

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}; f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2}; db_{columna} = 2 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = \frac{f_y * db_{columna}}{17.2 * \sqrt{f'_c}} = 31.52 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 31.52 + 7.5 = 39.02 \text{ cm}$$

$$h_{asu} = 40 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}; d = h_{asu} - rec = 32.5 \text{ cm}; B = 240 \text{ cm}$$

$$q_{su_{1-1}} = \frac{(q_{su_1} - q_{su_2})(1.45 + d)}{L} + q_{su_2} = 9.98 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{su_{1-2}} = \frac{(q_{su_1} - q_{su_2})(1.05 - d)}{L} + q_{su_2} = 6.38 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 11.22 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (1.05 - d) * B = 19.53 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * B * \phi} = \frac{19.53 * 1000 \text{ kg}}{32.5 * 240 * 0.75} = 3.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Cortante bidireccional

Para el cumplimiento del cortante bidireccional o punzonamiento, se debe calcular el cortante ultimo el cual debe ser menor al cortante permisible, el cálculo del cortante último se lo realiza a una distancia de la cara de la columna igual al peralte efectivo de la cimentación dividido para dos.

$$d = 22.5 \text{ cm} ; A_{\text{punzonamiento}} = ((0.40 + 0.65) * (0.35 + 0.65)) = 0.359 \text{ m}^2$$

$$bo = \text{perímetro punzonamiento} = (2 * 1.05) + (2 * 1) = 4.1 \text{ m}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 8.18 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (A - A_{\text{punzonamiento}}) = 40.49 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * bo * \phi} = \frac{40.49 * 1000 \text{ kg}}{32.5 * 410 * 0.75} = 4.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu_1 + qsd) * B;$$

$$h = 40 \text{ cm} ; rec = 7.5 \text{ cm} ; d = 32.5 \text{ cm} ; B = 240 \text{ cm} ; Lv = 1.05 \text{ m}$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.45)}{L} + qsu_2 = 8.86 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{1.05^2}{6} * (2 * 12.46 + 8.86) * 2.40 = 14.90 \frac{T}{m^2}$$

$$k = \frac{14.90 * 10^5}{0.9 * 250 * 240 * 32.5^2} = 0.027$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.027)}}{1.18} = 0.00158 < \frac{14}{4200}$$

$$A_s = 0.00333 * 240 * 32.5 = 26 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{240 - 14}{20} = 11.3 \approx 12 ; \# v = \# S + 1 = 13$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\pi * \# v}} = 1.596 \approx 1.6 \text{ cm}$$

$$13\emptyset 16 \text{ mm}$$

$$1\emptyset 16 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$$

Análisis sentido Y.

Al tener las dimensiones similares, así como los esfuerzos que resiste la cimentación, las comprobaciones para cortante unidireccional y bidireccional son tomadas del sentido X por lo que se aceptan las dimensiones de altura que posee el elemento.

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu_1 + qsd) * L$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.375)}{B} + qsu_2 = 8.76 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{1.025^2}{6} * (2 * 12.13 + 8.76) * 2.50 = 14.46 \frac{T}{m^2}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 32.5 \text{ cm} ; L = 250 \text{ cm}$$

$$k = \frac{14.46 * 10^5}{0.9 * 250 * 240 * 32.5^2} = 0.025345$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.025345)}}{1.18} = 0.00147059 < \frac{14}{4200}$$

$$A_s = 0.00333 * 250 * 32.5 = 27.08 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{250 - 14}{25} = 9.44 \approx 10 ; \# v = \# S + 1 = 11$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\pi * \# v}} = 1.77 \approx 1.8 \text{ cm}$$

11Ø18 mm

1Ø18 mm @ 25 cm

Zapata de columna 35cmx35cm.

Tabla 54

Reacciones para el cálculo de zapata, columna D5

TIPO	Carga	P	MX	MY
		Tonf	tonf-m	tonf-m
C2	Dead	17.29	0.32	-0.11
C2	Live	3.95	0.10	-0.03
C2	Sx	-0.97	0.2	-5.80
C2	Sy	5.46	4.98	0.52
C2	Dinámico X	0.98	0.10	4.52
C2	Dinámico Y	4.85	4.55	0.09

Nota: En la tabla se muestran los valores de fuerza y momentos transmitidos por la columna D5.

$$P = 26.7 T;$$

$$M_x = 5.4 T * m$$

$$M_y = 5.94 T * m$$

$$A_f = \frac{P * \%P}{\sigma_s} = \frac{26.7 * 1.15}{10} = 3.05 \text{ m}^2$$

$$A_f = A * B = 2.15 \text{ m} * 1.45 \text{ m} = 3.12 \text{ m}^2$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.15}{6} = 0.36 \text{ m}; \frac{L}{6} = \frac{1.45}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{5.4}{26.7} = 0.22 \text{ m} < 0.36 \text{ (qs = Carga Trapezoidal)}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{5.94}{26.7} = 0.21 \text{ m} < 0.25 \text{ (qs = Carga Trapezoidal)}$$

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{26.7}{3.12} \left(1 \pm \frac{6 * 0.21}{2.15} \right); q_{s_1} = 13.88 T/m^2 \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 3.25 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{26.7}{3.12} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{1.45} \right); q_{s_1} = 15.73 T/m^2 \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 1.40 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Al no cumplir con las condiciones establecidas, se procede a modificar las dimensiones establecidas inicialmente para la cimentación, adoptando una nueva área de fundación de 2.10 metros de largo por 2.10 metros de ancho.

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{26.7}{3.12} \left(1 \pm \frac{6 * 0.21}{2.1} \right); q_{s_1} = 9.90 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 2.21 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{26.7}{3.12} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{2.1} \right); q_{s_1} = 9.5 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 2.56 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{su_1} = 1.30 * 9.90 \frac{T}{m^2} = 12.87 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_2} = 1.30 * 2.21 \frac{T}{m^2} = 2.87 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_3} = 1.30 * 9.55 \frac{T}{m^2} = 12.41 \frac{T}{m^2} \\ q_{su_4} = 1.30 * 2.56 \frac{T}{m^2} = 3.32 \frac{T}{m^2} \end{array} \right.$$

Análisis sentido X.

Cortante unidireccional

El primer paso será calcular la altura mínima del cimiento.

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}; f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2}; db_{columna} = 1.8 cm; rec = 7.5 cm$$

$$l_{dh} = \frac{fy * db_{columna}}{17.2 * \sqrt{f'c}} = 28.37 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 28.37 + 7.5 = 35.87 \text{ cm}$$

$$h_{asu} = 40 \text{ cm} ; rec = 7.5 \text{ cm} ; d = h_{asu} - rec = 32.5 \text{ cm}$$

$$qsu_1 = 12.87 \frac{T}{m^2} ; qsu_2 = 2.87 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-1} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.225 + d)}{L} + qsu_2 = 10.25 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-2} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(0.875 - d)}{L} + qsu_2 = 5.49 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 11.56 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (0.875 - d) * B = 13.36 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * B * \phi} = \frac{13.36 * 1000 \text{ kg}}{32.5 * 210 * 0.75} = 2.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Cortante bidireccional

$$d = 32.5 \text{ cm} ; A_{punzonamiento} = ((0.35 + 0.65) * (0.35 + 0.65)) = 1 \text{ m}^2$$

$$bo = \text{perímetro punzonamiento} = (2 * 1) + (2 * 1) = 4 \text{ m}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_2}{2} = 7.87 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (A - A_{punzonamiento}) = 26.84 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * bo * \phi} = \frac{26.84 * 1000 \text{ kg}}{32.5 * 400 * 0.75} = 2.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu_1 + qsd) * B;$$

$$h = 40 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 32.5 \text{ cm} ; B = 210 \text{ cm} ; Lv = 0.875 \text{ m}$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.225)}{L} + qsu_2 = 8.70 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{0.875^2}{6} * (2 * 12.87 + 8.70) * 210 = 9.23 \frac{T}{m^2}$$

$$k = \frac{9.23 * 10^5}{0.9 * 210 * 240 * 32.5^2} = 0.019269$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.027)}}{1.18} = 0.00111 < \frac{14}{4200}$$

$$As = 0.000333 * 210 * 32.5 = 22.75 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{210 - 14}{25} = 7.84 \approx 8 ; \# v = \# S + 1 = 9$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \# v}} = 1.79 \approx 1.8 \text{ cm}$$

11Ø18 mm

1Ø18 mm @ 25 cm

Análisis sentido Y.

Al tener las dimensiones similares, así como los esfuerzos que resiste la cimentación, las comprobaciones para cortante unidireccional, bidireccional y flexión son tomadas del sentido X por lo que se aceptan las dimensiones de altura que posee el elemento.

Zapata de columna 30cmx30cm.

Tabla 55

Reacciones para el cálculo de zapata, columna D4

TIPO	Carga	P	MX	MY
		Tonf	tonf-m	tonf-m
C2	Dead	9.74	0.16	-0.26
C2	Live	1.98	0.04	-0.07
C2	Sx	3.52	-0.26	-3.03
C2	Sy	5.35	3.56	0.28
C2	Dinámico X	3.20	0.13	2.36
C2	Dinámico Y	4.32	2.66	0.05

Nota: En la tabla se muestran los valores de fuerzas y momentos transmitidos por la columna D4.

$$P = 17.07 T;$$

$$M_x = 3.76 T * m$$

$$M_y = 3.36 T * m$$

$$A_f = \frac{P * \%P}{\sigma_s} = \frac{17.07 * 1.15}{10} = 1.96 m^2$$

$$A_f = A * B = 1.75 m * 1.15 m = 2.01 m^2$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1.75}{6} = 0.29 m; \frac{L}{6} = \frac{1.45}{6} = 0.24 m$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{3.76}{26.7} = 0.19 m < 0.29 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{3.36}{26.7} = 0.22 m < 0.24 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{17.07}{2.01} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{1.75} \right); q_{s_1} = 11.27 T/m^2 \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 2.19 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{17.07}{2.01} \left(1 \pm \frac{6 * 0.19}{1.45} \right); q_{s_1} = 12.86 T/m^2 \therefore \text{no cumple}$$

$$q_{s_2} = 0.60 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Al no cumplir con las condiciones establecidas, se procede a modificar las dimensiones establecidas inicialmente para la cimentación, adoptando una nueva área de fundación de 1.80 metros de largo por 1.70 metros de ancho.

Análisis sentido X

$$q_{s_{1,2}} = \frac{17.07}{3.06} \left(1 \pm \frac{6 * 0.22}{1.8} \right); q_{s_1} = 9.24 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 1.92 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

Análisis sentido Y

$$q_{s_{1,2}} = \frac{17.07}{3.06} \left(1 \pm \frac{6 * 0.19}{1.7} \right); q_{s_1} = 9.91 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$q_{s_2} = 1.24 T/m^2 \therefore \text{cumple}$$

$$\begin{cases} qsu_1 = 1.30 * 9.24 \frac{T}{m^2} = 12.01 \frac{T}{m^2} \\ qsu_2 = 1.30 * 1.92 \frac{T}{m^2} = 2.49 \frac{T}{m^2} \\ qsu_3 = 1.30 * 9.92 \frac{T}{m^2} = 12.89 \frac{T}{m^2} \\ qsu_4 = 1.30 * 1.24 \frac{T}{m^2} = 1.61 \frac{T}{m^2} \end{cases}$$

Análisis sentido X.

Cortante unidireccional

El primer paso será calcular la altura mínima del cimiento.

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}; f'c = 240 \frac{kg}{cm^2}; db_{columna} = 1.6 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = \frac{fy * db_{columna}}{17.2 * \sqrt{f'c}} = 25.22 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 25.22 + 7.5 = 32.72 \text{ cm}$$

$$h_{asu} = 35 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}; d = h_{asu} - rec = 27.5 \text{ cm}$$

$$qsu_1 = 12.01 \frac{T}{m^2}; qsu_2 = 2.49 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-1} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.05 + d)}{L} + qsu_2 = 9.50 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-2} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(0.75 - d)}{L} + qsu_2 = 5 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 10.75 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (0.75 - d) * B = 8.68 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * B * \phi} = \frac{8.68 * 1000 \text{ kg}}{27.5 * 170 * 0.75} = 2.47 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 7.68 \frac{kg}{cm^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Cortante bidireccional

$$d = 27.5 \text{ cm}; A_{punzonamiento} = ((0.30 + 0.55) * (0.30 + 0.55)) = 3.06 \text{ m}^2$$

$$bo = \text{perímetro punzonamiento} = (2 * 0.85) + (2 * 0.85) = 3.4 \text{ m}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_2}{2} = 7.25 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (A - A_{punzonamiento}) = 16.95 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi} = \frac{16.95 * 1000 kg}{27.5 * 340 * 0.75} = 2.61 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu_1 + qsd) * B;$$

$$h = 35 cm ; rec = 7.5 cm ; d = 27.5 cm ; B = 170 cm ; Lv = 0.75 m$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.05)}{L} + qsu_2 = 8.04 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{0.75^2}{6} * (2 * 12.01 + 8.04) * 1.70 = 5.11 \frac{T}{m^2}$$

$$k = \frac{5.11 * 10^5}{0.9 * 170 * 240 * 27.5^2} = 0.0184$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.0184)}}{1.18} = 0.00106 < \frac{14}{4200}$$

$$As = 0.00333 * 170 * 27.5 = 15.58 cm^2$$

$$\# S = \frac{170 - 14}{25} = 6.24 \approx 7 ; \# v = \# S + 1 = 8$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \# v}} = 1.58 \approx 1.6 cm$$

8Ø16 mm

1Ø16 mm @ 25 cm

Análisis sentido Y.

Al tener las dimensiones similares, así como los esfuerzos que resiste la cimentación, las comprobaciones para cortante unidireccional y bidireccional son tomadas del sentido X por lo que se aceptan las dimensiones de altura que posee el elemento.

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu1 + qsd) * B;$$

$$h = 35 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 27.5 \text{ cm} ; B = 180 \text{ cm} ; Lv = 0.7 \text{ m}$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1)}{L} + qsu_2 = 8.25 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{0.75^2}{6} * (2 * 12.89 + 8.25) * 1.70 = 5.0 \frac{T}{m^2}$$

$$k = \frac{5.0 * 10^5}{0.9 * 180 * 240 * 27.5^2} = 0.0170$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.0170)}}{1.18} = 0.00098 < \frac{14}{4200}$$

$$As = 0.00333 * 180 * 27.5 = 16.48 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{180 - 14}{18} = 9.22 \approx 10 ; \# v = \# S + 1 = 11$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \# v}} = 1.38 \approx 1.4 \text{ cm}$$

$$11\phi 14 \text{ mm}$$

$$1\phi 14 \text{ mm @ } 18 \text{ cm}$$

Dimensiones

Tabla 56

Dimensión de zapatas

Cimentación	A (cm)	B (cm)	h (cm)
A1- A5- D1-D5	180	170	35
A2-A3-A4-B1-B5	210	210	40
C1-C5-D2-D3-D4-D5	250	240	40
B2-B3-B4- C2-C3-C4	250	240	40

Nota: En la tabla se muestran los valores de dimensiones de zapatas aisladas, de acuerdo a la columna que pertenecen.

Capítulo IV

Diseño Y Análisis Estructural En Guadúa Angustifolia “Kunth”

Introducción

A lo largo de la historia, el mundo ha visto la evolución tecnológica en todos los aspectos, uno de ellos ha sido el sector de la construcción, donde la llegada del cemento portland y el acero, genero el crecimiento de la industria en pasos agigantados. Pero al mismo tiempo que se industrializan los procesos de fabricación de estos materiales, el impacto ambiental que esto implica, afecta negativamente al planeta.

Por esta razón se han buscado alternativas que provean resultados similares y sean amigables con el planeta. Dentro de la búsqueda de materiales que cumplan con este requisito, se aborda al Bambú como un elemento estructural, investigaciones realizadas muestran que el bambú es un material que posee una capacidad de flexibilidad mayor a la del acero.

Ecuador es uno de los países que más especies de bambú posee en el mundo, por tal motivo, en 2016 se crea una norma enfocada al uso estructural de este material. Estructuralmente hablando, las normas vigentes nos muestran que para viviendas, el valor máximo de número de pisos para una construcción basada en bambú es de dos pisos (NSR-10 Título G, 2010). Uno de los grandes beneficios que muestra el bambú con el medio ambiente, es el de recuperación de suelos ya que evita la erosión de los mismos, al ser una planta que posee un ciclo corto de crecimiento se vuelve un elemento autosustentable.

En Sudamérica, existe gran variedad de especies de bambú, dentro de las cuales destaca la guadua angustifolia “Kunth”, identificada en 1822 por el botánico Karl Kunth quien bautizo a este género como Guadua Angustifolia. Esta especie es endémica del continente americano, siendo considerada unas de las 20 mejores especies de Bambú del planeta (Añazco, 2013).

Propiedades De La Guadua Angustifolia “KUNTH”

Propiedades Físicas

Contenido de Humedad: Es la cantidad de agua que posee un material con respecto a su volumen. La forma de obtener el contenido de humedad es la siguiente

$$CH = \frac{W_a}{W_s} * 100$$

Donde:

CH = contenido de humedad, expresado en porcentaje

W_a = peso de la muestra

W_s = peso de la muestra seca

Densidad: Es la relación que existe entre la masa del elemento y el volumen ocupado por la misma. La densidad de un culmo de bambú representa el nivel de compactación que tiene la materia dentro de su volumen (Nazareno & Solís, 2019).

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Donde:

m = masa del elemento seco

V = volumen del elemento

Propiedades Mecánicas

Resistencia a Flexión: Capacidad de un elemento a soportar cargas aplicadas perpendicularmente al eje longitudinal del mismo. En un elemento como la guadua para evitar daños o roturas en los puntos de aplicación, las cargas se aplican en los nudos del elemento (Moreno & Cendales, 2018).

Resistencia a Compresión: Capacidad de un elemento a soportar cargas aplicadas a lo largo del eje longitudinal del mismo.

Resistencia a la Compresión paralela a la fibra: Es la capacidad que poseen las fibras internas del elemento al soportar cargas aplicadas en el eje longitudinal del elemento.

Resistencia a la Compresión perpendicular a la fibra: Es la capacidad que poseen las fibras internas del elemento al soportar cargas aplicadas de forma perpendicular al eje longitudinal del elemento.

Resistencia al Corte: Es la capacidad de un elemento de soportar cargas paralelas a la sección transversal del mismo, se genera por la acción de una fuerza que trata de cortar al elemento (Moreno & Cendales, 2018). Se presenta al someter al elemento a flexión.

Resistencia a la tracción: Es la capacidad que tiene un elemento para soportar la acción de dos fuerzas iguales, pero con sentidos opuestos, aplicadas a lo largo de su eje longitudinal. En la madera, al ser un elemento compuesto por fibras se puede determinar esta propiedad en dos direcciones, una paralela a la fibra del elemento y otra perpendicular a la fibra del mismo.

Módulo de Elasticidad: Indica la capacidad que tiene un elemento para soportar deformaciones producidas al aplicarle fuerzas. El módulo de elasticidad también conocido como módulo de Young se relaciona directamente con el gráfico de esfuerzo-deformación (el cual constituye el comportamiento elástico que posee un material), ya que dentro del rango elástico se calcula su valor, como la relación que existe entre el esfuerzo producido por una fuerza y la deformación unitaria que causa dicho esfuerzo.

Métodos de Diseño en Guadua

Diseño por Tensiones Admisibles

Consiste en el cálculo de los elementos de manera en que los esfuerzos que soportaran los elementos no excedan los valores permisibles. En el caso de la guadua se calcula los elementos ante las diferentes cargas de servicio (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Figura 87

Esfuerzos admisibles que soporta un elemento

$$F'_i = F_i C_D C_m C_t C_L C_F C_r C_p C_c$$

Dónde:

i	Subíndice que depende del tipo de sollicitación (b para flexión, t para tracción paralela a las fibras, c para compresión paralela a las fibras, p para compresión perpendicular a las fibras, v para cortante paralelo a las fibras)
C_D	Coefficiente de modificación por duración de carga
C_m	Coefficiente de modificación por contenido de humedad
C_t	Coefficiente de modificación por temperatura
C_L	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas
C_F	Coefficiente de modificación por forma
C_r	Coefficiente de modificación por redistribución de cargas, acción conjunta
C_p	Coefficiente de modificación por estabilidad de columnas
C_c	Coefficiente de modificación por cortante
F_i	Esfuerzo admisible en la sollicitación i
F'_i	Esfuerzo admisible modificado para la sollicitación i

Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coefficientes de modificación.

Los valores para esfuerzos admisibles deberán ser afectados por coeficientes de modificación según el tamaño, contenido de humedad, grietas, nudos, esbeltez, duración de carga.

Coefficiente por duración de carga (C_D).

La duración normal de la carga se considera de 10 años, si se tiene una estructura sometida a una duración de carga diferente, se aplicarán los siguientes valores (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tabla 57

Coefficiente de modificación por duración de carga

Duración de carga	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión ⊥	Corte	Carga de Diseño
Permanente	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	Muerta
Diez años	1	1	1	0,9	1	Viva
Dos meses	1,15	1,15	1,15	0,9	1,15	Construcción
Siete días	1,25	1,25	1,25	0,9	1,25	
Diez minutos	1,6	1,6	1,6	0,9	1,6	Viento y Sismo
Impacto	2	2	2	0,9	2	Impacto

Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coefficiente de modificación por contenido de humedad (Cm).

La guadua angustifolia Kunth pierde resistencia con el incremento del contenido de humedad, por tal motivo hay que modificar sus valores de esfuerzos de acuerdo a la cantidad de humedad que posea el material en el sitio de construcción (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tabla 58

Coefficiente de modificación por contenido de humedad

	CH ≤12%	CH ≤13%	CH ≤14%	CH ≤15%	CH ≤16%	CH ≤17%	CH ≤18%	CH ≥19%
Flexión	1,00	0,96	0,91	0,87	0,83	0,79	0,74	0,7
Tracción	1,00	0,97	0,94	0,91	0,89	0,86	0,83	0,8
Compresión II	1,00	0,96	0,91	0,87	0,83	0,79	0,74	0,7
Compresión ⊥	1,00	0,97	0,94	0,91	0,89	0,86	0,83	0,8
Corte	1,00	0,97	0,94	0,91	0,89	0,86	0,83	0,8
Módulo de Elasticidad	1,00	0,99	0,97	0,96	0,94	0,93	0,91	0,9

Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coefficiente de modificación por temperatura (Ct).

Cuando se somete a grandes temperaturas, los elementos estructurales basados en guadua angustifolia Kunth, se deben modificar los valores de esfuerzos determinados para el material.

Tabla 59

Coefficiente de modificación por contenido de humedad

Esfuerzo	Condición de servicio	Ct		
		T ≤ 37 °C	37 °C < T ≤ 52 °C	52 °C < T ≤ 65 °C
Flexión	Húmedo	1,00	0,60	0,4
	Seco	1,00	0,85	0,6
Tracción	Húmedo	1,00	0,85	0,8
	Seco	1,00	0,90	
Compresión II	Húmedo	1,00	0,65	0,4
	Seco	1,00	0,80	0,6
Compresión ⊥	Húmedo	1,00	0,80	0,5
	Seco	1,00	0,90	0,7
Corte	Húmedo	1,00	0,65	0,4
	Seco	1,00	0,80	0,6
Módulo de elasticidad	Húmedo	1,00	0,80	
	Seco	1,00	0,90	0,8

Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coeficiente de modificación por acción conjunta (Cr).

Al existir una acción conjunta garantizada entre cuatro o más elementos de igual rigidez, se podrá incrementar los esfuerzos en un 10% ($C_r=1.1$), siempre que la separación entre elementos no supere los 0.6 m (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coeficiente de modificación por cortante (Cc).

Cuando un elemento supere la relación l/D_e igual a 15, se debe modificar los esfuerzos admisibles correspondientes. Donde l es la longitud del culmo y D_e es el diámetro exterior del mismo.

Tabla 60

Coeficiente de modificación por corte

l/D_e	C_c
5	0,7
7	0,75
9	0,81
11	0,86
13	0,91
15	0,93

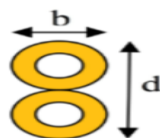
Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coeficiente de modificación por estabilidad lateral en vigas (C_L).

Este coeficiente tiene en consideración la reducción de capacidad del elemento ante una carga que lo somete a flexión, esto se produce por el pandeo lateral que se produce cuando la viga, en la zona a compresión, tiene comportamiento como columna. Para vigas de dos o más culmos se debe incluir soportes laterales que prevengan el pandeo lateral (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Figura 88

Sección compuesta por culmos de bambú



Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tabla 61

Coeficiente de modificación por corte

d/b	CL
1	1
2	0,98
3	0,95
4	0,91
5	0,87

Nota: Extraído de norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Coeficiente de Forma (C_F).

Se refiere a tomar en cuenta la forma del elemento, ya sea en alto, en ancho o en largo. Según la normativa colombiana NRS10 en su título G (NSR-10 Título G, 2010), cuando un elemento estructural supera diámetro de sección transversal (D), D>34 mm, se debe modificar el esfuerzo admisible con modificador Cd (NSR-10 Título G, 2010).

$$Cd = \left(\frac{340}{D}\right)^{1/9}$$

Coeficiente de estabilidad de columnas (C_p).

Según la normativa colombiana NRS10 en su título G (NSR-10 Título G, 2010), la estabilidad de columnas se puede calcular con la siguiente expresión:

$$Cp = \frac{1 + (F_{CE}/F_c^*)}{2C} - \sqrt{\left(\frac{1 + (F_{CE}/F_c^*)}{2C}\right)^2 - \frac{F_{CE}/F_c^*}{2C}}$$

F_{CE}= Esfuerzo crítico

F_c^{*}= Esfuerzo admisible a compresión paralela, multiplicado por todos los factores excepto C_p.

$$F_{CE} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{Le}{r}\right)^2}; C = 0.8$$

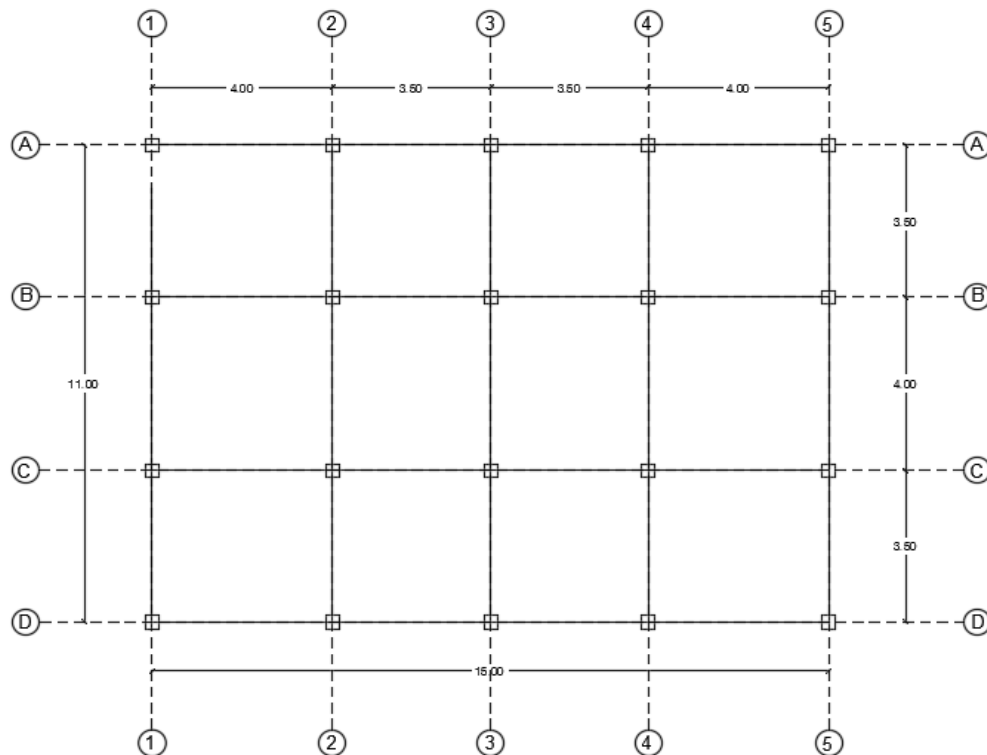
Las expresiones mostradas para coeficiente de estabilidad de columnas y para el esfuerzo crítico fueron tomadas de la norma NRS10 Título G (NSR-10 Título G, 2010).

Geometría Y Materiales

La estructura a diseñar cuenta con 3 niveles de 2.88 metros de altura cada uno, una escalera interior de 1.20 metros de ancho en forma de U, con un descanso a 1.44 metros de altura. Como cubierta se diseñará un elemento con caída en dos direcciones, para la mampostería se diseñará un entramado de Guadua. La losa de escalera será de tipo maciza. Las luces máximas de la estructura son de 4 metros.

Figura 89

Vista en planta de la estructura



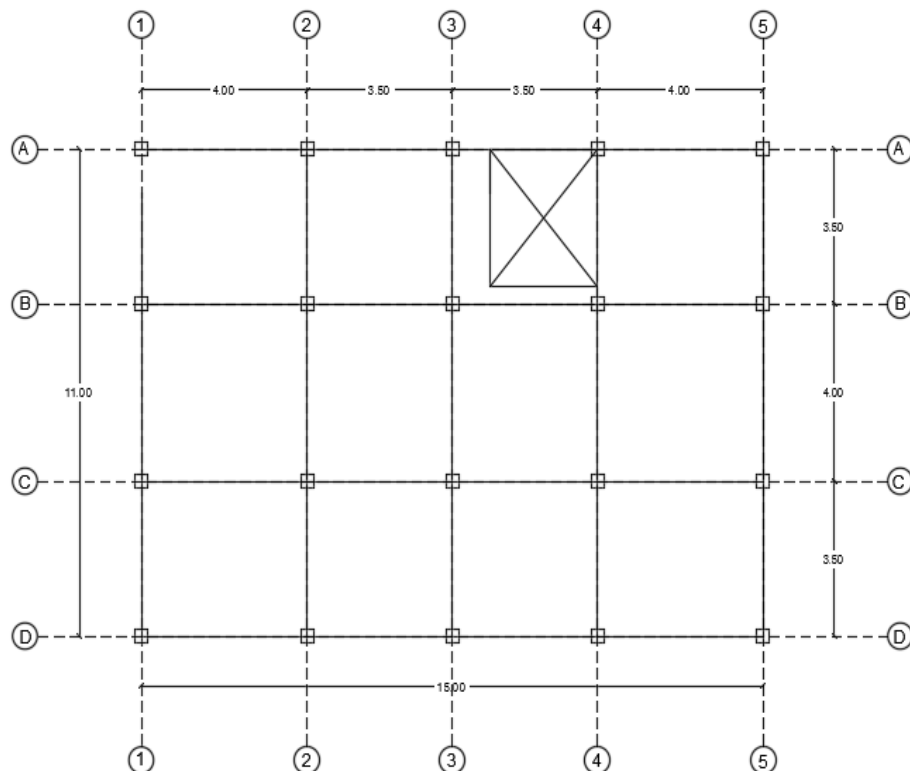
Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

En la figura 89 se puede apreciar la disposición que tendrá los ejes longitudinal y transversal de vigas, así como en la intersección de los mismos la colocación de columnas. Como se observa las luces máximas para las vigas serán de cuatro metros, la altura de la edificación será de dos metros con ochenta y ocho centímetros en todos los niveles. Además, se implementó escaleras de 1.20 metros de ancho, las cuales se ubicaron en el lugar que se muestra a continuación.

La cubierta será de dos caídas, elaborada en hormigón con una impermeabilización en la parte superior de la misma, y esterilla de guadua como soporte de la loseta.

Figura 90

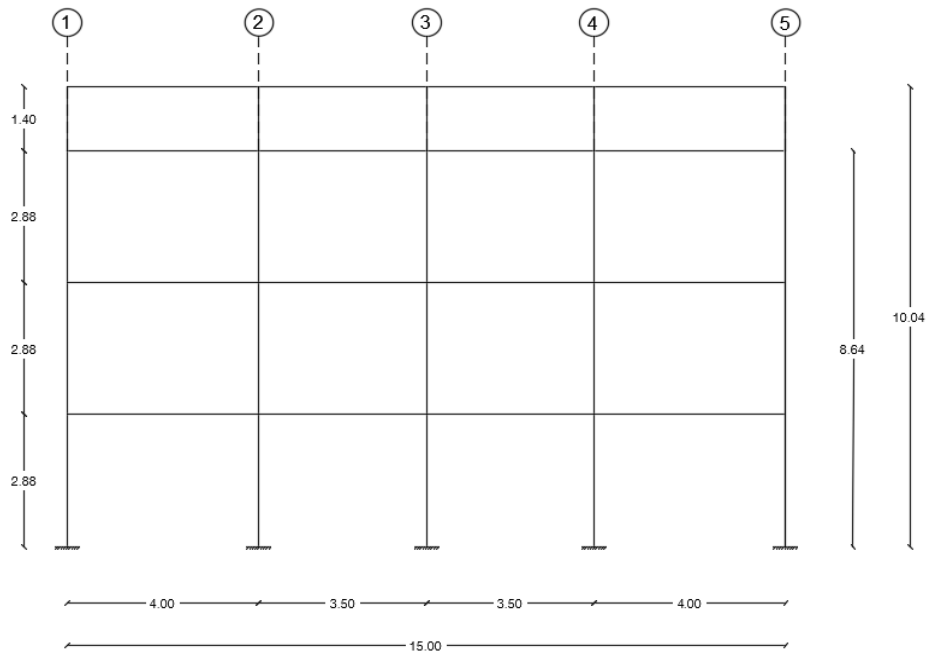
Ubicación de escaleras en nivel 1 y 2



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, ubicación de hueco para escaleras.

Figura 91

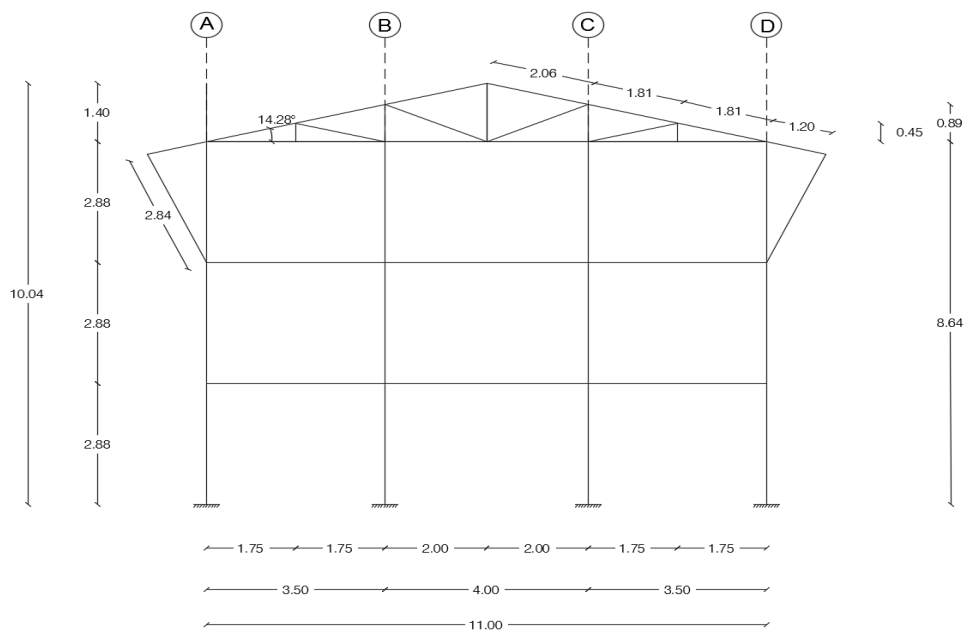
Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, en la figura se muestran la altura de la estructura sin tomar en cuenta la cubierta.

Figura 92

Vista en elevación, pórtico en sentido corto de la estructura



Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, en la figura se muestran la altura de la estructura sin tomar en cuenta la cubierta.

Materiales

Límite de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$

Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de Perfil de Suelo: D

Análisis de Cargas

Para el análisis y diseño de la estructura, se divide las cargas actuantes en la misma, en carga muerta, carga viva, cargas por viento y cargas sísmicas.

Cargas Muerta

Como se explicó en el capítulo 3: Diseño y Análisis estructural en hormigón armado, son cargas aplicadas verticalmente que estarán presentes a lo largo de toda la vida útil de la estructura. Para el presente análisis las desglosaremos de la siguiente manera.

- 1.- Peso propio de Losas
- 2.- Peso propio de Vigas
- 3.- Peso propio de Columnas
- 4.- Mampostería
- 5.- Acabados
- 6.- Instalaciones

Carga Viva

Son cargas verticales que no se aplicaran de forma constante en la estructura. El análisis sera realizado con los valores extraídos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo Cargas: no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

CV para viviendas: 2.00 kN/m^2

CV para cubierta: 0.7 kN/m^2

Carga por Viento

Son cargas generadas, en la estructura, por la acción de una masa de aire.

Velocidad Instantánea máxima de viento.

Para viento, la velocidad máxima de diseño hasta 10 m de altura se tomara acorde a la zona de ubicación de la estructura y no debe ser menor a 21 m/s (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Velocidad corregida de viento.

La velocidad instantánea máxima de viento debe ser modificada por un coeficiente de corrección σ (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

$$Vb = V * \sigma$$

Donde:

Vb=Velocidad corregida del viento en m/s.

V= Velocidad Instantánea máxima de viento, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ =Coeficiente de corrección

Tabla 62

Coeficiente de corrección σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

1.- Categoría A: Edificios frente al mar, espacios abiertos o zonas rurales

2.- Categoría B: Edificios con edificaciones de baja altura (hasta 10 m)

3.- Categoría C: Edificios de altura

Nota: Adaptado de NEC15 en su capítulo Cargas: No sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Cálculo de la presión del viento.

En la estructura se considera, que la acción que produce el viento es de presión, la NEC15 (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015) nos muestra la siguiente expresión para el cálculo:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * Ce * Ct$$

Tabla 63

Coefficiente de forma Cf

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 y la vertical	+0.8	-0.6

- El signo positivo indica presión
- El signo negativo indica succión

Nota: Adaptado de NEC15 en su capítulo Cargas: No sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Tabla 64

Coefficiente de entorno/altura Ce

Construcción	Coefficiente Ce
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8

Construcción	Coefficiente Ce
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Nota: Extraído de (Nazareno & Solís, 2019)

Combinación de Carga

Para el presente trabajo se tomaron en cuenta las combinaciones de carga contempladas en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo de Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016). La norma nos muestra los siguientes valores básicos de combinación, para diseño por el método de esfuerzos admisibles:

Tabla 65

Combinaciones de Carga

	Combinación
1	D
2	D + L
3	D + 0,75L + 0,525 Ex
4	D + 0,75L - 0,525 Ex
5	D + 0,75L + 0,525 Ey
6	D + 0,75L - 0,525 Ey
7	D + 0,7 Ex
8	D - 0,7 Ex
9	D + 0,7 Ey
10	D - 0,7 Ey
11	D + 0,75L + 0,525 EQx
12	D + 0,75L - 0,525 EQx
13	D + 0,75L + 0,525 EQy
14	D + 0,75L - 0,525 EQy
15	D + 0,7E Qx
16	D - 0,7 EQx
17	D + 0,7 EQy
18	D - 0,7 EQy

Donde:

D= Carga Muerta

L= Carga Viva

Ex=Carga estática de sismo en sentido X

Ey= Carga estática de sismo en sentido Y

EQx= Carga del espectro de aceleraciones en sentido X

EQy= Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y

Nota: Adaptado de NEC15 en su capítulo Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016)

Prediseño de la Estructura

Cubierta

La cubierta es un elemento estructural, que soporta las cargas que afectan a la misma en la parte superior, debe ser impermeable, liviana y con aleros que cubra la mampostería y los culmos de guadua, de la radiación solar y la lluvia. (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Carga de Viento

Para la carga de viento se toma el valor mínimo que menciona la NEC15 que es de 21 m/s, además la estructura se tomara como una Categoría B con coeficiente de corrección igual a 1, el coeficiente de forma se obtiene de la interpolación de valores dependiendo de la inclinación que posee la cubierta a diseñar, el coeficiente de entorno/altura se optó por el valor igual a 1.3.

Coeficiente de forma para barlovento

El primer paso es elegir el rango en el que nuestra cubierta se encuentra, obteniendo como resultado un rango de construcción para superficies inclinadas entre 15° o menos. Para un ángulo de 0° tenemos un valor de c_f igual a 0 mientras que para un valor de 15° tenemos +0.3, con estos valores procedemos a realizar una interpolación que nos permita encontrar el valor acorde a nuestra necesidad.

$$Cf_{barlovento} = \frac{14.28^\circ * 0.3}{15^\circ}$$

$$Cf_{barlovento} = +0.286$$

$$\sigma = 0.9; Cf_{barlovento} = +0.3 ; Cf_{sotavento} = -0.6 ; Ce = 1.3 ; V = 21 \frac{m}{s} ; \rho$$

$$= 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

$$Vb = 21 * 0.9 = 18.9 \frac{m}{s}$$

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * Ce * Ct$$

Barlovento

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 18.9^2 * 1.3 * 0.286 = 83 Pa = 8.47 \frac{kg}{m^2}$$

Sotavento

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 21^2 * 1.3 * 0.6 = 174.14 Pa = 17.75 \frac{kg}{m^2}$$

Tabla 66

Carga de Viento

Barlovento (Kg/m²)	Sotavento (Kg/m²)
8.47	17.75

Nota: Carga de viento aplicada a la estructura.

Diseño de Cubierta

La cubierta será diseñada para cubrir un área total de 231.77 m, se basará en una loseta inaccesible soportada por cerchas tipo Howe, que transmitirán las cargas aplicadas en la cubierta hacia la parte inferior de la estructura, la inclinación de sus caídas es de 14.28°. Los elementos que constituyen las cerchas salvan luces máximas de 2.19 m, se colocará riostras de bambú en las cuerdas superior e inferior, para así evitar el desplazamiento de las mismas hacia las cerchas contiguas.

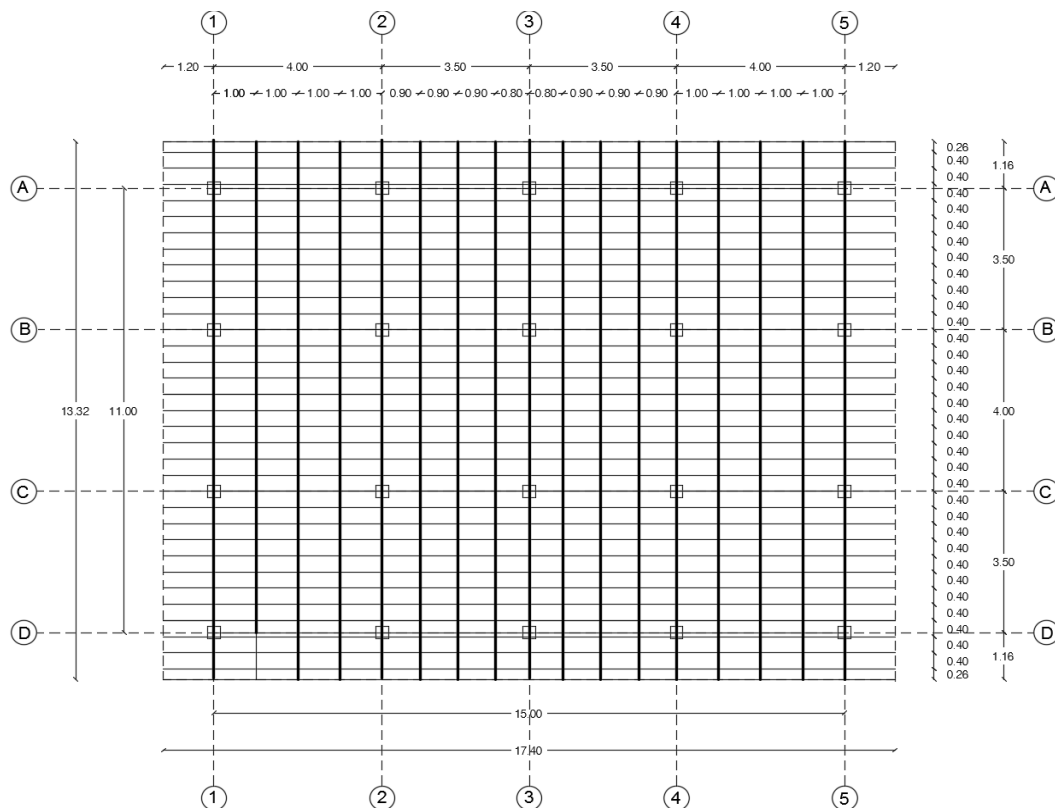
Cumpliendo así con las recomendaciones dadas en el capítulo 11 del Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino (Junta del acuerdo de Cartagena PDAT-REFORT, 1984). La cubierta consta de varios elementos, el principal de ellos es la cercha de guadua Gak, estos elementos serán colocados cada metro, cada 90 cm o cada 80 cm dependiendo el vano en el que se encuentre, sobre las cerchas se colocarán riostras del mismo elemento, separadas 40 cm entre sí, que proporcione estabilidad a las mismas, así como brindar un soporte para la esterilla de guadua Gak.

Sobre la esterilla se fundirá una loseta de hormigón de espesor 5cm, compuesta por el hormigón y acero de distribución de 6mm de diámetro, colocado

cada 30 cm en los dos sentidos de la loseta. En la parte superior de la loseta se colocará una lámina impermeabilizante que imposibilite el paso del agua hacia la estructura. Además, al poseer aleros de una longitud mayor a 60 cm se proporcionará un apoyo en los extremos para así evitar deformaciones.

Figura 93

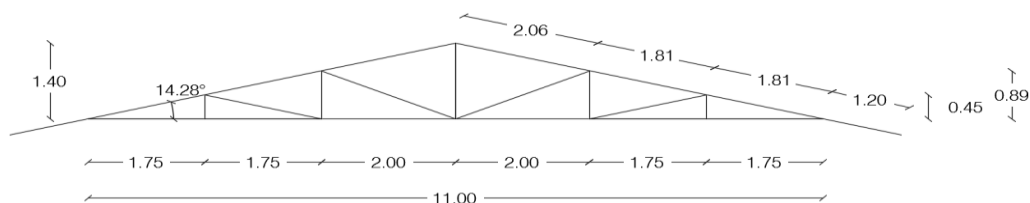
Vista en planta de cubierta



Nota: Elaborado en programa AutoCAD, las dimensiones de separación entre elementos donde los elementos horizontales constituyen las riostras de guadua GaK, mientras que los elementos verticales constituyen las cerchas.

Figura 94

Cercha Tipo Abanico

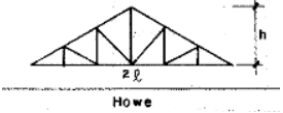


Nota: Elaborado en programa AutoCAD, dimensiones de cercha de cubierta.

El Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino en su sección 11-1 nos muestra, que las armaduras tipo Abanico son apropiadas para salvar luce de 6 a 12 metros.

Tabla 67

Proporciones y luces recomendadas, para armadura tipo Howe

FORMA	LUCES APROPIADAS, m	$\frac{h}{l}$
 <p>Howe</p>	6-12 o más	$\frac{1}{4} - \frac{5}{12}$

Nota: Adaptado de Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino (Junta del acuerdo de Cartagena PDAT-REFORT, 1984).

$$\frac{h}{l} = \frac{1.4}{5.5} = 0.26 \quad \therefore \text{Cumple recomendaciones de altura}$$

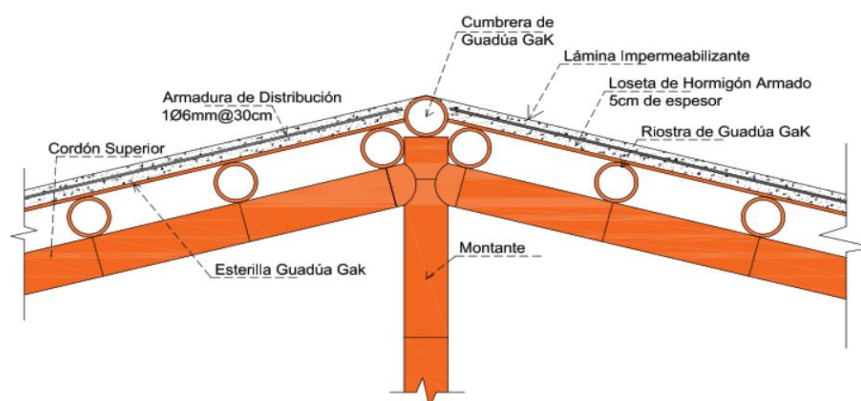
$$L = 11 \text{ m} \quad \therefore \text{Cumple recomendaciones de luz}$$

Al analizar las recomendaciones dadas para la armadura tipo Howe, se determinar que las dimensiones son correctas.

Determinación de cargas

Figura 95

Esquema de la composición de la cubierta



Nota: Elaborado en programa AutoCAD

El cálculo del espesor de la loseta se realizó como se muestra a continuación.

Tipo: losa maciza

$$h_{maciza_{min}} = \frac{ln * (800 + 0.0712 * fy)}{36000}$$

$$ln = 1.0 \text{ m} ; fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando estos valores en la formula obtenemos la altura mínima de la losa maciza bidireccional:

$$h_{maciza_{min}} = \frac{1.0 \text{ m} * (800 + 0.0712 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}{36000}$$

$$h_{maciza} = 0.031 \text{ m}$$

$$h_{maciza} = 0.05 \text{ m}$$

$$Asd = 0.0018 * 100 * 5 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\#esp = \frac{100 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 3.33 ; \#var = \#esp + 1 = 5$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \#var}} = 0.49 \text{ cm} \approx 0.6 \text{ cm}$$

$$Asd = 1 \phi 6 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$$

Para el análisis de cargas se determina todos los pesos que aportaran a cada cercha, en este caso tenemos: La losa de cubierta, esterilla de bambú, lamina impermeabilizante techofielt 2000, Imperpol 3000, accesorios para un correcto drenado de agua e instalaciones. Con estas consideraciones se determinó que las cargas que actúan sobre la celosía son las siguientes:

$$\text{Riostras de bambú} = \frac{\pi(0.115^2 - 0.097^2)}{4} * 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 2.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0.0021 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Esterilla de bambú} = 1 \text{ m} * 0.009 \text{ m} * 1 \text{ m} * 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 0.0063 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lámina asfáltica Techofielt 2000} = 2.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0026 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Losa} = 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.120 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Imperpol 3000} = 4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.004 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$W_{CM} = 0.15 \frac{T}{m^2} ; W_{CV} = 0.07 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{CT} = W_{CM} + W_{CV} = 0.22 \frac{T}{m^2}$$

En la cuerda inferior se aplicarán las siguientes cargas, el peso propio y una sobrecarga, adoptada del Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino (Junta del acuerdo de Cartagena PDAT-REFORT, 1984), de 30 Kg/m².

$$W_{CT\text{cuerda inferior}} = 0.03 + 0.0021 = 0.033 \frac{T}{m^2} = 0.033 \frac{T}{m}$$

Las distancias máximas a las que se colocaran las celosías es de 1.0 m por lo que se elige este como ancho cooperante, para determinar las cargas que actuaran sobre los mismos, así como las dimensiones de los elementos que conforman la celosía.

$$W_{CM} = 0.15 \frac{T}{m^2} * ancho_{cooperante} = 0.15 * 1.0 m = 0.15 \frac{T}{m}$$

$$W_{CV} = 0.07 \frac{T}{m^2} * 1.0 m = 0.07 \frac{T}{m}$$

$$W = 0.15 + 0.0021 + 0.07 \approx 0.23 \frac{T}{m}$$

$$W = 0.23 \frac{T}{m}$$

El espesor de la esterilla de guadua GaK se lo determinó, a través de las deflexiones que posee el material y comprobando que el espesor elegido sea capaz de soportar las cargas y tener deformaciones dentro de los límites establecidos por la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15. Las dimensiones establecidas para la esterilla de guadua son de 50 cm con espesor de 1 cm, los soportes de estos elementos serán riostras de guadua GaK espaciadas cada 40 cm.

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 MPa = 122400 \frac{kg}{cm^2} ; q = 0.23 \frac{T}{m} ; L = 40 cm$$

$$I = \frac{60 * 1^3}{12} = 5 cm^4$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} = \frac{5 * 2.3 * 40^4}{384 * 122400 * 5}$$

$$\Delta = 0.13 \text{ cm} ; \frac{L}{240} = 0.17$$

$$0.17 \text{ cm} > \Delta \therefore \text{Cumple}$$

Para determinar, si el espaciamiento adoptado para las riostras de guadua GaK es correcto se realizan mediante un análisis de la deflexión y la flexión.

$$q = W * ancho_{coop} = 0.23 \frac{T}{m^2} * 0.4 \text{ m} = 0.092 \frac{T}{m}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 \text{ MPa} = 122400 \frac{kg}{cm^2} ; q = 0.092 \frac{T}{m} ; L = 100 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi * 11.5^4}{64} - \frac{\pi * 9.7^4}{64} = 423.97 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} = \frac{5 * 0.92 * 100^4}{384 * 122400 * 423.97}$$

$$\Delta = 0.023 \text{ cm} ; \frac{L}{240} = 0.17$$

$$0.17 \text{ cm} > \Delta \therefore \text{Cumple}$$

Flexión

$$F'b = 15 \text{ MPa} * 0.9 = 13.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M}{S} \leq F'b ; F'b = 13.50 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{W * L^2}{11} = \frac{0.092 * 1.0^2}{11} = 0.0084 \text{ T} * \text{m} = 82375.86 \text{ N} * \text{mm}$$

$$S = \frac{\pi * (115^4 - (115 - 18)^4)}{32 * 115} = 73734.67 \text{ mm}^3$$

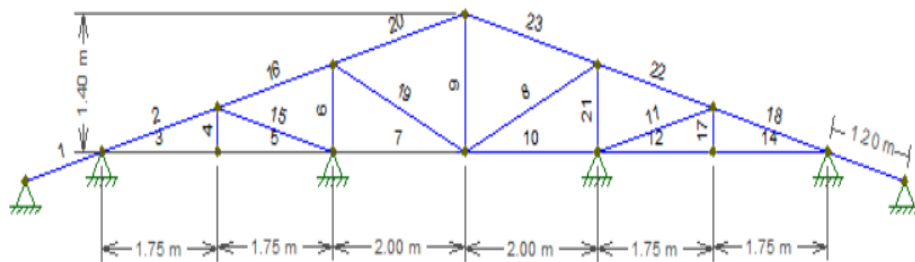
$$\sigma = \frac{82375.86}{73734.67} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$1.12 \text{ MPa} < 13.5 \text{ MPa} \therefore \text{Cumple}$$

De los cálculos realizados se puede concluir que el diámetro y espesor de la riostra de guadua es correcto. Al obtener un valor de flexión y deflexión bajo se puede pensar en modificar el espaciamiento entre riostras, pero debido a la esterilla de guadua GaK esto no es posible.

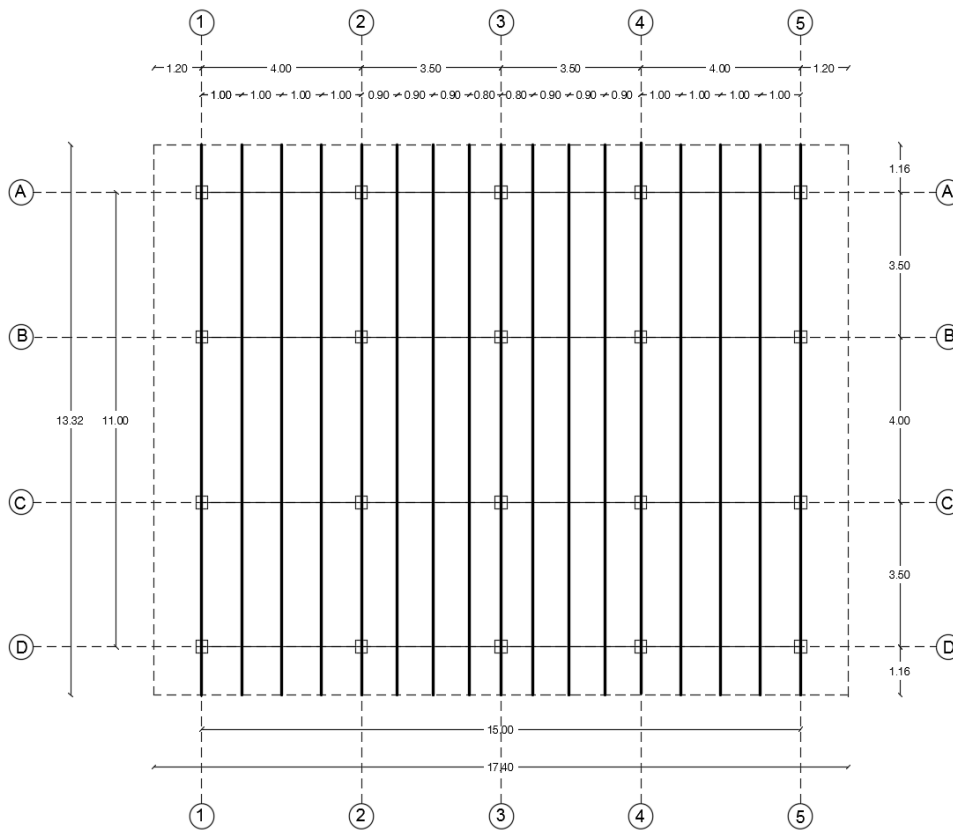
Figura 96

Numeración de miembros en armadura



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

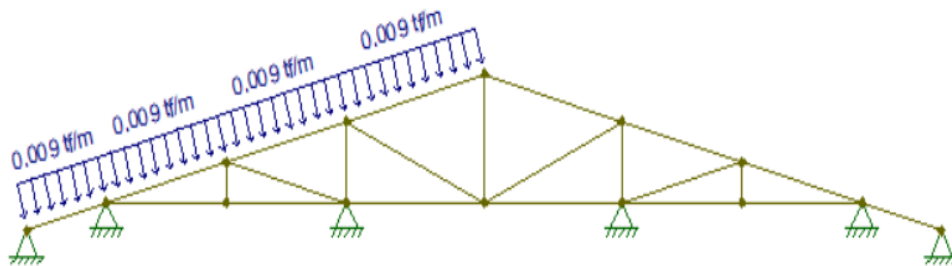
Figura 97 *Distribución de cerchas para cubierta*



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Figura 98

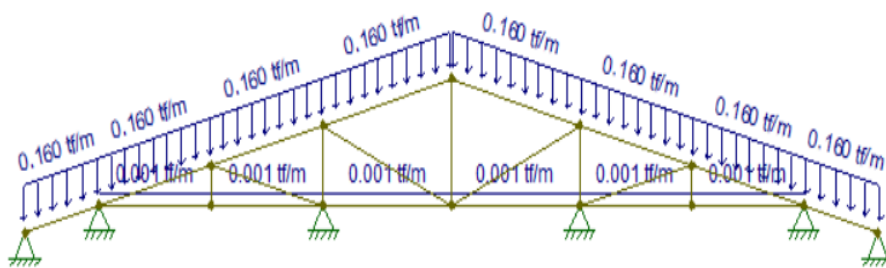
Carga de viento aplicada en armadura



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 99

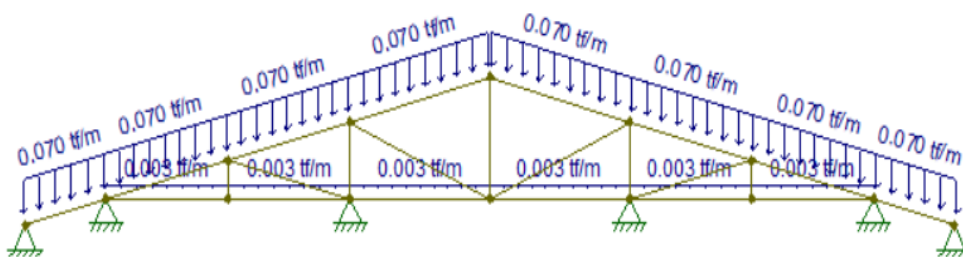
Carga muerta



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 100

Carga Viva



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Con las cargas previamente establecidas, se procede a calcular las diferentes combinaciones de carga, para así determinar cuál de ellas produce el efecto más desfavorable sobre el elemento. Las combinaciones que se usaran son adaptadas del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NRS-10 Título B-Cargas (NSR-10 Título B, 2010).

Tabla 68

Combinación de cargas para cubierta

1.-	D
2.-	D+L
3.-	D+W
4.-	D+0.75L+0.75W
5.-	0.6D+W

Donde:
 D= Carga Muerta
 L= Carga Viva
 W= Carga de Viento

Nota: Adaptado de Reglamento colombiano de construcción (NSR-10 Título B, 2010).

La descomposición de la carga producida por el viento, se la realizó mediante la aplicación de trigonometría.

$$Sotavento = Q_{sotavento} * distancia$$

$$\theta = 180^\circ - 90^\circ - \lambda = 75.72^\circ$$

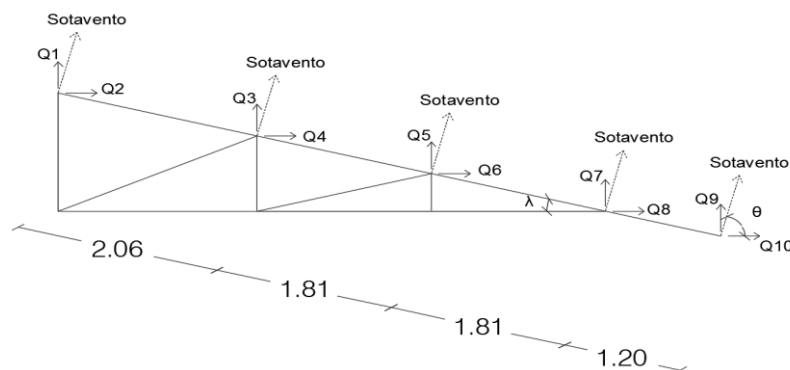
$$Q1 = Sotavento * \sin \theta$$

$$Q2 = Sotavento * \cos \theta$$

El valor de distancia equivale a la distancia de carga que soporta cada nudo.

Figura 101

Esquema para la descomposición de fuerzas de Barlovento y Sotavento



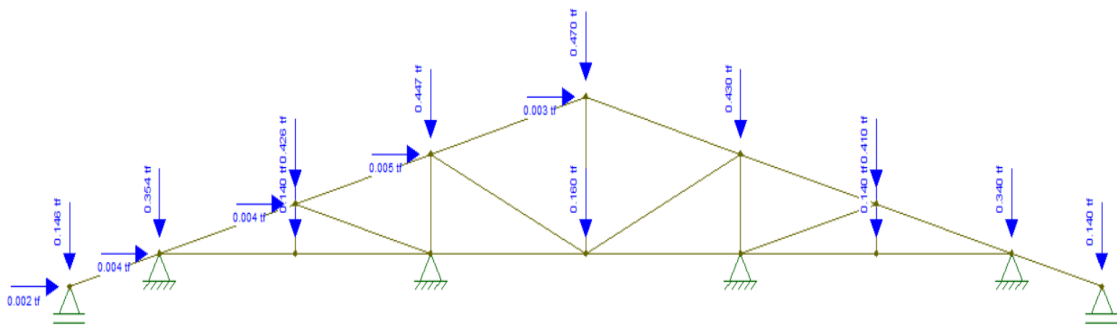
Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

El mismo proceso se realizó para obtener los valores de cargas puntuales de barlovento. Después de analizar los resultados obtenidos para las condiciones de carga requeridas, se obtuvo que las condiciones más desfavorables son para el caso número 4, que consiste en $D+0.75L+0.75W$.

A continuación, se muestran los valores obtenidos al sumar las cargas puntuales que se aplican en el mismo punto debido a la carga muerta, carga viva y carga de viento, la aplicación de la carga de viento se la realiza solo para la carga producida por barlovento, obteniendo como resultado los mostrados en la figura siguiente.

Figura 102

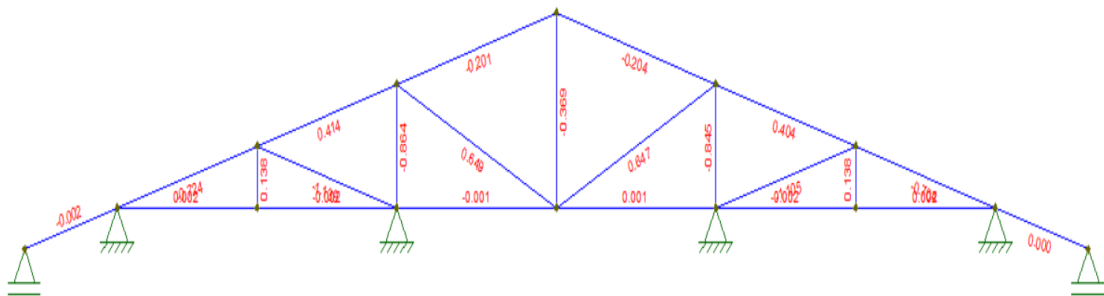
Descomposición de cargas distribuidas en carga puntual



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 103

Fuerzas soportadas por cada elemento de la armadura



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Para evitar la formación de momentos a causa de los aleros se propuso la colocación de una barra de guadua GaK que provea el soporte requerido y funcione como un apoyo para los extremos de los aleros, como se muestra en la figura 107.

Tabla 69

Fuerzas soportadas por cada elemento de la armadura

Miembro	Longitud (m)	Fuerza (T)	
1	1,20	0,002	Compresión
2	1,81	0,724	Compresión
3	1,75	0,002	Tracción
4	0,45	0,138	Tracción
5	1,75	0,002	Compresión
6	0,89	0,864	Compresión
7	2	0,001	Compresión
8	2,19	0,647	Tracción
9	1,4	0,369	Compresión
10	2	0,001	Tracción
11	1,81	1,105	Compresión
12	1,75	0,002	Compresión
13	1,20	0,002	Compresión
14	1,75	0,002	Tracción
15	1,81	1,139	Compresión
16	1,81	0,414	Tracción
17	0,45	0,138	Tracción
18	1,81	0,704	Compresión
19	2,19	0,649	Tracción
20	2,06	0,201	Compresión
21	0,89	0,845	Compresión
22	1,81	0,404	Tracción
23	2,06	0,204	Compresión

Nota: Se detalla valores de fuerzas que se generan en cada elemento por la aplicación de la carga.

Para el diseño de la cercha se elige el elemento que mayor fuerza soporta en la cuerda superior, en este caso tenemos una fuerza de 0.724 T, actuando en el elemento 2. A partir de aquí se elige un diámetro, la cantidad de culmos de guadua Gak y se procede a realizar las comprobaciones correspondientes.

Además, para el cálculo de los momentos a flexión para el diseño se usa las expresiones dadas en el Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino en la sección 11-13, donde se nos muestra que para una cuerda superior con tres tramos se aplica la expresión de momento $WL^2/11$ donde L es la longitud del elemento a calcular mientras que, para la cuerda inferior nos muestra la expresión $WL^2/8$.

$$L = \text{longitud del elemento} = 1.81 \text{ m} ; D = \text{Diametro exterior} = 11.5 \text{ cm}$$

$$t = \text{espesor de pared} = 0.9 \text{ cm} ; E = 12000 \text{ MPa}$$

$$T = 0.724 T = 7100 \text{ N} ; W = 2255.53 \text{ N/m}$$

$$A = \frac{\pi}{4} * ((115 \text{ mm})^2 - (115 \text{ mm} - 2 * 9 \text{ mm})^2) = 2997.08 \text{ mm}^2$$

Tabla 70

Esfuerzos Admisibles Corregidos

	Fb (Mpa)	Ft (Mpa)	Fc (Mpa)
	Flexión	Tracción	Compresión
	15	19	14
C _D	0,90	0,90	0,90
C _m	1,00	1,00	1,00
C _t	1,00	1,00	1,00
C _r	1,10	1,10	1,10
C _c	1,00	1,00	1,00
C _L	1,00	1,00	1,00
C _F	1,00	1,00	1,00
C _p	1,00	1,00	1,00
Esfuerzo corregido	14,85	18,81	13,86

Nota: Se detalla valores de coeficientes de modificación para esfuerzos admisibles.

Con los esfuerzos admisibles corregidos, ya calculados, se procede a determinar las fuerzas máximas que soportara el elemento según las dimensiones del mismo. En primer lugar, se determinará el esfuerzo a flexión que resiste el elemento.

$$\sigma = \frac{M}{S} \leq F'b ; F'b = 14,85 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{W * L^2}{11} = \frac{2255.53 * 1.81^2}{11} = 671.758 N * m = 671758.85 N * mm$$

$$S = \frac{\pi * (115^4 - (115 - 18)^4)}{32 * 115} = 73734.67 mm^3$$

$$\sigma = \frac{671758.85}{73734.67} = 9.11 MPa$$

$$9.11 MPa < 14,85 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

Al comprobar que el elemento cumple a flexión se procede a continuar con el análisis en este caso para comprobar el esfuerzo a tensión axial que resiste.

$$\sigma = \frac{T}{An} \leq F't \quad ; \quad F't = 18,81 MPa$$

$$\sigma = \frac{7100 N}{2997.08 mm^2} = 2.37 MPa < 18,81 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

El siguiente paso es comprobar que las solicitaciones del elemento por compresión axial, para lo que se realiza el proceso que se detalla a continuación. Primero calcular la longitud efectiva del elemento.

$$le = lu * k$$

Tabla 71

Valor del coeficiente K

Condiciones de los apoyos	K
Ambos extremos articulados (Ambos extremos del elemento deben estar restringidos al desplazamiento perpendicular a su eje longitudinal)	1.0
Un extremo con restricción a la rotación y al desplazamiento y el otro libre	2.1

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016)

$$le = 1810 mm * 1.0 = 1810 mm$$

La longitud efectiva la usamos para calcular la esbeltez del elemento.

$$\lambda = \frac{le}{r} = \frac{le}{\sqrt{\frac{(De^2 + (De - 2te)^2)}{16}}} = 48.13$$

Tabla 72

Clasificación de columnas por esbeltez

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < Ck$
Larga	$Ck < \lambda < 150$

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016)

$$30 < \lambda < Ck$$

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}} = 2.565 * \sqrt{\frac{7500}{11.72}} = 59.67$$

Con el valor de Ck podemos determinar que nuestro elemento es una columna intermedia, por lo que el valor de esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra se calcula como se muestra a continuación.

$$\sigma = \frac{N}{An * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{\lambda}{Ck}\right)^3\right)} \leq F'c ; F'c = 11.72 MPa$$

$$\sigma = \frac{7100}{2997.08 \text{ mm}^2 * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{48.12}{64.89}\right)^3\right)} = 2.83 MPa < 13,86 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se verifica que el culmo de guadua cumpla a sollicitación por flexión con tensión axial y flexo-compresión por lo que se realiza el proceso detalla a continuación.

$$\frac{ft}{Ft'} + \frac{fb}{Fb'} \leq 1.0$$

$$\frac{2.37}{18,81} + \frac{9.11}{14,85} = 0.74 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexión con tensión axial}$$

$$\frac{fc}{Fc'} + \frac{km * fb}{Fb'} \leq 1.0$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{Ner}\right)} ; Ner = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{le^2}$$

$$I = \frac{\pi}{4} * \left(\left(\frac{De}{2}\right)^4 - \left(\frac{De - 2te}{2}\right)^4 \right) = 4239743.434 \text{ mm}^4$$

$$N_{er} = \frac{\pi^2 * 7500 * 4239743.434}{1810^2} = 95795.13 \text{ N} ; km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{7100}{95795.13} \right)} = 1.12$$

$$\frac{2.83}{13.86} + \frac{1.12 * 9.11}{14.85} = 0.89 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexo - compresión}$$

El mismo procedimiento se realizó para todos los miembros que conforman la celosía, dando como resultado que todos cumplen las solicitaciones y los requisitos previstos en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016), los resultados se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 73

Esfuerzos que soporta el elemento

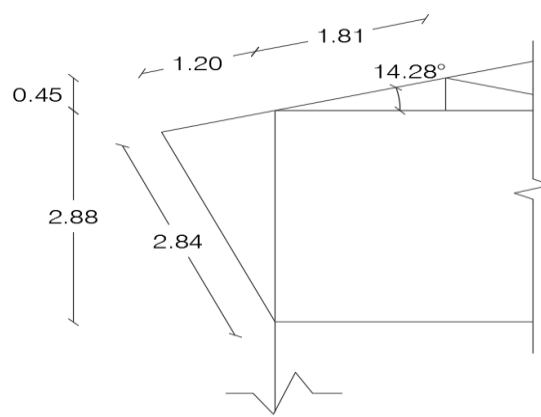
Miembro	Longitud (m)	σ_b (Mpa)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)
1	1,2	3,83	0	0
2	1,81	8,71	2,36	3,00
3	1,75	1,78	0	0
4	0,45	0,54	0,45	0,45
5	1,75	1,78	0	0
6	0,89	2,11	2,82	2,82
7	2	2,33		0
8	2,19	12,76	2,11	3,37
9	1,4	5,21	1,20	1,33
10	2	2,33	0	0
11	1,81	8,71	3,61	4,57
12	1,75	1,78	0	0
13	1,2	3,83	0	0
14	1,75	1,78	0	0
15	1,81	8,71	3,72	4,71
16	1,81	8,71	1,35	1,71
17	0,45	0,54	0,45	0,45
18	1,81	8,71	2,30	2,91
19	2,19	12,76	2,12	3,38
20	2,06	11,29	0,65	0,95
21	0,89	2,11	2,76	2,83
22	1,81	8,71	1,32	1,67
23	2,06	11,29	0,66	0,97

Nota: En la tabla se muestran los valores de esfuerzos que soporta el elemento de acuerdo a sus condiciones.

El cordón inferior estará compuesto por la misma cantidad de culmos, que poseen las vigas que soportan las losas de entepiso, para de esta manera tener una mayor estabilidad y rigidez en estos elementos. El soporte establecido para los aleros estará constituido por un culmo de guadua GaK de 10 cm de diámetro exterior y 0.7 cm de espesor de pared, el cual será colocado bajo cada cercha.

Figura 104

Disposición de soporte constituido por GaK

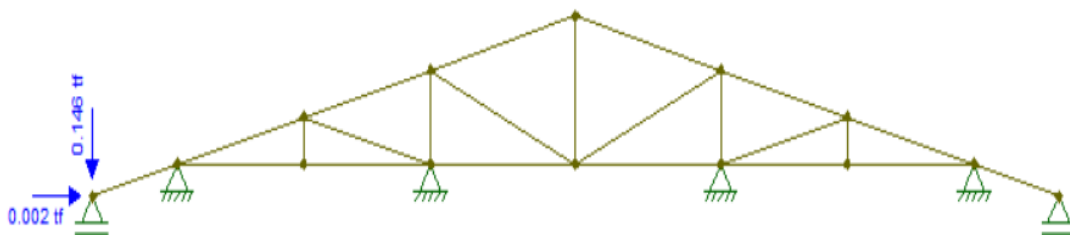


Nota: Elaborado en programa computacional AutoCad. Se muestra la dimensión y la disposición que posee el soporte de los aleros de cubierta.

El primer paso para el cálculo del soporte de los aleros, es el de la fuerza axial y cortante que soporta el elemento. Estos datos los obtenemos a partir de las fuerzas aplicadas en el punto de apoyo.

Figura 105

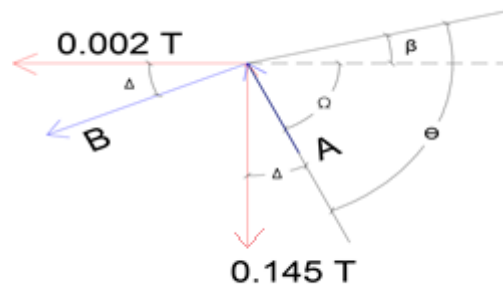
Reacciones aplicadas en los apoyos de la cercha



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 106

Esquema para el cálculo de fuerzas aplicadas a soporte



Nota: Elaborado en programa computacional AutoCad.

$$\beta = 14.28^\circ$$

$$\theta = \cos^{-1} \frac{1.20^2 + 2.84^2 - 2.88^2}{2 * 1.20 * 2.84} = 79.76^\circ$$

$$\Omega = \theta - \beta = 79.76^\circ - 14.28^\circ = 65.48^\circ$$

$$\Delta = 90^\circ - 65.48^\circ = 24.52^\circ$$

$$A = (0.145 * \cos 24.52^\circ) + (0.002 * \sin 24.52^\circ)$$

$$B = (0.145 * \sin 24.52^\circ) - (0.002 * \cos 24.52^\circ)$$

$$A = 0.134 T ; B = 0.058 T$$

Los valores obtenidos muestran que la carga axial aplicada en el elemento de soporte es igual a 0.134 T, mientras que la fuerza cortante 0.058 T.

$$I = \frac{\pi * 10^4}{64} - \frac{\pi * 8.6^4}{64} = 222.36 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{\pi * 10^2}{4} - \frac{\pi * 8.6^2}{4} = 20.45 \text{ cm}^2; lu = 284 \text{ cm}; k = 1.0$$

$$le = 284 * 1.0 = 288 \text{ cm}; F'c = 12.6 \text{ Mpa}$$

$$r = \sqrt{\frac{222.36}{20.45}} = 3.30 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{284}{3.30} = 86.06$$

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}} = 2.565 * \sqrt{\frac{7500}{12.6}} = 62.57$$

El valor de esbeltez para la configuración elegida da como resultado que es una columna larga, por lo que el cálculo se lo realiza de la siguiente manera.

$$\text{Si } Ck < \lambda < 150 \quad ; f_c = 3.33 \frac{E_{0.05}}{\lambda^2} \leq F'c$$

$$f_c = 3.33 \frac{76500}{86.06^2} = 34.4 \frac{kg}{cm^2} = 3.4 MPa$$

$$3.4 MPa < 12.6 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

Con el resultado comprobamos que la sección elegida como soporte es correcta.

Losas

Tipo: losa maciza bidireccional

Para el Prediseño de este elemento se requiere conocer la altura mínima del elemento.

$$h_{maciza_{min}} = \frac{ln * (800 + 0.0712 * fy)}{36000}$$

Donde ln es la distancia de mayor longitud entre vanos y fy es el límite de fluencia del acero, por lo que tenemos los siguientes valores:

$$ln = 4.0 m ; fy = 4200 kg/cm^2$$

Reemplazando estos valores en la formula obtenemos la altura mínima de la losa maciza bidireccional:

$$h_{maciza_{min}} = \frac{4.0 m * (800 + 0.0712 * 4200 kg/cm^2)}{36000}$$

$$h_{maciza} = 0.122 m$$

$$h_{maciza} = 0.12 m$$

Al trabajar con un elemento como la guadua, la norma ecuatoriana de la construcción Nec-15, recomienda trabajar con entrepisos livianos. Al obtener un

espesor de losa de 12 cm, se propone la colocación de viguetas cada 50 cm que nos ayuden a obtener una loseta de 7 cm de espesor.

$$l_n = 0.50 \text{ m} ; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\text{maciza}_{\text{min}}} = \frac{0.5 \text{ m} * (800 + 0.0712 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}{36000}$$

$$h_{\text{maciza}_{\text{min}}} = 0.015 \text{ m}$$

$$h_{\text{maciza}} = 0.07 \text{ m}$$

Al obtener este valor se puede determinar que el espaciamiento entre viguetas es demasiado pequeño y se lo puede aumentar. Un aspecto importante a tener en cuenta, al momento de optimizar el espaciamiento entre viguetas, es la colocación de la esterilla de guadua, la cual a continuación determinaremos si el espaciamiento entre viguetas propuesto es suficiente para contener las deformaciones que tiene este material. Para el caso del entrepiso, se propone usar esterillas de guadua con un espesor de pared igual a 12 cm.

$$\text{loseta} = 0.07 * 2400 = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.168 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Esterilla de bambú} = 1 \text{ m} * 0.009 \text{ m} * 1 \text{ m} * 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 0.0063 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lámina asfáltica Techofielt 2000} = 2.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0026 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{esterilla}} = 0.013 * 700 = 0.009 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} ; W_{\text{instalaciones}} = 0.01 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} ;$$

$$W_{\text{paredes}} = 0.05 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{CM}} = 0.25 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} ; W_{\text{CV}} = 0.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CM} = 0.25 * 0.5 = 0.125 \frac{\text{T}}{\text{m}} ; \text{CV} = 0.2 * 0.5 = 0.1 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$Q = 0.225 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 \text{ MPa} = 122400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; q = 0.225 \frac{\text{T}}{\text{m}} ; L = 50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60 * 1.2^3}{12} = 8.64 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} = \frac{5 * 2.25 * 50^4}{384 * 122400 * 8.64} ; \Delta = 0.173 \text{ cm} ; \frac{L}{240} = 0.21$$

$$0.21 > \Delta \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se calcula el acero de distribución que tendrá la loseta.

$$Asd = 0.0018 * 100 * 7 \text{ cm} = 1.26 \text{ cm}^2$$

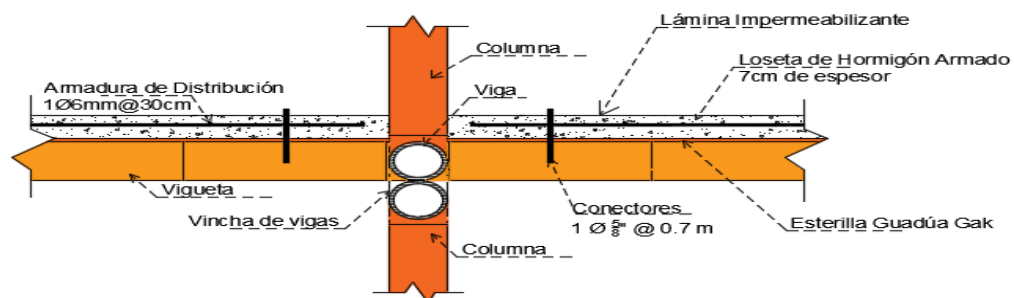
$$\#esp = \frac{100 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 3.33 ; \#var = \#esp + 1 = 5$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \#var}} = 0.56 \text{ cm} \approx 0.6 \text{ cm}$$

$$Asd = 1 \phi 6 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$$

Figura 107

Esquema composición de loseta entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Diseño de elementos sometidos a flexión

Para elementos de guadua angustifolia Kunth sometidos a flexión, la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016), nos dice que se debe verificar que las deflexiones producidas por las cargas no superen las permitidas, así como los esfuerzos a flexión, corte y aplastamiento, que el elemento resiste, no superen a los esfuerzos admisibles modificados para cada solicitación (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Deflexión.**Tabla 74***Fórmulas para el cálculo de deflexiones*

Condición de Carga	Deflexión
Carga concentrada en el centro de la longitud	$\Delta = \frac{P * L^3}{48EI}$
Carga uniformemente distribuida	$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI}$

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tabla 75*Deflexiones admisibles*

Condición de servicio	Cargas Vivas (l/k)	Viento o Granizo (l/k)	Cargas Totales (l/k)
Elementos de entrepiso	l/360	-	l/240

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Flexión.

$$\sigma = \frac{M}{S} \leq F'b$$

$$S = \frac{\pi * (De^4 - (De - 2t)^4)}{32 * De}$$

Corte.

$$v = \frac{2V}{3A} * \left(\frac{3De^2 - 6De * t + 4t^2}{De^2 + 2De * t + 2t} \right) \leq F'v$$

Aplastamiento.

$$fp = \frac{3RDe}{2t^2L} \leq F'p$$

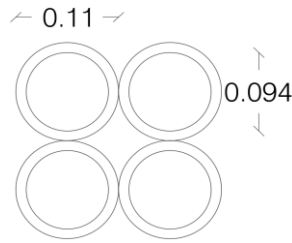
Para el caso de aplastamiento la NEC15 Estructuras de guadua nos dice que se debe rellenar todos los canutos, sometidos a esfuerzos de compresión perpendicular a la fibra, con mortero de cemento, caso contrario el esfuerzo admisible debe ser reducido en una cuarta parte ($F'p/4$) (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Prediseño de viguetas

Como primer paso, se determinará la carga que actúa a lo largo de todo el elemento, en este caso el área de carga es de 0.5 m. Se asume un valor de peso propio de la guadua de 700 kg/m³. Además, las paredes serán entramados compuestos por guadua rolliza y esterilla del mismo material, por este motivo asumimos un valor para las paredes de 50 kg/m². La vigueta estará compuesta por 4 culmos de guadua Gak, cada uno, con un diámetro exterior de 11 cm y un espesor de pared igual a 0.8 cm.

Figura 108

Esquema vigueta de entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

$$A_{vigueta} = 4 * \left(\frac{\pi * 0.11^2}{4} - \frac{\pi * 0.094^2}{4} \right) = 0.01 \text{ m}^2$$

$$W_{p_{vigueta}} = \frac{(11 \text{ m} * 26_{viguetas}) * 0.01 \text{ m}^2 * 700 \text{ kg/m}^3}{11 \text{ m} * 15 \text{ m}} = 12.13 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0.012 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{p_{losa}} = 0.07 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.17 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{p_{esterilla \text{ de bambu}}} = 0.0063 \frac{T}{m^2} ; \text{ Techofielt 2000} = 2.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0026 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{p_{porcelanato}} = 0.02 * 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.044 \frac{T}{m^2} ; W_{p_{instalaciones}} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{p_{paredes}} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.05 \frac{T}{m^2}$$

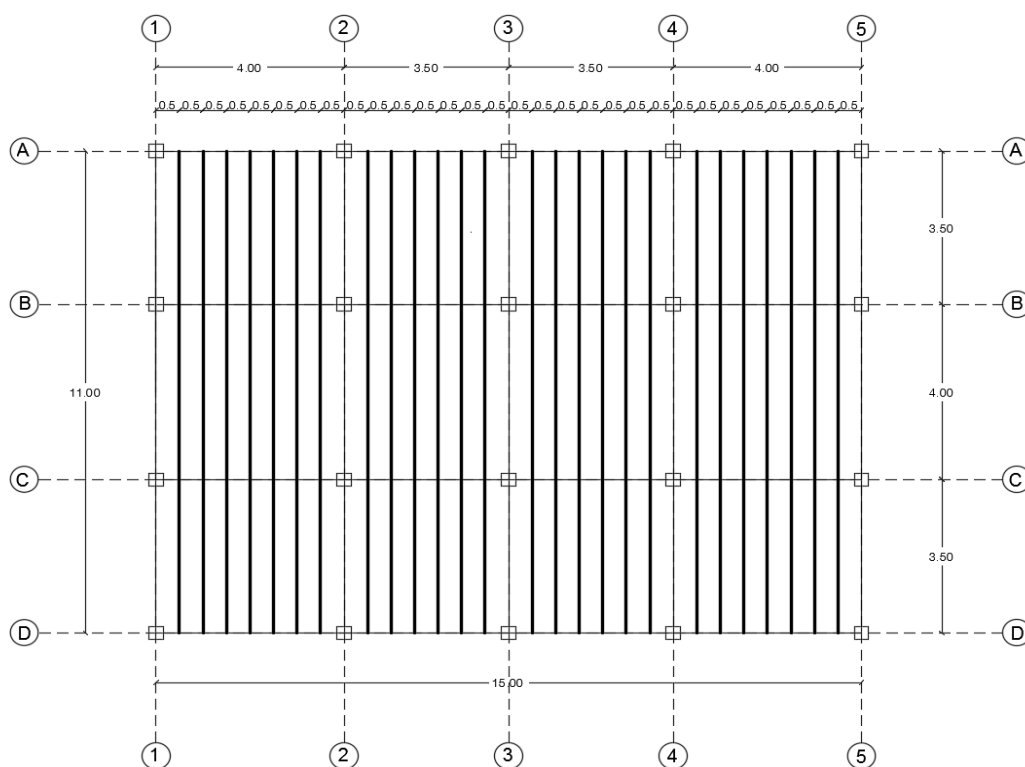
$$WD = 0.30 \frac{T}{m^2}$$

La carga muerta que se aplicará a la vigueta es de 0.30 T/m², los valores de cargas para carga viva son de 0.2 T/m² para losas de entrepiso y 0.07 T/m² para losa de cubierta, en este caso al ser losas de entrepiso se opta por una carga viva (WL) de 0.2 T/m² según los valores mostrados por la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Para el cálculo por medio del método de esfuerzos admisibles se necesita trabajar con cargas de servicio, es decir no se aplican factores de mayoración a las cargas. El anclaje entre las viguetas, las vigas de bambú y la losa, se realizará mediante la aplicación de conectores de corte, los mismos que permitirán un trabajo en conjunto de estos elementos. Como se indicó y comprobó anteriormente, el espaciamiento entre viguetas es de 0.5 m.

Figura 109

Distribución de viguetas en entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

$$WD = 0.30 * 0.5 = 0.15 \frac{T}{m}$$

$$WL = 0.2 * 0.5 = 0.1 \frac{T}{m}$$

$$W = WD + WL = 0.25 \frac{T}{m}$$

El primer paso es determinar la inercia mínima necesaria para que el elemento cumpla las deflexiones requeridas por la normativa vigente en el Ecuador. La NEC15 Estructuras de guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016) nos dice que para el cálculo de deflexiones se requiere trabajar con el módulo de elasticidad en el percentil $E_{0.05}$ o con el E_{\min} , mencionando que la elección del módulo de elasticidad del elemento queda a criterio del ingeniero estructural (NEC-SE-GUADUA, 2016)

A diferencia de lo que menciona la NEC15 la norma colombiana NRS-10 en su título G (NSR-10 Título G, 2010), nos dice que las deflexiones se calculan con el módulo de elasticidad promedio $E_{0.5}$, exceptuando casos donde las condiciones de servicio sean severas o se requiere de un nivel alto de seguridad, en estos casos se podrá usar el módulo de elasticidad en el percentil $E_{0.05}$ o con el E_{\min} (NSR-10 Título G, 2010).

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 \text{ MPa} = 122400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; q = 0.25 \frac{T}{m} ;$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$I > \frac{5 * q * L^3 * 240}{384E}$$

$$I > \frac{5 * 2.5 * 400^3 * 240}{384 * 122400} ; I > 4084.97 \text{ cm}^4$$

En base a la inercia obtenida, se determina que la configuración elegida para la vigueta es correcta, obteniendo una inercia de elemento igual a 4443.64 cm^4

Tabla 76

Programa de cálculo para Inercia de vigueta

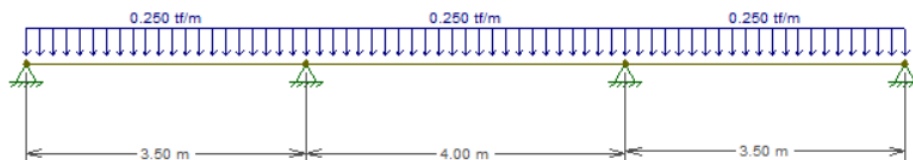
A	Y	A*Y	d	d ²	A*d ²	I	I+A*d ²
95,03	16,5	1568,05	5,5	30,25	2874,75	718,69	3593,44
-69,40	16,5	-1145,06	5,5	30,25	-2099,28	-383,25	-2482,53
95,03	16,5	1568,05	5,5	30,25	2874,75	718,69	3593,44
-69,40	16,5	-1145,06	5,5	30,25	-2099,28	-383,25	-2482,53
95,03	5,5	522,68	-5,5	30,25	2874,75	718,69	3593,44
-69,40	5,5	-381,69	-5,5	30,25	-2099,28	-383,25	-2482,53
95,03	5,5	522,68	-5,5	30,25	2874,75	718,69	3593,44
-69,40	5,5	-381,69	-5,5	30,25	-2099,28	-383,25	-2482,53
102,54	∑	1127,96				I	4443,64 cm ⁴
Y	11						

Nota: Elaborado en programa computacional Excel.

A continuación, se procede a determinar el momento y el cortante máximo.

Figura 110

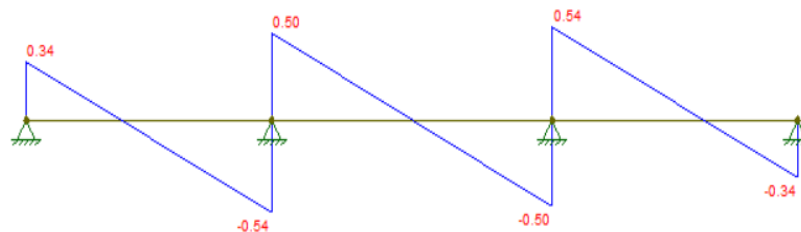
Cargas aplicadas en vigueta



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 111

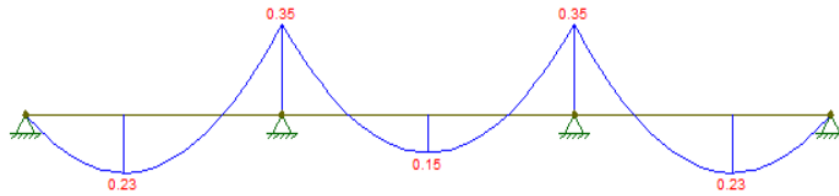
Diagrama de Cortante en vigueta



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 112

Diagrama de Momento, viga eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Tabla 77

Esfuerzos admisibles modificados, para vigueta

	Fb (Mpa)	Fv (Mpa)	Fp (Mpa)
	Flexión	Corte	Compresión \perp
Coeficiente	15	1,2	1,4
C_D	0,90	0,90	0,90
C_m	1,00	1,00	1,00
C_t	1,00	1,00	1,00
C_r	1,10	1,10	1,10
C_c	1,00	1,00	1,00
C_L	0,98	0,98	0,98
C_F	1,00	1,00	1,00
C_p	1,00	1,00	1,00
Esfuerzo corregido	14,55	1,16	1,36

Nota: En la tabla se muestran los valores de coeficientes de modificación de esfuerzos.

Como siguiente paso tenemos la comprobación del esfuerzo admisible a flexión.

$$M = 0.35 T * m = 3432327.5 \text{ N} * \text{mm}$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{4443.64}{\frac{22}{2}} = 403.97 \text{ cm}^3 = 403967.27 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{3432327.5}{403967.27} = 8.50 \text{ MPa}$$

$$8.50 \text{ MPa} < 14.55 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

A continuación, se procede a comprobar el esfuerzo por corte que se produce en la vigueta, este esfuerzo se produce a una distancia h de la cara del apoyo.

$$v = \frac{2V}{3A} * \left(\frac{3De^2 - 6De * t + 4t^2}{De^2 + 2De * t + 2t} \right) \leq F'v ; h = 0.24$$

$$V = 0.48 T = 480 \text{ kg} ; A = 102.54 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{2 * 480}{3 * 102.54} * \left(\frac{3 * 11^2 - 6 * 11 * 0.8 + 4 * 0.8^2}{11^2 + 2 * 11 * 0.8 + 2 * 0.8} \right) = 6.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$0.68 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se debe verificar el aplastamiento o esfuerzo producido por la compresión perpendicular a la fibra, en los apoyos y lugares de unión se prevee la colocación de mortero de cemento.

$$fp = \frac{R}{a * b} \leq F'p$$

$$R = 5295.59 \text{ N} ; b = 147 \text{ mm} ; a = 147 \text{ mm}$$

$$fp = \frac{5295.59 \text{ N}}{220 \text{ mm} * 220 \text{ mm}} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$0.11 \text{ MPa} < 1.24 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Otro aspecto importante que menciona la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016), es la estabilidad lateral de los elementos.

Tabla 78

Estabilidad lateral, según relación base con altura

d/b	Requerimiento
2	No requiere soporte lateral.
3	En los apoyos, restringir el desplazamiento lateral
4	Restringir el desplazamiento lateral en apoyos y del borde en compresión mediante correas o viguetas
5	Restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y proveer soporte continuo del borde en compresión mediante un entablado.

Nota: Adaptado de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

$$\frac{d}{b} = \frac{22}{22} = 1$$

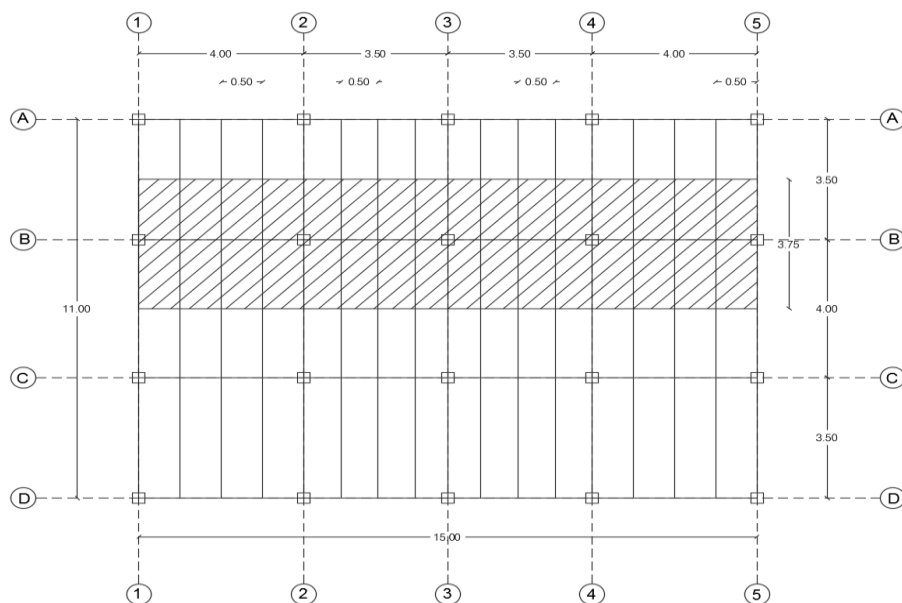
Se determina que las viguetas no requieren soporte lateral.

Prediseño de viga

Para dimensionar las vigas de guadua, se debe conocer el área de carga que la losa genera sobre la viga, así como considerar las cargas que se aplicaran a lo largo de todo el elemento. Para repartir la carga, se considera la suma de la longitud de los vanos perpendiculares a la viga dividido entre dos. Para nuestros prediseño, elegimos la viga en que posee condiciones más desfavorables, en este caso determinamos que es la viga del eje B.

Figura 113

Área de carga correspondiente a viga de eje B



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

El área de carga correspondiente a la viga que se va a calcular es de 3.75 m.

$$WD = 0.30 * 3.75 = 1.12 \frac{T}{m}$$

$$Wp_{viga} = 10 * \left(\frac{\pi * 0.11^2}{4} - \frac{\pi * 0.092^2}{4} \right) m^2 * 700 \text{ kg/m}^3 = 19.99 \text{ kg/m} = 0.02 \frac{T}{m}$$

$$WL = 0.2 * 3.75 = 0.75 \frac{T}{m}$$

$$W = 1.89 \frac{T}{m}$$

El primer paso es determinar las deflexiones máximas permitidas, para lo cual buscaremos la Inercia mínima para soportar dichas deflexiones.

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 \text{ MPa} = 122400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; q = 1.89 \frac{T}{m} ;$$

$$\frac{L}{240} \text{ Para carga total}$$

$$I > \frac{5 * q * L^3 * 240}{384E}$$

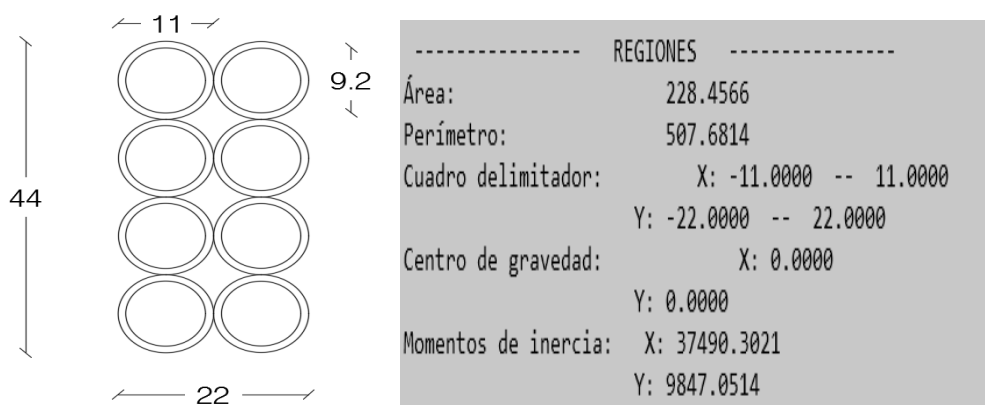
$$I > \frac{5 * 18.9 * 400^3 * 240}{384 * 122400}$$

$$I > 30882.35 \text{ cm}^4$$

En base a la inercia obtenida, se procede a optar por una viga configurada por 4 culmos de 11 cm de diámetro exterior y 0.9 cm de espesor de pared, con una inercia del elemento igual a 37490.30 cm⁴, la inercia fue calculada en el programa computacional AutoCad.

Figura 114

Configuración de viga y propiedades geométricas

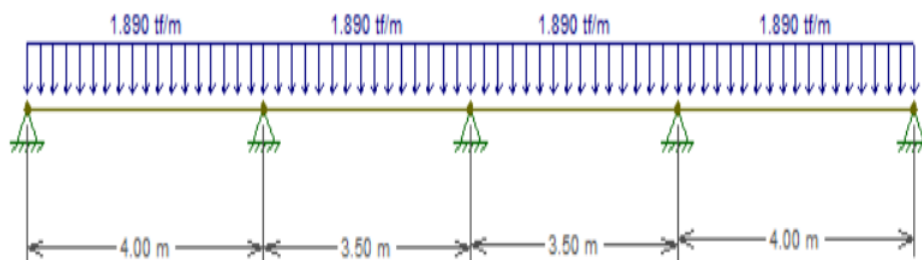


Nota: Elaborado en programa computacional AutoCad, se muestra las propiedades geométricas del elemento calculadas por el programa. Los valores de dimensiones y propiedades se encuentran en cm.

El siguiente paso es determinar el momento y el cortante máximo.

Figura 115

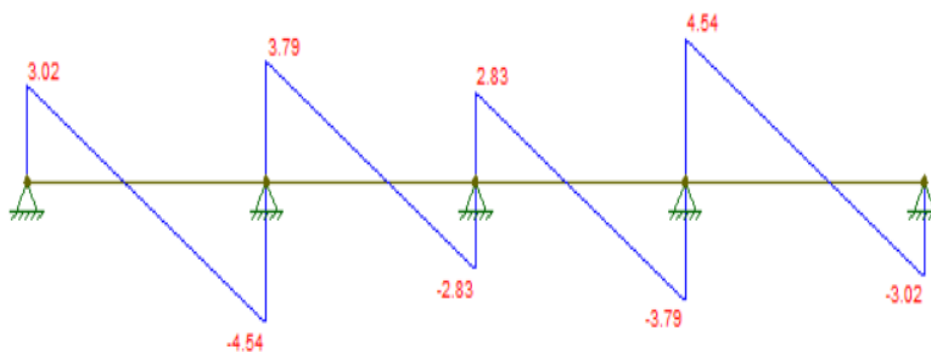
Cargas aplicadas en viga de eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 116

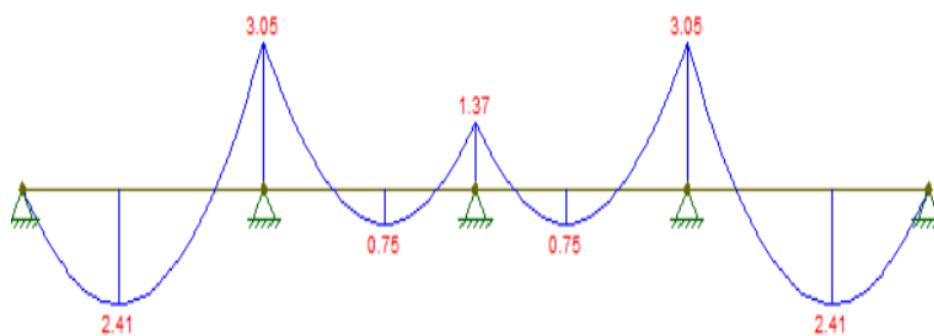
Diagrama de Cortante, viga eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Figura 117

Diagrama de Momento, viga eje B



Nota: Elaborado en programa computacional Ftool.

Tabla 79

Esfuerzos admisibles modificados, para viga eje B

	Fb (Mpa)	Fv (Mpa)	Fp (Mpa)
	Flexión	Corte	Compresión \perp
Coeficiente	15	1,2	1,4
C _D	0,90	0,90	0,90
C _m	1,00	1,00	1,00
C _t	1,00	1,00	1,00
C _r	1,10	1,10	1,10
C _c	1,00	1,00	1,00
C _L	0,95	0,95	0,95
C _F	1,00	1,00	1,00
C _p	1,00	1,00	1,00
Esfuerzo corregido	14,11	1,13	1,32

Nota: En la tabla se muestran los valores de coeficientes de modificación de esfuerzos.

Obtenidos los valores de momentos y cortantes máximos, así como los esfuerzos admisibles modificados se procede a verificar que el elemento no sobrepasa los mismos.

$$M = 3.05 T * m = 29910282.5 N * mm$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{37490.302}{\frac{44}{2}} = 1704.10 \text{ cm}^3 = 1704104.636 \text{ mm}^3$$

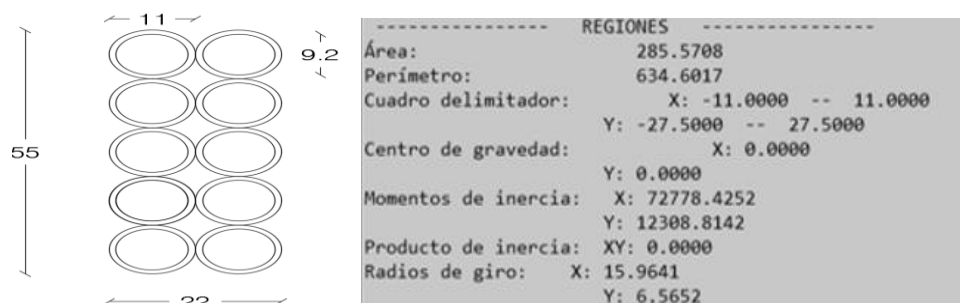
$$\sigma = \frac{29910282.5}{1600371.67} = 17.55 \text{ MPa}$$

$$17.55 \text{ MPa} < 14.11 \text{ MPa} \quad \therefore \text{No Cumple}$$

Se determina que la configuración dada no cumple con los requisitos propuestos, por tal motivo se procede a modificar la viga aumentando 2 culmos de 11 cm de diámetro exterior con 0.9 cm de espesor de pared.

Figura 118

Configuración de viga modificada y propiedades geométricas



Nota: Elaborado en programa computacional AutoCad, los valores de medidas se encuentran en cm.

$$I = 72778.425 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{72778.425}{\frac{55}{2}} = 2646.488 \text{ cm}^3 = 2646488.182 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{29910282.5}{2646488.182} = 11.30 \text{ MPa}$$

$$11.30 \text{ MPa} < 14.11 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

El siguiente paso es determinar si el esfuerzo por corte que se produce en la viga, no supera al admisible modificado, este esfuerzo de corte se comprueba a una distancia h de la cara del apoyo.

$$v = \frac{2V}{3A} * \left(\frac{3De^2 - 6De * t + 4t^2}{De^2 + 2De * t + 2t} \right) \leq F'v ; h = 54 \text{ cm}$$

$$V = 3.5 T = 3500 \text{ kg} ; \quad A = 55 * 22 = 1210 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{2 * 3500}{3 * 1210} * \left(\frac{3 * 11^2 - 6 * 11 * 0.9 + 4 * 0.9^2}{11^2 + 2 * 11 * 0.9 + 2 * 0.9} \right) = 4.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$0.42 \text{ MPa} < 1.13 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se verifica el aplastamiento que se produce en los apoyos, además se requiere colocar mortero de cemento, en lugares donde se produzca este esfuerzo.

$$fp = \frac{R}{b * a} \leq F'p$$

$$R = 44522.191 \text{ N} ; b = 220 \text{ mm} ; a = 550 \text{ mm}$$

$$fp = \frac{44522.191 \text{ N}}{220\text{mm} * 550\text{mm}} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$0.37 \text{ MPa} < 1.24 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Se determina la estabilidad lateral de la viga.

$$\frac{d}{b} = \frac{55}{22} = 3$$

Se determina que las vigas, requieren soporte lateral en apoyos y zonas de compresión.

Tabla 80

Dimensiones mínimas de vigas y viguetas

Tipo	b min (cm)	h min (cm)	t min (cm)	S (cm)
Viga	22	55	0.9	-
Vigueta	22	22	0.8	50

Nota: La tabla muestra los valores de dimensiones mínimas de los elementos, para soportar las deflexiones y sollicitaciones que se producen en los mismos.

Conectores de Corte

Al implementar elementos de guadua con dos o más culmos, se requiere que la estabilidad de los mismos, sea garantizada, esto se logra mediante la aplicación de conectores de corte transversales, los mismos generaran un trabajo en conjunto de los culmos que componen el elemento (NSR-10 Título G, 2010). El espaciamiento entre conectores se determinará mediante la expresión que se muestra a continuación.

$$j = \frac{7 * l}{V}$$

Donde j (mm) es el espaciamiento requerido, l (mm) es la luz del elemento y V (KN) es el esfuerzo cortante aplicado.

$$j = \frac{7 * 4000}{44.52 \text{ kN}} = 628.93 \text{ mm} = 0.63 \approx 0.70 \text{ m}$$

Para las vigas se requiere colocar un conector de corte cada 0.7 m, el primer conector de corte se colocará a una distancia de 50 mm de la cara del apoyo, además los canutos en los que se coloquen conectores de corte, se deben rellenar con mortero de cemento (NEC-SE-GUADUA, 2016).

El diámetro del conector lo calcularemos en base a la capacidad que tiene el mismo.

$$Q = 0.75 * A_p * F_u ; Q = 4.54 T ; F_u = 3795 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_p = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{0.75 * \pi * F_u}} = \sqrt{\frac{4 * 4540}{0.75 * \pi * 3795}} = 1.43 \text{ cm}$$

El diámetro elegido para el perno de anclaje, al analizar el valor obtenido, es de 5/8 de pulgada.

Diseño de elementos sometidos a fuerza axial

La norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016), nos dice que en los elementos de guadua angustifolia Kunth sometidos a fuerza axial se debe verificar los esfuerzos a tensión axial y compresión axial, que el elemento resiste, no superen a los esfuerzos admisibles modificados (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tensión axial.

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F'_t$$

Compresión axial.

$$l_e = l_u * k$$

$$\lambda = \frac{l_e}{r} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}} ; \text{No se aceptan elementos con esbeltez mayor a 150}$$

$$\text{Si } \lambda < 30 ; f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'_c$$

$$\text{Si } 30 < \lambda < C_k ; f_c = \frac{N}{A_n * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{\lambda}{C_k}\right)^3\right)} \leq F'_c$$

$$\text{Si } C_k < \lambda < 150 ; f_c = 3.33 \frac{E_{0.05}}{\lambda^2} \leq F'_c$$

Diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial

El diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial, se basa en limitar la acción simultánea de estas fuerzas, a valores menores o iguales a 1.

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1.0$$

Diseño de elementos sometidos a flexo-compresión

Los elementos de guadua que se encuentre sometidos a la acción de fuerzas, simultáneamente, de compresión y flexión, se deben diseñar para no superar un valor de 1.

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{k_m * f_b}{F'_b} \leq 1.0$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{N_a}{N_{er}}\right)} ;$$

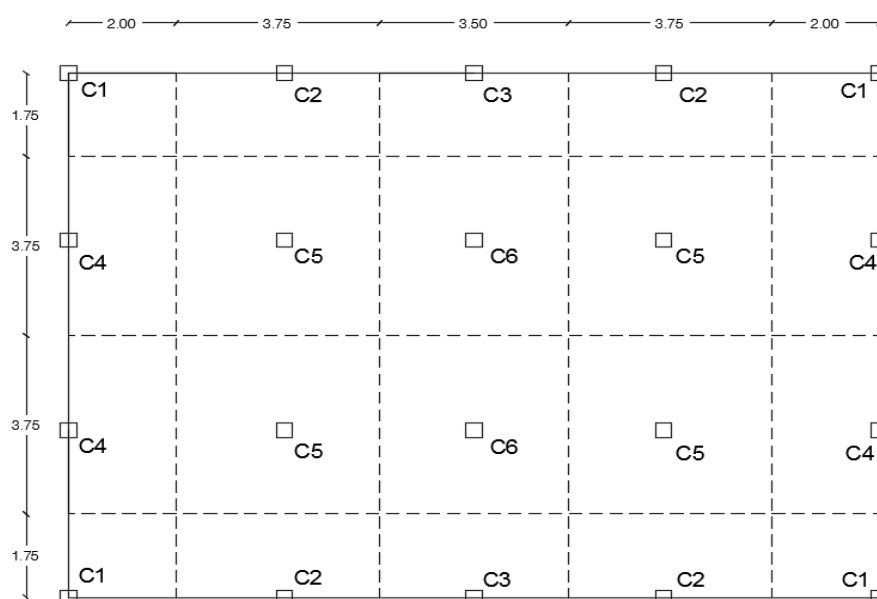
$$N_{er} = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{l_e^2}$$

Prediseño de columnas

Para el prediseño de columnas, se requiere conocer el área de carga que recibe la columna a dimensionar, esto con el fin de determinar los esfuerzos a los que se someterá el elemento.

Figura 119

Área de carga correspondiente a cada columna



Nota: Elaboración propia en programa AutoCAD

El primer punto para determinar las dimensiones de la columna es el cálculo de la carga que soportará el elemento.

$$P = Q_s * \text{área de carga} * \#\text{pisos} ; Q_s = \text{Carga de Servicio}$$

Tabla 81

Carga aplicada a columnas

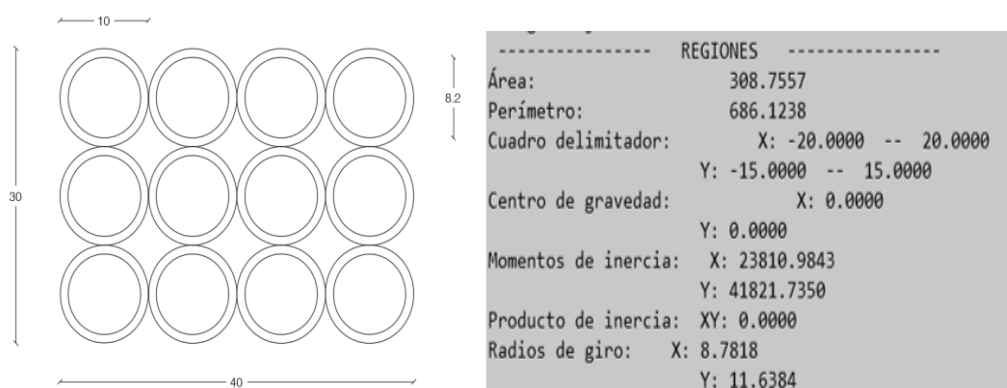
Columna	Qs (T/m ²)	# Pisos	L1 (m)	L2 (m)	P (T)
C1	0.52	3	1,75	2	5.46
C2	0.52	3	1,75	3,75	10.24
C3	0.52	3	1,75	3,5	9.60
C4	0.52	3	3,75	2	11.70
C5	0.52	3	3,75	3,75	21.94
C6	0.52	3	3,75	3,5	20.48

Nota: En la tabla se detallan las fuerzas axiales aplicadas a cada elemento.

Para determinar la sección de los elementos se realizará un análisis mediante compresión axial, el primer paso es adoptar una sección y determinar el tipo de columna resultante. La distribución seleccionada para el cálculo son 12 culmos de guadua de diámetro exterior 10 cm y un espesor de pared de 0.9 cm

Figura 120

Configuración de columnas y propiedades geométricas



Nota: Elaborado en programa computacional AutoCad, se muestra las propiedades geométricas del elemento calculadas por el programa. Los valores de dimensiones y propiedades se encuentran en cm.

Tabla 82

Esfuerzo admisible de compresión para columnas

F _c (Mpa)	
Compresión	
Coeficiente	14
C _D	0,90
C _m	1,00
C _t	1,00
C _r	1,00
C _c	1,00
C _L	1,00
C _F	1,00
C _p	0,95
Esfuerzo corregido	11,97

Nota: En la tabla se muestran los valores del esfuerzo a compresión admisible para pre-diseño de columnas.

$$I = 23810.98 \text{ cm}^4; A = 308.76 \text{ cm}^2; l_u = 288 \text{ cm}; k = 1.0$$

$$l_e = 288 * 1.0 = 288 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{23810.98}{308.76}} = 8.78 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{288}{8.78} = 32.80$$

El valor de esbeltez para la configuración elegida da como resultado que es una columna intermedia, por lo que el cálculo se lo realiza de acuerdo a los resultados obtenidos.

$$\text{Si } 30 < \lambda < Ck ; f_c = \frac{N}{A_n * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{\lambda}{Ck}\right)^3\right)} \leq F'_c$$

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}} = 2.565 * \sqrt{\frac{7500}{11.97}} = 64.21$$

El análisis según el tipo de columna se lo analizara para el elemento que mayor carga axial soporta, en este caso la columna C5.

$$f_c = \frac{21940}{308.76 * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{32.80}{64.21}\right)^3\right)}$$

$$f_c = \frac{21940}{292.30} = 75.06 \frac{kg}{cm^2} = 7.65 MPa$$

$$7.65 MPa < 11.97 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

Al analizar los resultados obtenidos, se determina que la configuración elegida para la columna cumple todos los requisitos propuestos.

Tabla 83

Dimensiones propuestas de columnas

Tipo	b (cm)	h (cm)	t (cm)
C1	30	40	0.9
C2	30	40	0.9
C3	30	40	0.9
C4	30	40	0.9
C5	30	40	0.9
C6	30	40	0.9

Nota: La tabla muestra los valores de dimensiones propuestas para columnas

Diseño de Entramado

Al diseñar un sistema de postes y vigas, la mampostería de la estructura, será diseñada como un entramado liviano, dependiendo de los elementos

interiores y exteriores para soportar la acción de fuerzas laterales. Las cargas aplicadas al entramado serán las producidas por efectos de la presión del viento y la carga producida por el peso aplicada a las vigas. Al ser una superficie vertical el entramado tendrá valores de los coeficientes C_f y C_e de 0.8 y 1.3 respectivamente.

$$\rho = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * C_e * C_t ; C_t = 0.8 ; C_e = 1.3$$

$$\rho = \frac{1}{2} * 1.25 * 18.9^2 * 1.3 * 0.8 = 232.19 Pa = 23.68 \frac{kg}{m^2}$$

Para el diseño se elige, elementos compuestos por un culmo de guadua, con diámetro exterior de 10cm y espesor de pared de 0.7 cm. El primer paso, es determinar los valores de esfuerzos admisibles que soportaran los elementos que conforman el entramado.

Tabla 84

Esfuerzos admisibles modificados, para entramados

Coeficiente	Fc (Mpa)	Fb (Mpa)
	Compresión	Flexión
	14	15
C_D	0,90	0,90
C_m	1,00	1,00
C_t	1,00	1,00
C_r	1,10	1,10
C_c	1,00	1,00
C_L	1,00	1,00
C_F	1,00	1,00
C_p	1,00	1,00
Esfuerzo corregido	13,86	14,85

Del diseño se considera que los entramados soportaran la carga axial proveniente de la viga, su principal función será la de rellenar los huecos ubicados entre columnas y generar un soporte para la viga. Para el entramado se elige una separación de pie derecho a pie derecho igual a 0.5 m. El primer paso es determinar las cargas que resiste el miembro.

$$W_{axial} = 1.89 \frac{T}{m} * 0.5m = 0.945 T = 945 kg$$

$$W_{viento} = \rho * S = 23.68 * 0.5 = 11.84 \frac{kg}{m}$$

$$M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{11.84 * 2.88^2}{8} = 12.28 kg * m = 1228 kg * cm$$

$$I_x = I_y = 246.48 cm^4; A = 23.12 cm^2; E = 76500 \frac{kg}{cm^2}$$

A continuación, se determina si el elemento resiste trabajar bajo efectos de flexión

$$M = 0.013 T * m = 120430 N * mm$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{246.48}{\frac{10}{2}} = 49.30 cm^3 = 49296 mm^3$$

$$\sigma = \frac{120430}{49296} = 2.44 MPa$$

$$2.44 MPa < 14.85 MPa \quad \therefore \text{Cumple}$$

El siguiente paso es calcular la esbeltez del elemento, dentro y fuera del plano del entramado, para así determinar si el elemento resiste el trabajo a compresión axial. El entramado posee una riostra a una altura de 1.44 m, por lo tanto, la esbeltez del elemento viene determinada como se muestra a continuación.

$$\lambda_y = \text{Esbeltez dentro del plano} = \frac{k * l}{2 * b}$$

$$\lambda_x = \text{Esbeltez fuera del plano} = \frac{k * l}{h}$$

En este sentido los valores de b y h son el diámetro exterior del elemento, el valor de k fue tomado como 1, al ser elemento con sus dos extremos restringidos al movimiento.

$$\lambda_y = \frac{1 * 288}{2 * 10} = 14.4; \lambda_x = \frac{1 * 288}{10} = 28.8$$

La esbeltez de los entramados viene clasificada como columnas cortas, intermedias y largas, al igual que cualquier elemento de guadua Gak.

El valor de Ck se lo determina como se muestra.

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}} = 2.565 * \sqrt{\frac{7500}{13.86}} = 59.67$$

Como se puede observar, la esbeltez dentro y fuera del plano, clasifican al elemento como columna corta.

$$\text{Si } \lambda < 30 ; f_c = \frac{N}{An} \leq F'c$$

$$I_x = I_y = 246.48 \text{ cm}^4 ; A = 23.12 \text{ cm}^2 ; E = 76500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c = \frac{945 \text{ kg}}{23.12 \text{ cm}^2} = 40.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 4 \text{ Mpa}$$

$$4 \text{ MPa} < 13.86 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se determinará si el diseño del elemento es correcto, para flexo-compresión.

$$\frac{f_c}{F'c} + \frac{km * fb}{F'b} \leq 1.0$$

$$N_{er} = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{le^2} = \frac{\pi^2 * 76500 * 246.48}{288^2} = 2243.66 \text{ kg}$$

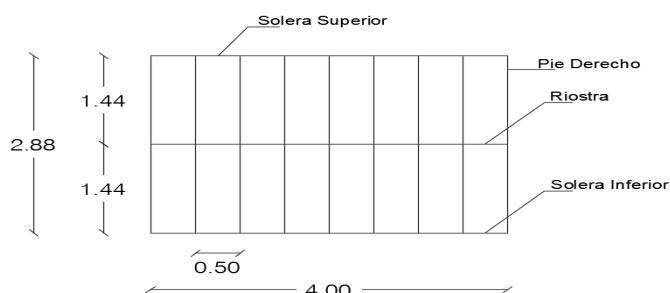
$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{N_{er}} \right)} = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{945}{2243.66} \right)} = 2.72$$

$$\frac{4}{13.86} + \frac{2.72 * 2.44}{14.85} = 0.74 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexo - compresión}$$

Se acepta la configuración elegida para el entramado, la que consta de elementos de diámetro igual a 10 cm y espesor de pared de 0.8 cm, la separación entre elementos verticales es de 0.50 m además se colocó arriostramiento a la altura de 1.44 m. El arriostramiento posee las mismas dimensiones que los demás elementos del entramado.

Figura 121

Dimensiones de entramado



Nota: En la figura se muestra la composición del entramado y las dimensiones de cada elemento que conforman el mismo.

Fuerza Sísmica

Se analizó la estructura mediante el método 1: Diseño basado en fuerzas (D.B.F), especificado en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 Diseño sísmo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

$$T = C_t h_n^\alpha ; T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) ; T_L = 2.4 * F_d ;$$

Tabla 85

Coefficientes método de diseño basado en fuerzas

Variable	Valor	Unidades
Coefficiente de perfil de suelo (Fs)	1,28	adimensional
Coefficiente de perfil de suelo (Fd)	1,19	adimensional
Coefficiente de perfil de suelo (Fa)	1,2	adimensional
Coefficiente de Importancia (I)	1	adimensional
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	2	adimensional
Coefficiente de irregularidad en elevación (φE)	1	adimensional
Coefficiente de irregularidad en planta (φP)	1	adimensional
Coefficiente Ct	0,055	adimensional
Altura total de estructura (hn)	10.04	m
Coefficiente α	0,9	adimensional
Relación de amplificación espectral (η)	2,48	adimensional
Zona Sísmica	V	adimensional
Tipo de Suelo	D	adimensional
Factor de Zona (Z)	0,4	adimensional
Periodo Fundamental (T)	0,383	s
Periodo Limite (To)	0,127	s
Periodo Limite (Tc)	0,698	s
Periodo limite (TL)	2,856	s

Nota: En la tabla se muestran los valores, usados para calcular el espectro de diseño de la estructura.

Los valores de tipo de suelo y zona sísmica, se asumieron al igual que en el capítulo III del presente trabajo. El coeficiente de reducción sísmica, para

estructuras de guadua en un sistema de Poste y viga es igual a 2 , según lo especificado en la NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

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

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

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o} \right]; \quad T \leq T_o$$

Tabla 86

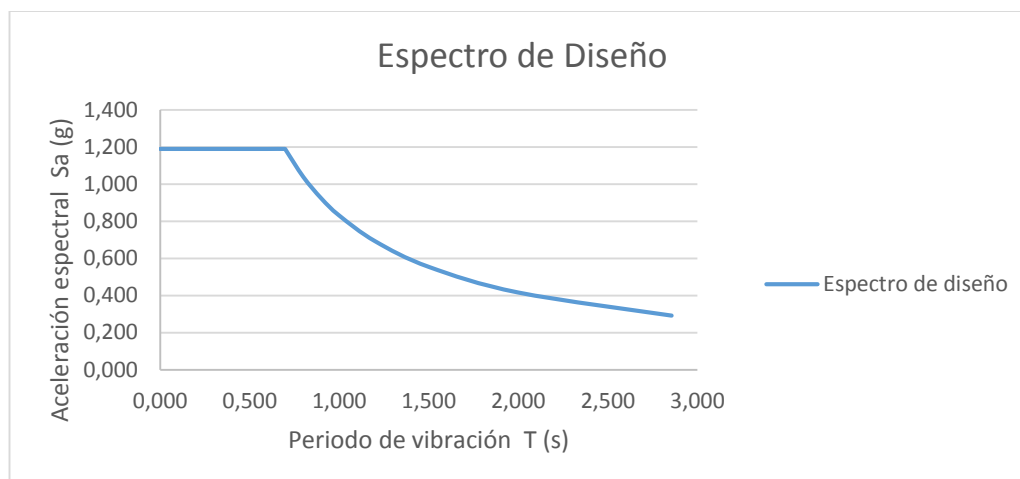
Espectro elástico de Diseño

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	1,190
To	0,127	1,190
	0,200	1,190
	0,300	1,190
	0,400	1,190
	0,500	1,190
	0,600	1,190
Tc	0,698	1,190
	0,700	1,187
	0,800	1,039
	0,900	0,923
	1,000	0,831
	1,200	0,693
	1,500	0,554
	2,000	0,416
TL	2,856	0,291

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 122

Gráfica espectro elástico de Diseño



Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Para el cálculo del espectro de diseño reducido se tomó en cuenta el factor de reducción de resistencia sísmica, en nuestro caso con un valor de 2, con lo que se procede a dividir los valores correspondientes a Sa con este valor obteniendo como resultado los datos que se muestran a continuación.

Tabla 87

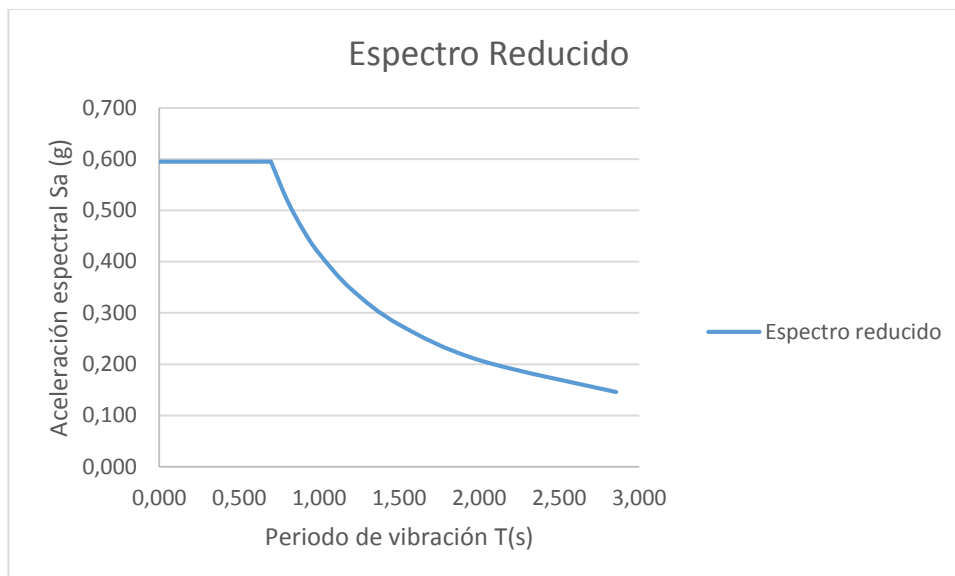
Espectro elástico de diseño reducido

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	0,595
To	0,127	0,595
	0,200	0,595
	0,300	0,595
	0,400	0,595
	0,500	0,595
	0,600	0,595
Tc	0,698	0,595
	0,700	0,594
	0,800	0,519
	0,900	0,462
	1,000	0,416
	1,200	0,346
	1,500	0,277
	2,000	0,208
TL	2,856	0,145

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 123

Gráfica espectro elástico de diseño reducido



Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de respuesta elástico de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Cortante Basal de Diseño.

El cálculo del cortante basal de diseño, es una fuerza que se produce por la acción de un sismo y se produce en la base de la estructura, se detalla en la NEC15 Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

$$T = C_t h_n^\alpha = 0.055 * 10.04^{0.9} = 0.439 \text{ s}$$

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.126$$

$$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.55 * 1.28 * \left(\frac{1.19}{1.12} \right) = 0.698$$

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 = 1.1904$$

$$V = \frac{1 * 1.1904}{2 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.60 * W$$

Modelamiento Computacional

El modelamiento de la estructura se lo realizó en el programa computacional ETABS, el que nos ayudará a tener una visión del comportamiento

de la estructura, de esta manera poder determinar si prediseños realizados, son los correctos.

El primer paso es la definición de los materiales y la geometría de la estructura.

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 T/m^2$

Tipo de Perfil de Suelo: D

Resistencia a compresión del hormigón: $f'_c = 240 kg/cm^2$

Módulo de elasticidad del hormigón: $E_c = 2347896.58 T/m^2$

Módulo de elasticidad de la guadua Gak: $MOE_{guadua} = 1224000 T/m^2$

Un aspecto muy importante para el modelamiento computacional, es la curva esfuerzo-deformación, la cual determina el comportamiento que tiene el material. La determinación de esta curva se la realiza mediante ensayos de laboratorio que den una visión real de las deformaciones que sufre el elemento al aplicársele cargas establecidas. Para efectos de cálculo se optó por aceptar, los valores propuestos para la curva de esfuerzo-deformación del documento *Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study* (Zhou, Bian, Shen, Huang, & Zhou, 2018).

Tabla 88

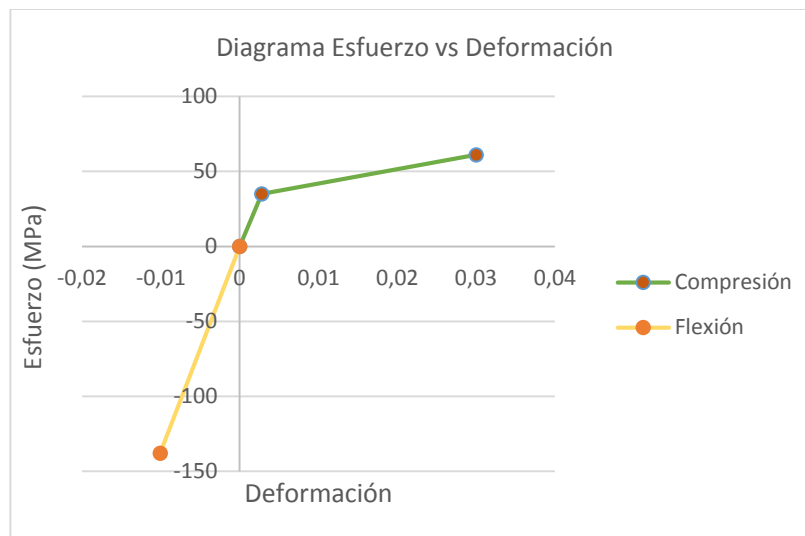
Esfuerzos últimos de guadua angustifolia Kunth

E (MPa)	f_{tu} (MPa)	ϵ_{tu}	f_{ce} (MPa)	ϵ_{ce}	f_{cu} (MPa)	ϵ_{cu}
13155.0	138.0	0.0101	35.0	0.0028	61.8	0.03

Nota: Adaptado del documento *Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study* (Zhou, Bian, Shen, Huang, & Zhou, 2018).

Figura 124

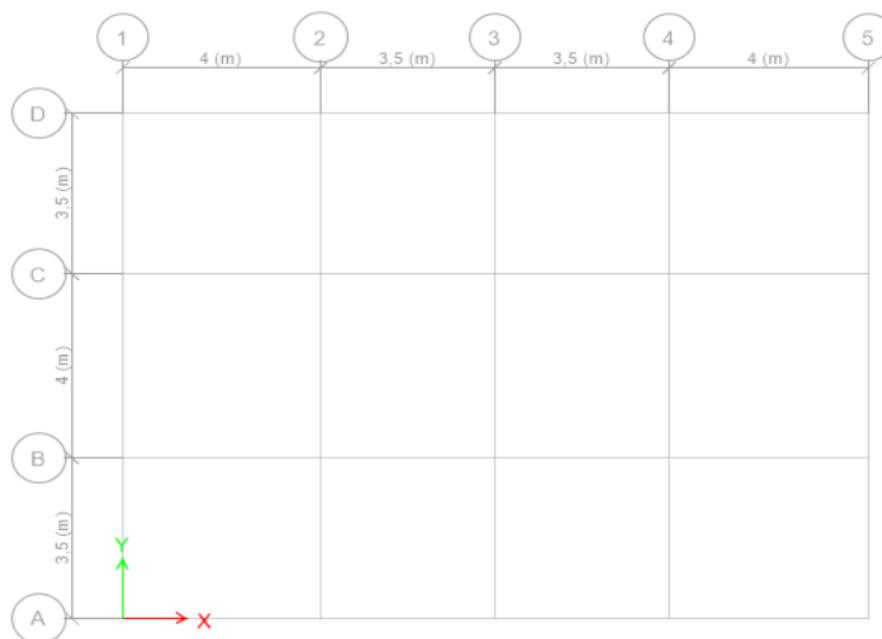
Diagrama esfuerzo deformación de la guadua angustifolia Kunth



Nota: En la figura se muestra el diagrama esfuerzo deformación de la guadua, de color verde lo correspondiente a compresión y de color amarillo lo correspondiente a tracción.

Figura 125

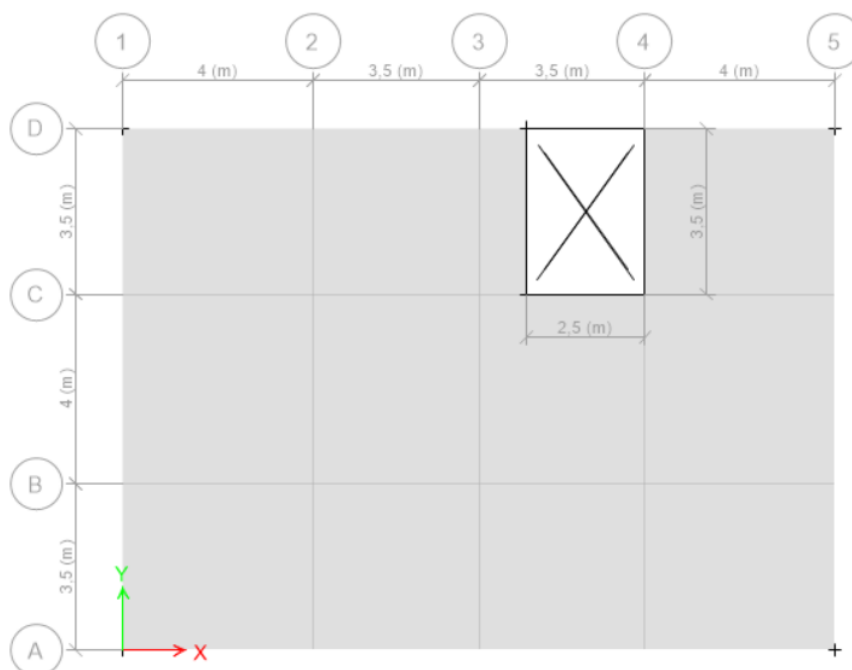
Vista en planta



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, geometría general de estructura.

Figura 126

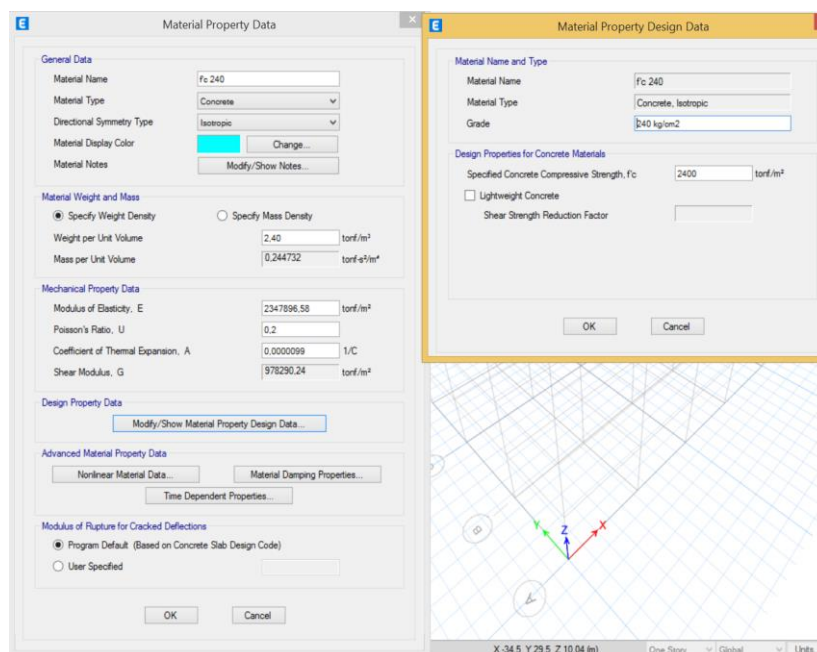
Vista en planta de losa nivel 1 y 2



Nota: Geometría de losas en pisos 1 y 2, con apertura para ubicar escaleras, elaborado en programa computacional ETABS

Figura 127

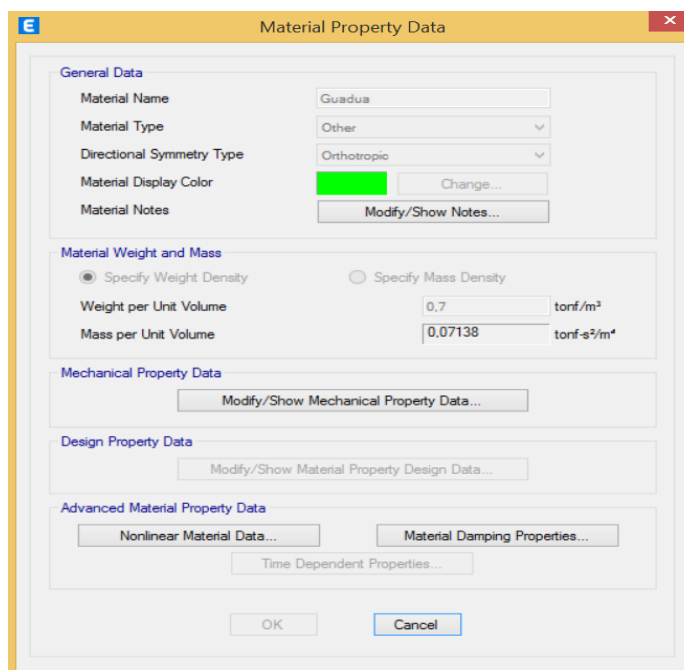
Propiedades del Hormigón, $f'c$ 240 kg/cm²



Nota: En la imagen se aprecia la definición de las propiedades del hormigón en el programa computacional ETABS.

Figura 128

Propiedades de guadua angustifolia Kunth



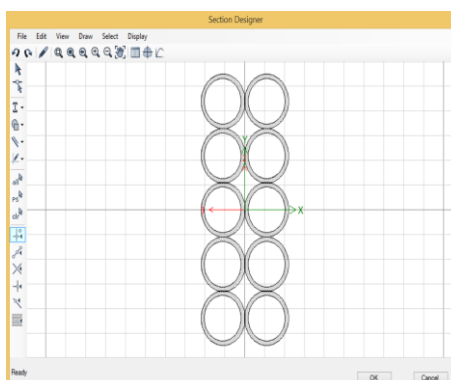
Nota: Definición de las propiedades de la guadua, en el programa computacional ETABS.

Vigas

Para modelar las vigas, se toma en cuenta el prediseño realizado, en el cual definimos un solo tipo de vigas en todos los sentidos.

Figura 129

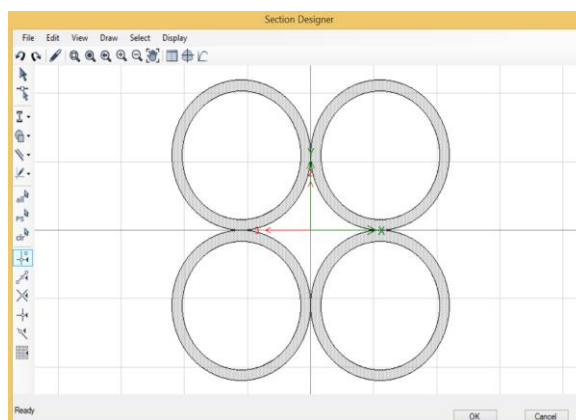
Definición de sección de vigas



Nota: Definición de dimensiones de viga, 10 culmos de guadua diámetro exterior 11 cm y espesor de pared de 0.9 cm.

Figura 130

Definición de sección de viguetas



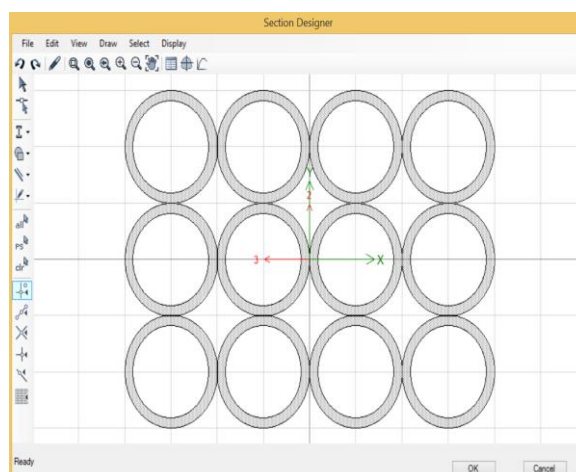
Nota: Definición de dimensiones de vigueta, 4 culmos de diámetro exterior 11 cm y espesor de pared de 0.8 cm.

Columna

Para definir las secciones de columnas se considera el diseño realizado en el cual se eligió un tamaño de columna único para todos los ejes.

Figura 131

Definición de sección de columnas



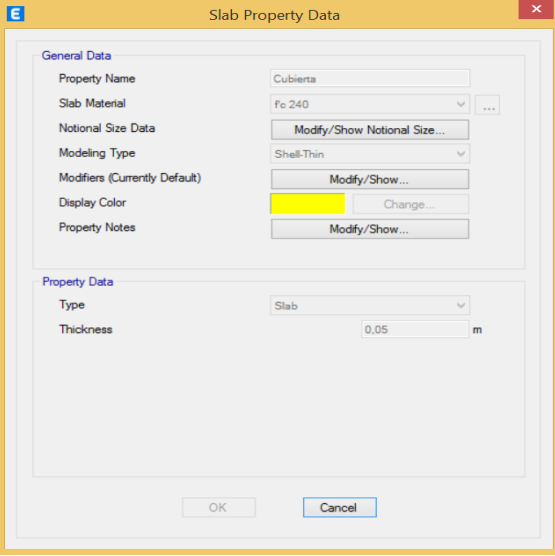
Nota: Definición de dimensiones de columnas, 12 culmos de guadua con dimensiones de 10 cm de diámetro exterior con 0.9 de espesor de pared.

Losa

Para la losa tenemos, la losa de cubierta con 5 cm de espesor y la losa de entrepiso con 7 cm de espesor.

Figura 132

Definición de sección de loseta de cubierta



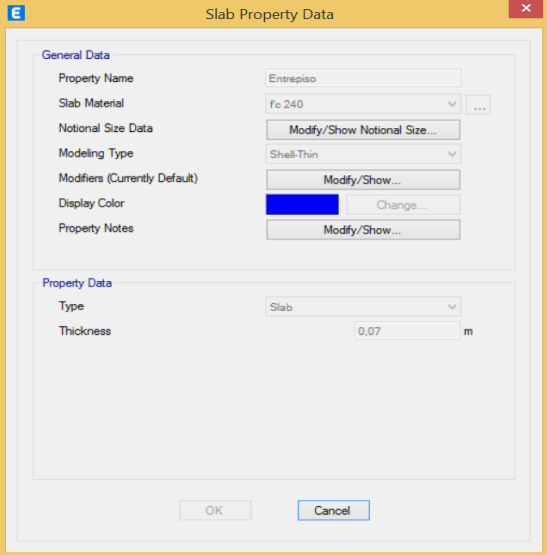
The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: Cubierta
 - Slab Material: Fc 240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Modeling Type: Shell-Thin
 - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 - Display Color: Yellow
 - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
 - Type: Slab
 - Thickness: 0,05 m

Nota: Tomada del programa computacional ETABS.

Figura 133

Definición de sección de loseta de entrepiso



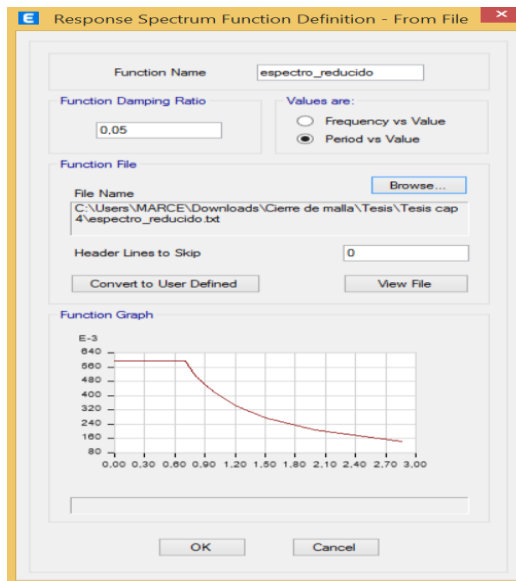
The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box with the following settings:

- General Data:**
 - Property Name: Entrepiso
 - Slab Material: Fc 240
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Modeling Type: Shell-Thin
 - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 - Display Color: Blue
 - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
 - Type: Slab
 - Thickness: 0,07 m

Nota: Tomada del programa computacional ETABS.

Espectro de Diseño

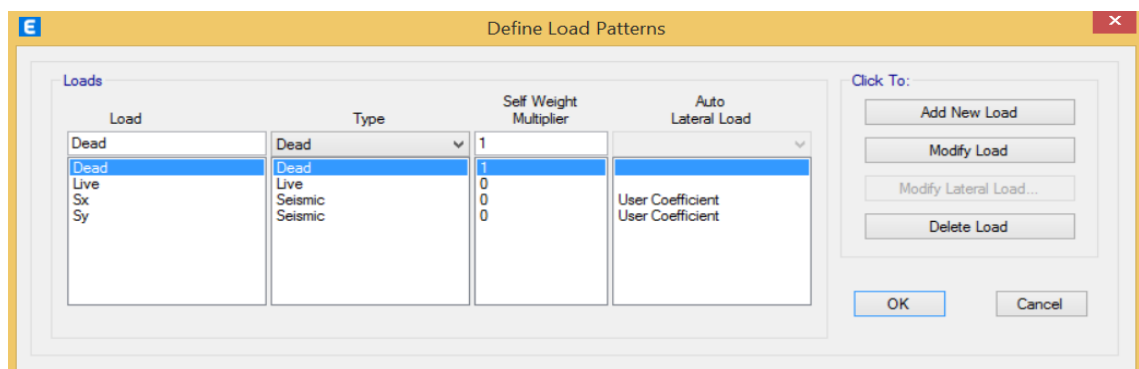
Para el espectro de diseño, lo primero es calcular los valores en el programa Excel para después exportarlos los datos obtenidos en un archivo .txt.

Figura 134*Espectro de diseño reducido*

Nota: Espectro reducido de diseño calculado en base a los parámetros dictados por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

Definición de Cargas

Para definir las cargas, en primer lugar, se determinan los patrones de carga a lo que se someterá la estructura, en este caso serán cargas muerta, carga viva y fuerzas sísmicas. Para determinar los patrones de la fuerza sísmica que se aplicaran, se define en el programa dos fuerzas, la primera en sentido X y la otra en el sentido Y.

Figura 135*Patrones de carga aplicados a la estructura*

Nota: Definición de patrones de carga en programa computacional ETABS.

Para el patrón de carga sísmico, se deben realizar modificaciones de acuerdo a la normativa de construcción vigente, en este caso se realizan modificaciones en los valores de coeficientes C y K. El primer coeficiente es el C, en nuestro caso el porcentaje del cortante basal, y el segundo el coeficiente K que se relaciona con el periodo de vibración de la estructura.

Para obtener el valor de K se aplica la siguiente tabla:

Tabla 89

Valores de Coeficiente K

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de T fue calculado anteriormente, obtenido un valor de 0.439 s, lo cual nos permitió obtener los siguientes resultados:

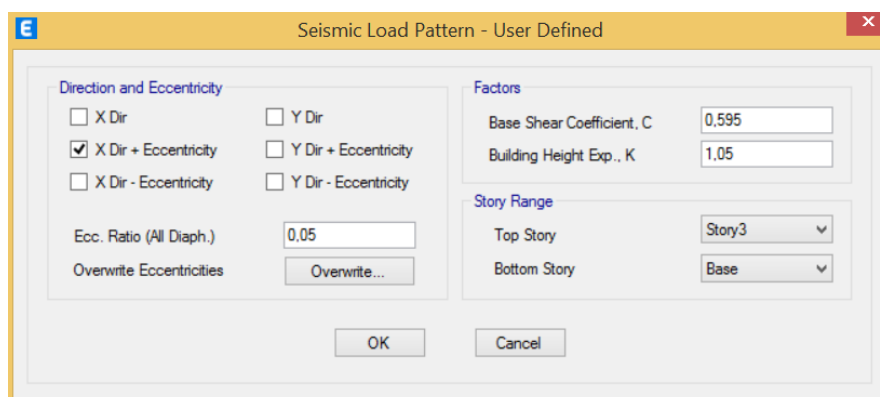
$$C = 0.595 ; K = 1$$

Con estos valores se procedió a calcular los periodos de vibración en el programa computacional ETABS, obteniendo como resultado un periodo de vibración mayor a 0.5 s, por este motivo se procede a obtener el valor de K real.

$$K = 0.75 + 0.5 * T = 1.0475 s \approx 1.05 s$$

Figura 136

Definición de patrón de carga para sismo en sentido X



Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 137

Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' contains the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.595
 - Building Height Exp., K: 1.05
- Story Range:**
 - Top Story: Story3
 - Bottom Story: Base

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Definición de Cargas en estructura

Para definir la carga que se aplicara en la estructura, se requiere completar el 100% de la carga muerta total que se aplicara a cada losa. Para esto, se debe aumentar el peso que no está especificado para ser calculado en el programa, en el caso de la losa de cubierta tenemos 0.03 T/m² en carga muerta y una carga viva de 0.07 T/m². En el caso de la losa de entrepiso se dispone de 0.13 T/m² para carga muerta y 0.2 T/m² en carga viva.

Figura 138

Definición de cargas aplicada a la losa de cubierta

The dialog box 'Shell Uniform Load Set Data' shows the following configuration:

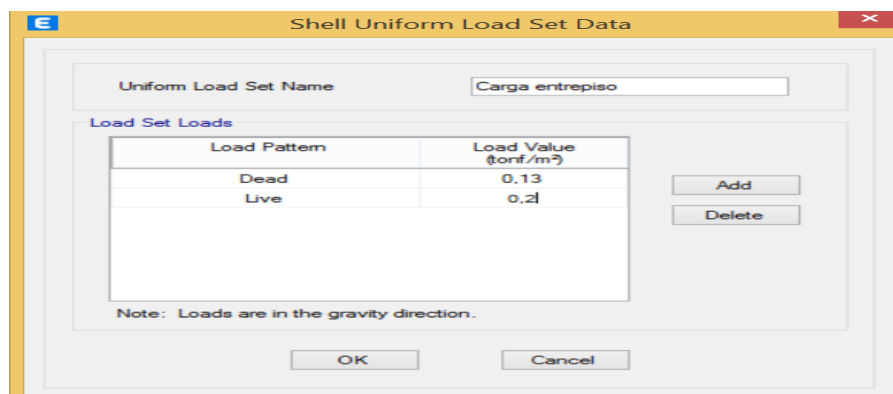
- Uniform Load Set Name:** Carga Cubierta
- Load Set Loads:**

Load Pattern	Load Value (tonf/m ²)
Dead	0.03
Live	0.07
- Note:** Loads are in the gravity direction.

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se definió los valores para carga viva (Live) y carga muerta (Dead).

Figura 139

Definición de cargas aplicada a la losa de entrepiso



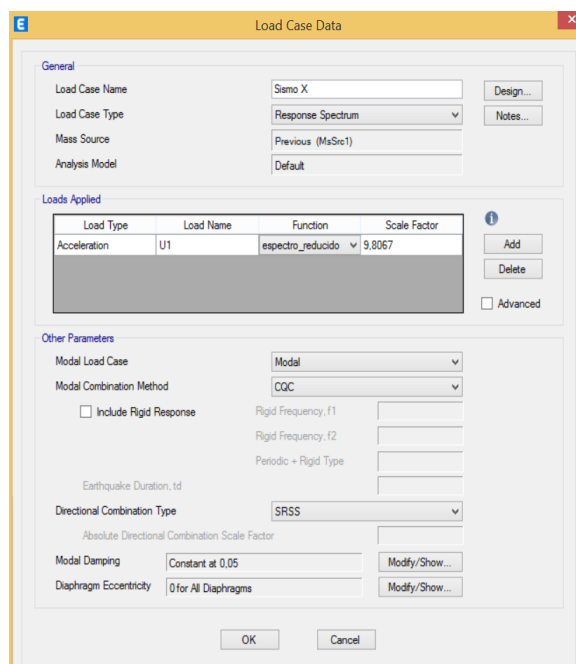
Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Definición de Espectro Sísmico

Un parámetro importante, que se requiere definir, es el método de análisis de las fuerzas sísmicas, en el cual se debe incluir el espectro de diseño reducido obtenido anteriormente.

Figura 140

Definición de caso de análisis en sentido X



Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se selecciona la dirección U1, correspondiente al sentido X.

Figura 141

Definición de caso de análisis en sentido Y

Load Case Data

General

Load Case Name: Sismo Y [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro_reducido	9.8067

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se selecciona la dirección U2, correspondiente al sentido Y.

Definición de la Masa

Para continuar con el proceso, se debe considerar la cantidad de masa que proporcionaremos al modelo, para lo cual se elige la opción Specified Load Patterns, permitiendo asignar el valor que se requiere a una carga en específico.

Figura 142

Asignación de masa a la estructura

Mass Source Data

Mass Source Name: Masa 1

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: []

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: []

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1

[Add] [Modify] [Delete]

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

[OK] [Cancel]

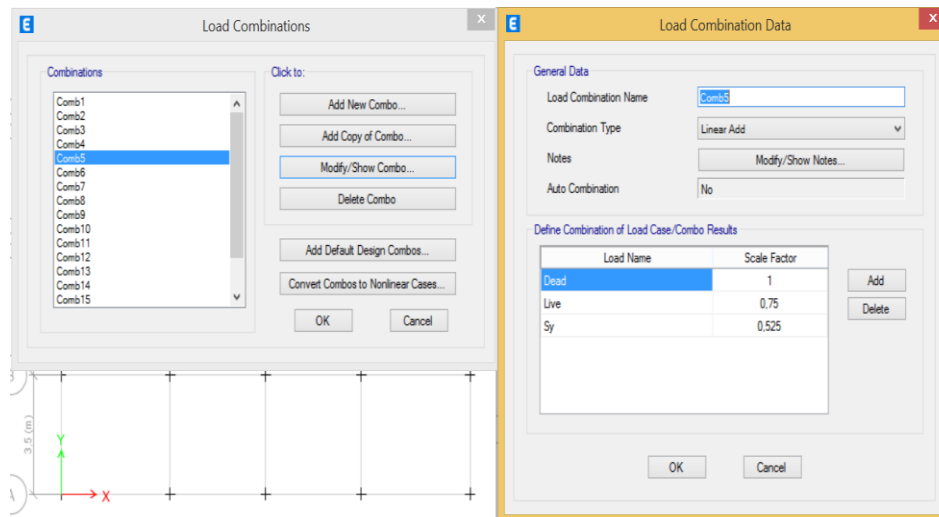
Nota: Tomado de programa computacional ETABS

Combinaciones de Carga

Para el diseñar la estructura, se debe considerar los esfuerzos que se producen en un elemento por la acción de las cargas que se aplican al mismo.

Figura 143

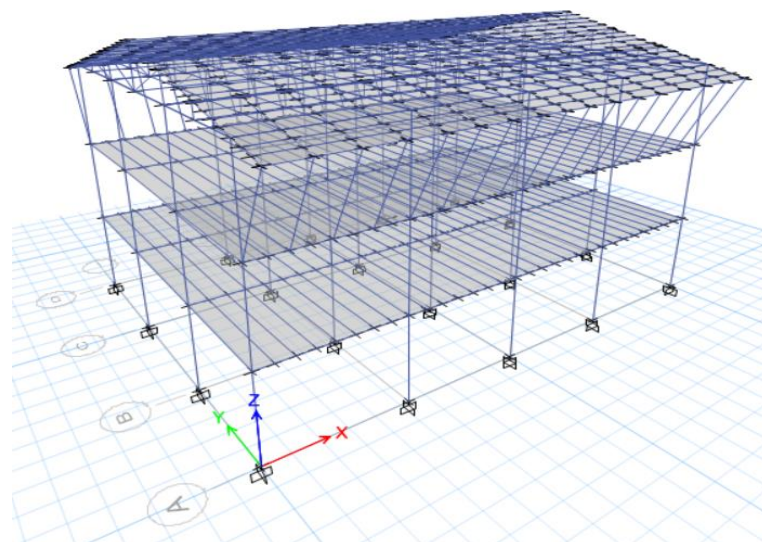
Combinaciones de carga, combinación 5



Nota: Tomado de programa computacional ETABS, definición de las combinaciones de carga, que se aplicarán a la estructura según la NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Figura 144

Vista en 3D de estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Tabla 90*Participación modal de Masa en estructura*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,595	0,8914	0	0	0,8914	0	0	0	0,1119	0	0	0,1119	0
Modal	2	0,493	0	0,8882	0	0,8914	0,8882	0	0,1142	0	0	0,1142	0,1119	0
Modal	3	0,466	0	0	0	0,8914	0,8882	0	0	0	0,8875	0,1142	0,1119	0,8875
Modal	4	0,218	0,081	0	0	0,9724	0,8882	0	0	0,742	0	0,1142	0,8539	0,8875
Modal	5	0,164	0	0,0941	0	0,9724	0,9822	0	0,8466	0	0	0,9607	0,8539	0,8875
Modal	6	0,153	0,0232	0	0	0,9956	0,9822	0	0	0,1401	0	0,9607	0,994	0,8875
Modal	7	0,152	0	0	0	0,9956	0,9822	0	0	0	0,0934	0,9607	0,994	0,981
Modal	8	0,128	0,0044	0	0	1	0,9822	0	0	0,0027	0	0,9607	0,9968	0,981
Modal	9	0,111	0	0	0	1	0,9822	0	0	0	0	0,9607	0,9968	0,981

Nota: La imagen muestra los valores obtenidos en los periodos para cada modo de vibración, además de la participación de la masa y la rotación de los ejes en cada modo de vibración.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Diseño sismo resistente nos dice que el porcentaje de participación de la masa acumulada, en los diferentes modos de vibración debe ser mínimo del 90% (NEC-SE-DS, 2015).

Al analizar la participación modal, se determina que el modelo cumple la norma, alcanzando el valor mínimo a partir del cuarto modo de vibración, en el primer modo se obtuvo un desplazamiento de traslación alrededor del eje x de 0.8914 con un periodo de 0.595 segundos, el segundo modo arrojó un desplazamiento de traslación de 0.8882 alrededor del eje Y, con un periodo de 0.493 segundos, el tercer valor arrojó como resultado una rotación de 0.8875 alrededor del eje Z con un periodo de 0.466 segundos.

Para los tres primeros modos se propuso un modelo de aceptación en el cual, los dos primeros modos de vibración deben ser de traslación superando un 80% en el eje predominante y el tercer modo de rotación alrededor del eje Z con valores mayores al 50%, al analizar todos los datos obtenidos se concluyó que el modelo cumple lo establecido. Cabe recalcar que la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 no contempla los valores de aceptación para los diferentes modos de vibración indicados anteriormente, por lo que fueron autoimpuestos.

Tabla 91

Desplazamientos de modos de vibración

	Criterio	Porcentaje	
Modo 1	Traslación alrededor del eje X	89.14 %	Cumple
Modo 2	Traslación alrededor del eje Y	88.82 %	Cumple
Modo 3	Torsión eje Z	88.75 %	Cumple

Nota: Chequeo de modos de vibración, según el criterio adoptado.

Deriva de Piso

La deriva de piso inelástica se calcular a partir de los valores de deriva elástica obtenidos del modelo propuesto, además se debe aplicar el factor de reducción de carga sísmica R. El valor obtenido no debe ser mayor a 0.02.

$$Deriva_{inelastica} = 0.75 * R * D_{elastica}$$

Tabla 92*Derivas elásticas de piso***TABLE: Story Drifts**

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	Sx	LinStatic			X	0,005398	95	7,5	11	8,64
Story3	Sy	LinStatic			Y	0,004039	184	15	0	8,64
Story3	Sismo X	LinRespSpec	Max		X	0,004449	95	7,5	11	8,64
Story3	Sismo Y	LinRespSpec	Max		Y	0,003335	95	7,5	11	8,64
Story2	Sx	LinStatic			X	0,010524	183	15	11	5,76
Story2	Sy	LinStatic			Y	0,007881	186	15	7,5	5,76
Story2	Sismo X	LinRespSpec	Max		X	0,008943	183	15	11	5,76
Story2	Sismo Y	LinRespSpec	Max		Y	0,006435	186	15	7,5	5,76
Story1	Sx	LinStatic			X	0,010858	183	15	11	2,88
Story1	Sy	LinStatic			Y	0,007656	183	15	11	2,88
Story1	Sismo X	LinRespSpec	Max		X	0,009408	184	15	0	2,88
Story1	Sismo Y	LinRespSpec	Max		Y	0,006275	183	15	11	2,88

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, los valores obtenidos para derivas elásticas son debido a la acción de fuerzas sísmicas, en sentido X y sentido Y, y al espectro de diseño sísmico en los mismos sentidos.

Para obtener los valores de derivas inelásticas, el primer paso es elegir los valores más altos de derivas elásticas por piso generados, tanto para la dirección X como para la dirección Y, obteniendo como resultado, una deriva elástica de 0.0109 en dirección X y una deriva elástica de 0.0079 en dirección Y.

Tabla 93

Deriva inelástica

Dirección	R	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Criterio
X	2	0.0109	0.016	Cumple
Y	2	0.0079	0.012	Cumple

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 145

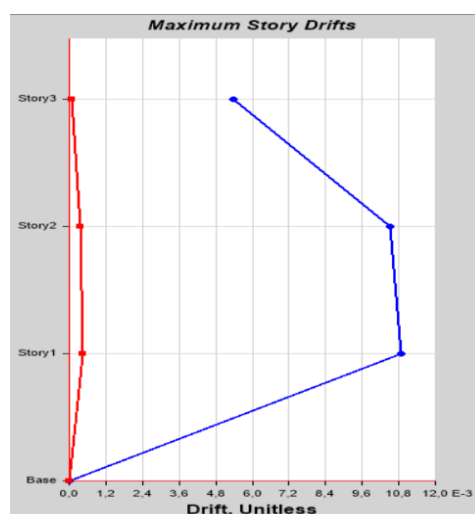
Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.0079 en el primer piso.

Figura 146

Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X



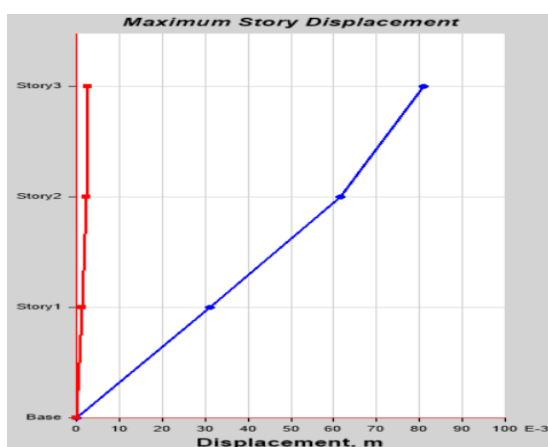
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.011 en el primer piso.

Desplazamientos

Un aspecto importante dentro del control estructural es el de desplazamiento, el cual se genera por la falta de rigidez de vigas y columnas, este punto es de mayor importancia al tener estructuras que se construirán junto a otras, debido a que el periodo de vibración de cada una será diferente, generando un potencial riesgo de colapso.

Figura 147

Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, la figura muestra un desplazamiento total en el tercer piso de 0.081 m para el sentido X, y un desplazamiento de 0.0026 m en sentido Y. Línea roja referencia al desplazamiento en sentido Y, y línea azul al desplazamiento en sentido X.

Figura 148

Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y



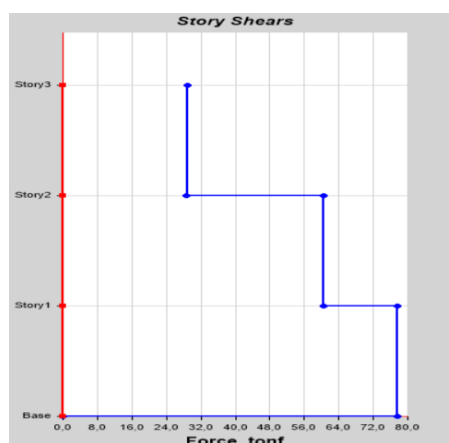
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, la figura muestra un desplazamiento total en el tercer piso de 0.057 m para el sentido Y, y un desplazamiento de 0.003 m en sentido X. Línea roja referencia al desplazamiento en sentido Y, y línea azul al desplazamiento en sentido X.

Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico

La NEC15 Diseño sismo resistente nos dice que, para estructuras regulares, el valor del cortante dinámico en la base de la estructura no debe ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por un método estático, mientras para estructuras irregulares, el valor del cortante dinámico en la base de la estructura no debe ser menor que el 85% del cortante basal obtenido por un método estático (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 149

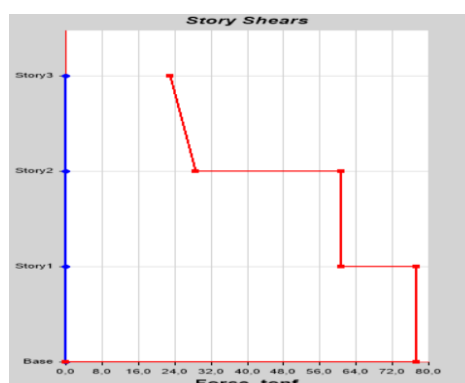
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 77.53 Toneladas.

Figura 150

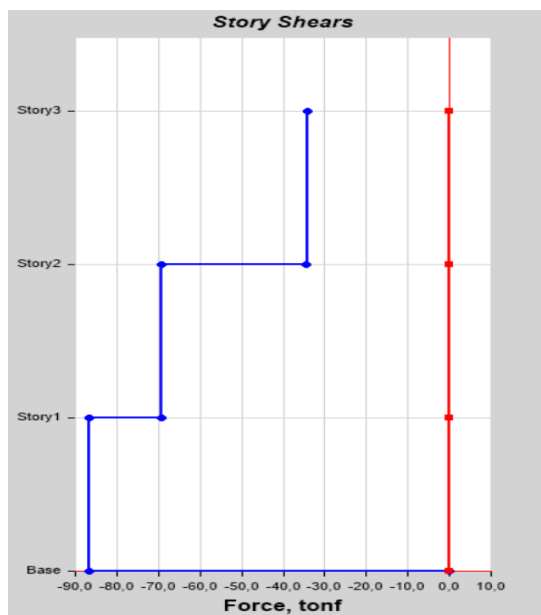
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 77.31 Toneladas.

Figura 151

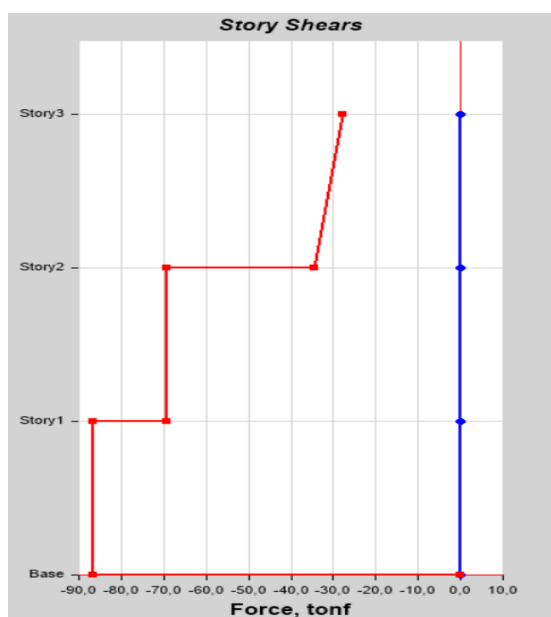
Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 86.50 Toneladas.

Figura 152

Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 86.50 Toneladas.

Tabla 94

Ajuste del cortante basal dinámico

Dirección	Cortante Dinámico (Toneladas)	Cortante Estático (Toneladas)	Porcentaje (%)	Criterio
X	77.53	86.50	89.63%	Cumple
Y	77.31	86.50	89.38%	Cumple

Nota: Los valores obtenidos reflejan que el diseño de la estructura cumple para el criterio de cortante basal dinámico y estático que nos muestra la norma NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

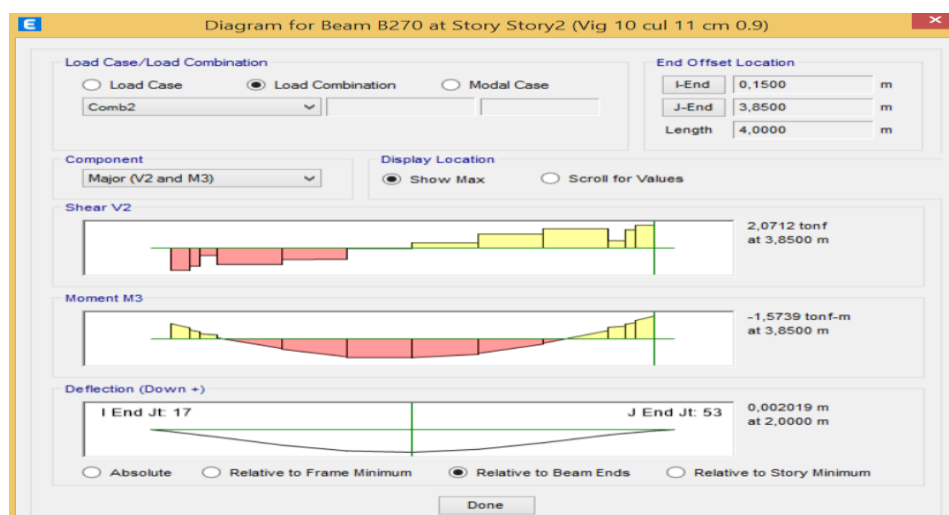
Diseño de Vigas y Columnas

Vigas

El diseño de las vigas se realiza de acuerdo a las cargas que se aplican al elemento, así como los valores de cortante y momento que la misma produce, para esto se toma los resultados arrojados por el programa. Después de analizar los resultados, se determinó que la viga que tiene condiciones más desfavorables es la ubicada en el eje B, entre los ejes 1 y 2, con una longitud de 400 cm.

Figura 153

Diagrama de cortante, momento y deflexión



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS. En la figura se muestran los valores máximos de cortante y momento, así como la deflexión máxima en el centro de la luz.

Tabla 95

Valores de cortante, momento y deflexión

Cortante (T)	Momento (T*m)	Deflexión (m)
2.07	1.57	0.0020

Nota: En la tabla se muestran los valores máximos de cortante y momento que se producen en el elemento.

Del prediseño realizado se determinó los valores de cortante máximo y momento que el elemento de guadua resiste, por tal motivo se procede a compararlos con los obtenidos en el programa.

$$M_{max} = \sigma_{admisible} * S = 143.92 \frac{kg}{cm^2} * 2646.488 cm^3 * 10^{-5} = 3.80 T * m$$

$$V_{max} = \left(\frac{De^2 + 2De * t + 2t}{3De^2 - 6De * t + 4t^2} \right) * \frac{3 * A * \sigma_{admisible}}{2} = \frac{3 * 1210 * 11.526}{2.152 * 2} * 10^{-3}$$

$$V_{max} = 9.72 T$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{364}{240} = 1.52 cm = 0.0152 m$$

Tabla 96

Valores de cortante, momento y deflexiones máximos, para viga.

	ETABS	MÁXIMO	CRITERIO
CORTANTE (T)	2.07	9.72	Cumple
MOMENTO (T*m)	1.57	3.80	Cumple
DEFLEXIÓN (m)	0.0020	0.0152	Cumple

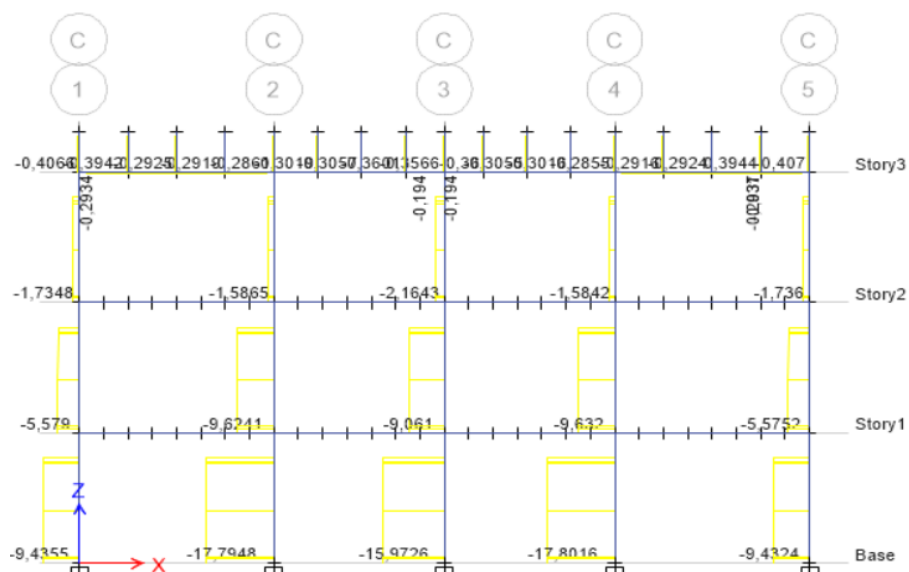
Nota: En la tabla se muestra la comparación entre valores obtenidos mediante el programa ETABS, y valores máximos admisibles.

Columnas

El diseño de las columnas se realiza acorde a las cargas aplicadas al elemento, en este caso se elige la columna más crítica, es decir el elemento que mayor carga resiste. Del análisis se determinó que las columnas más críticas son las que se encuentran en el centro de la estructura, en la parte inferior de la misma.

Figura 154

Diagrama de fuerza axial

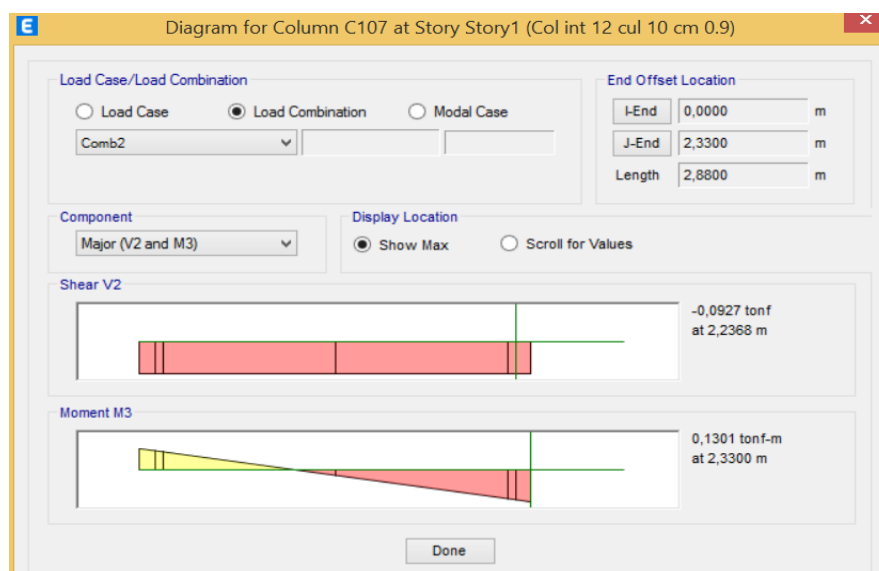


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS. De la figura se determina, que la columna más crítica es la ubicada en la intersección del eje C con el eje 4.

La carga aplicada a la columna C4 es de 17.80 T.

Figura 155

Diagrama de cortante y momento, columna C4



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Los valores obtenidos para cortante y momento son de 0.09 T y 0.13 T*m respectivamente.

Tabla 97*Esfuerzos admisibles para columna C4*

	Fc (MPa)	Fb (MPa)	Ft (MPa)	Fv (MPa)
	Compresión	Flexión	Tracción	Corte
Coefficiente	14	15	19	1,2
C _D	0,90	0,90	0,90	0,90
C _m	1,00	1,00	1,00	1,00
C _t	1,00	1,00	1,00	1,00
C _r	1,00	1,00	1,00	1,00
C _c	1,00	1,00	1,00	1,00
C _L	1,00	1,00	1,00	1,00
C _F	1,00	1,00	1,00	1,00
C _p	0,94	0,94	0,94	0,94
Esfuerzo corregido	11,84	12,69	16,07	1,02

Como primer paso se verificará la sollicitación a flexión con carga axial, para esto se necesita determinar los esfuerzos a flexión y a tracción que el elemento resiste.

$$M = 0.13 T * m = 1569064 N * mm \quad ; \quad I = 23810.98 cm^4 \quad ; \quad A = 308.76 cm^2$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{23810.98}{\frac{40}{2}} = 1190.55 cm^3 = 1190549 mm^3$$

$$\sigma_b = \frac{1569064}{1190549} = 1.32 MPa$$

1.32 MPa < 12.69 MPa \therefore Cumple esfuerzo a flexión

$$\sigma_t = \frac{T}{A} = \frac{174558.37 N}{30876 mm^2} = 5.65 Mpa$$

5.65 MPa < 16.07 MPa \therefore Cumple esfuerzo a tensión

$$\frac{ft}{F't} + \frac{fb}{F'b} \leq 1.0$$

$$\frac{5.65}{16.07} + \frac{1.32}{12.69} = 0.46 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexión con tensión axial}$$

Una vez determinado, que el elemento cumple los requisitos de flexión con tensión axial, se prosigue con la verificación para flexo-compresión.

$$\frac{fc}{F'c'} + \frac{km * fb}{F'b'} \leq 1.0$$

$$lu = 2.88 m ; k = 1.0 ; N = 185247.62174558.37 N$$

$$l_e = 2.88 * 1 = 2.88m = 2880 \text{ mm}$$

La longitud efectiva la usamos para calcular la esbeltez del elemento.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{23810.98}{308.76}} = 8.78 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{r} = \frac{288 \text{ cm}}{10.49 \text{ cm}} = 32.80 ; Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}} = 64.56$$

$$30 < \lambda < Ck \quad \therefore \text{Columna Intermedia}$$

$$f_c = \frac{N}{An * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{\lambda}{Ck}\right)^3\right)} = \frac{174558.37}{30876 * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{32.80}{64.56}\right)^3\right)} = 5.97 \text{ Mpa}$$

$$5.97 \text{ MPa} < 11.84 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple esfuerzo a compresión}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{Na}{Ner}\right)} ;$$

$$Ner = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{l_e^2}$$

$$Ner = \frac{\pi^2 * 7500 * 238109800}{2880^2} = 2124972.448 \text{ N}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{174558.37}{2124972.448}\right)} = 1.14$$

$$\frac{5.97}{11.84} + \frac{1.14 * 1.32}{12.69} = 0.62 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexo - compresión}$$

Análisis estático no lineal PUSHOVER

Una vez finalizado el análisis estático se procede a continuar con la verificación mediante un análisis dinámico, en este caso elegimos realizar este análisis mediante el método del Pushover. Este método nos permitirá obtener la curva de capacidad que tiene nuestra estructura con los elementos calculados y determinar el rango de trabajo que posee ante la acción de un sismo. El primer paso para realizar el análisis es determinar las cargas laterales actuantes.

El peso de la estructura lo tomamos del programa, el valor obtenido es de 145.38 T. Con este valor se procede a calcular el cortante basal de diseño.

$$V = 0.595 * 145.38 = 86.50 T$$

Con el cortante basal de diseño calculado, se procede a determinar el peso que tiene cada piso. Para después, calcular la fuerza lateral aplicada a cada uno de los pisos.

Tabla 98

Masa de estructura por piso

Story	UX	UY	UZ	Aceleración	Peso (T)
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	(m/s ²)	
Story3	3,70	3,70	0,00	9,81	36,30
Story2	5,57	5,57	0,00	9,81	54,64
Story1	5,56	5,56	0,00	9,81	54,54

Nota: Adaptado de programa computacional ETABS.

Tabla 99

Fuerzas laterales calculadas

Piso	peso (T)	altura (m)	peso*altura	Porcentaje	Vb (T)	Vi (T)	Fi/piso
3	36,30	8,64	313,63	39,93%	86,50	34,54	34,54
2	54,64	5,76	314,73	40,07%	86,50	34,66	69,20
1	54,54	2,88	157,08	20,00%	86,50	17,30	86,50

Nota: En la tabla se visualiza los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso.

Tabla 100

Fuerzas laterales

Story	Output Case	VX	VY
		tonf	tonf
Story3	SX	-34,54	0
Story3	SY	0	-34,54
Story2	SX	-69,19	0
Story2	SY	0	-69,19
Story1	SX	-86,50	0
Story1	SY	0	-86,50

Nota: Extraído de ETABS, en la tabla se muestra los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso de la estructura.

Al comparar los resultados obtenidos mediante cálculos manuales, con los arrojados por el programa ETABS, se puede apreciar que no tienen variación considerable con lo que se determina que los valores son los correctos.

El siguiente paso, es definir un nuevo estado de carga, el cual tendrá como finalidad, generar la respuesta que tiene la estructura ante la acción de las cargas gravitacionales, esta carga será del tipo no lineal y es conocida como carga gravitacional no lineal, para este estado de carga, se multiplicara por un factor de 1.1 la carga muerta y 0.25 la carga viva.

Figura 156

Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL)

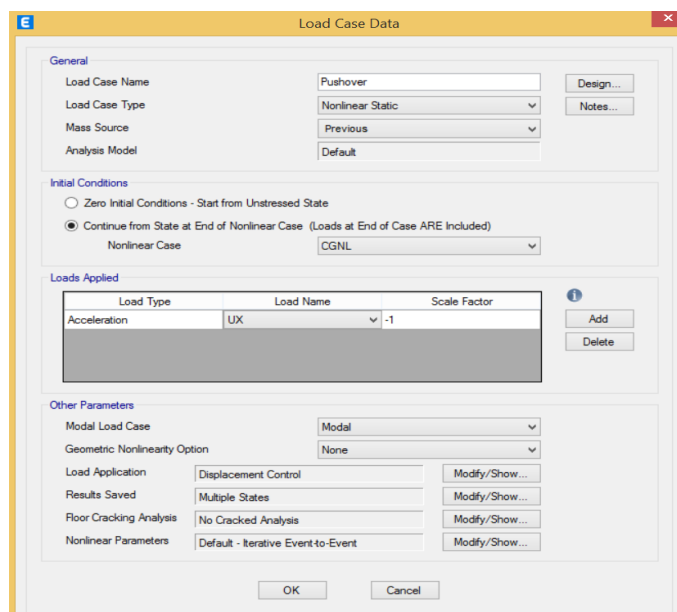
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	Live	0.25

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Como siguiente paso, se procede a crear el estado de carga, correspondiente al análisis estático no lineal Pushover, al que denominaremos Pushover, en este estado de carga se aplicara una carga de tipo aceleración, la cual tiene como dirección el sentido UX de la estructura, un aspecto importante es que continuara el análisis a partir del estado de carga gravitacional no lineal.

Figura 157

Definición de caso de carga Pushover



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Establecidos todos los patrones de carga, se continúa declarando las rotulas plásticas que se generaran en los elementos que conforman la estructura. Para esto el primer paso es determinar los diagramas momento-curvatura, correspondientes a cada elemento.

Diagrama Momento-Curvatura

Diagrama que nos permite conocer la capacidad que posee un elemento, al mostrarnos la capacidad a resistir momentos y la curvatura a la que se producen los mismos. El cálculo del eje neutro se lo realizó con ayuda del programa computacional AutoCAD, esto debido a forma variable que tienen los elementos compuestos por guadua rolliza, tanto en la base como en la altura.

El primer elemento al que se realizará el análisis es la vigueta, la cual está conformada por 4 culmos de guadua rolliza, cada uno con diámetro exterior de 11 cm y espesor de pared de 0.8 cm.

Diagrama momento-curvatura para vigueta.

Momento de Fluencia.

Este se genera cuando el elemento alcanza el esfuerzo de fluencia a tracción o compresión, a partir de este punto, el elemento tiene una pérdida de rigidez y capacidad de soportar cargas. La viga es un elemento simétrico, por lo tanto, el eje neutro, cuando se produce la fluencia, se encuentra en la mitad de la viga. El esfuerzo de fluencia, debido a compatibilidad de deformaciones es igual al esfuerzo de compresión. Por tal motivo el cálculo del momento y su curvatura, puede ser determinado de la siguiente manera.

$$\sigma_{fluencia} = 357 \frac{kg}{cm^2}; \quad I = 4443.64 \text{ cm}^4; \quad c = 11 \text{ cm}; \quad \varepsilon_{\sigma} = 0.0028$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{357 * 4443.64}{11} = 1.44 \text{ T} * m$$

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0028}{11} = 0.00026 \frac{1}{cm} = 0.026 \frac{1}{m}$$

Momento de Ultimo.

Es el máximo momento que el elemento puede resistir, antes de colapsar. Al analizar el diagrama esfuerzo-deformación propuesto anteriormente, se concluye que el momento último, se produce cuando el elemento alcanza el esfuerzo de tracción último. El cálculo del eje neutro se lo realiza mediante iteraciones en el programa computacional AutoCAD.

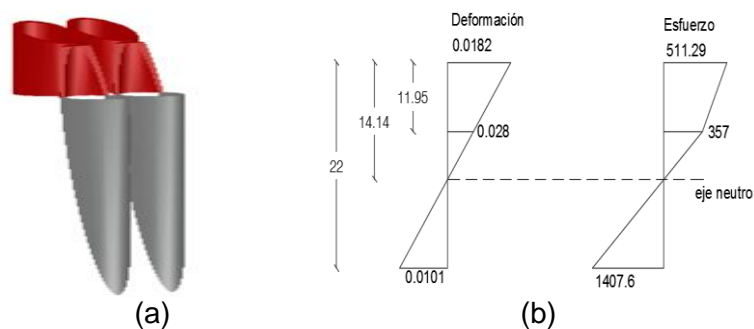
La distancia obtenida para el eje neutro es de 14.14 cm, en este punto las fuerzas de compresión son iguales a las fuerzas de tracción, arrojando un valor igual a 30399.26 kg y una distancia, entre las mismas, de 13.59 cm.

$$C = T = 30399.26 \text{ Kg}; \quad d = 13.59 \text{ cm}; \quad c = 14.14 \text{ cm}; \quad h = 22 \text{ cm}$$

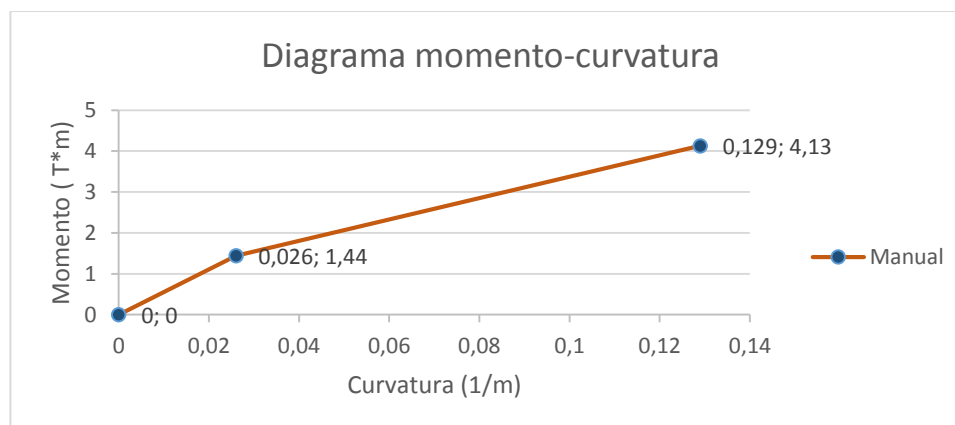
$$\varepsilon_{\sigma cu} = 0.0182; \quad \varepsilon_{\sigma ce} = 0.0028; \quad \varepsilon_{\sigma tu} = 0.0101$$

$$M_u = C * d = T * d = 30399.26 * 13.59 = 413125.94 \text{ kg} * \text{cm} = 4.13 \text{ T} * m$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma tu}}{h - c} = 0.129 \frac{1}{m}$$

Figura 158*Esfuerzos aplicados a vigueta*

Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura (a) se muestra de color rojo el esfuerzo a compresión y de color gris el esfuerzo a tracción, en (b) se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

Figura 159*Diagrama momento-curvatura para vigueta***Diagrama momento-curvatura para viga**

El elemento viga, está conformada por 10 culmos de guadua rolliza, cada uno con diámetro exterior de 11 cm y espesor de pared de 0.9 cm.

Momento de Fluencia.

Al igual que en la vigueta, el esfuerzo de fluencia es igual al esfuerzo de compresión obtenido de la curva esfuerzo-deformación. El eje neutro, se ubica en la mitad del elemento, ya que de esta manera se obtiene un equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción.

$$\sigma_{fluencia} = 357 \frac{kg}{cm^2}; \quad I = 72778.43 \text{ cm}^4; \quad c = 27.5 \text{ cm}; \quad \varepsilon_{\sigma} = 0.0028$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{357 * 72778.43}{27.5} = 9.45 \text{ T * m}$$

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0028}{27.5} = 0.0001 \frac{1}{cm} = 0.01 \frac{1}{m}$$

Momento de Ultimo.

El cálculo del eje neutro, las fuerzas de tracción, compresión y la distancia entre las mismas, se lo realiza mediante iteraciones en el programa computacional AutoCAD. Del programa, se obtuvo la ubicación del eje neutro y la equivalencia de fuerzas, el primero se encuentra a una distancia de 35.34 cm, las fuerzas determinadas para tracción y compresión es de 72300.32 kg, la distancia entre fuerzas de compresión y tracción es de 33.44 cm.

$$C = T = 72300.32 \text{ Kg}; \quad d = 33.44 \text{ cm}; \quad c = 35.34 \text{ cm}; \quad h = 55 \text{ cm}$$

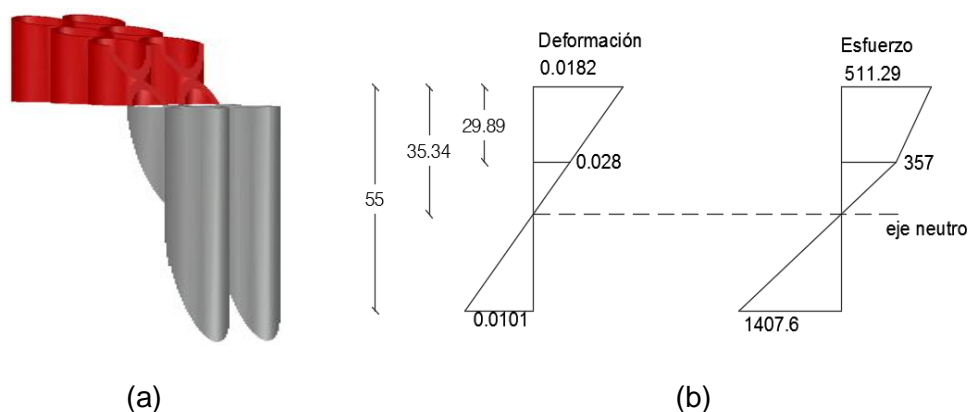
$$\varepsilon_{\sigma cu} = 0.0182; \quad \varepsilon_{\sigma ce} = 0.0028; \quad \varepsilon_{\sigma tu} = 0.0101$$

$$M_u = C * d = T * d = 72300.32 * 33.78 = 2416834.85 \text{ kg * cm} = 24.17 \text{ T * m}$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma tu}}{h - c} = 0.052 \frac{1}{m}$$

Figura 160

Esfuerzos aplicados a viga



Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura (a) se muestra de color rojo el esfuerzo a compresión y de color gris el esfuerzo a tracción, en (b) se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

Figura 161

Diagrama momento-curvatura para viga

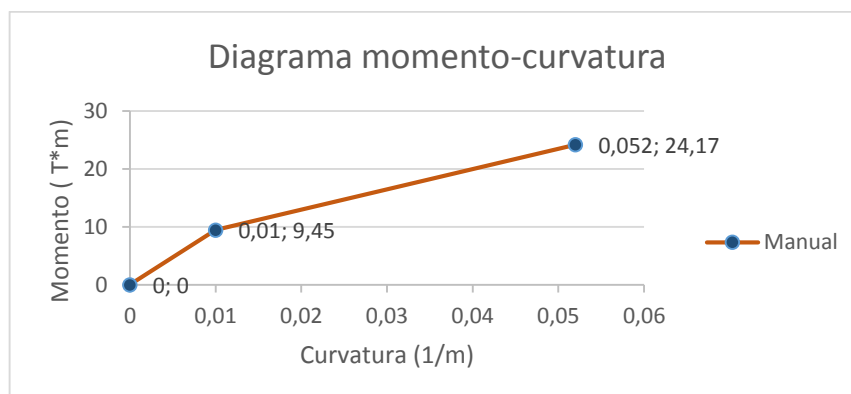


Diagrama momento-curvatura para columna.

Las columnas, se conformada por 12 culmos de guadua rolliza, cada uno con diámetro exterior de 10 cm y espesor de pared de 0.9 cm.

Momento de Fluencia.

El esfuerzo de fluencia para el elemento, se considera al esfuerzo de compresión. Al tener una sección simétrica y esfuerzos de fluencia de tracción igual al esfuerzo de compresión, el eje neutro, se ubica en la mitad del elemento, de esta manera se obtiene un equilibrio de fuerzas.

$$\sigma_{fluencia} = 357 \frac{kg}{cm^2}; \quad I = 23810.98 \text{ cm}^4; \quad c = 15 \text{ cm}; \quad \varepsilon_{\sigma} = 0.0028$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{357 * 23810.98}{15} = 5.67 \text{ T * m}$$

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0028}{15} = 0.00019 \frac{1}{cm} = 0.019 \frac{1}{m}$$

Momento de Ultimo.

El cálculo del eje neutro, las fuerzas de tracción, compresión y la distancia entre las mismas, se lo realiza mediante iteraciones en el programa computacional AutoCAD. La distancia obtenida fue de 25.72 cm, el valor en el cual las fuerzas de tracción y compresión son iguales, es de 79357.89 kg y la distancia entre las mismas es 24.16 cm.

$$C = T = 79357.89 \text{ Kg} ; d = 24.16 \text{ cm} ; c = 25.72 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

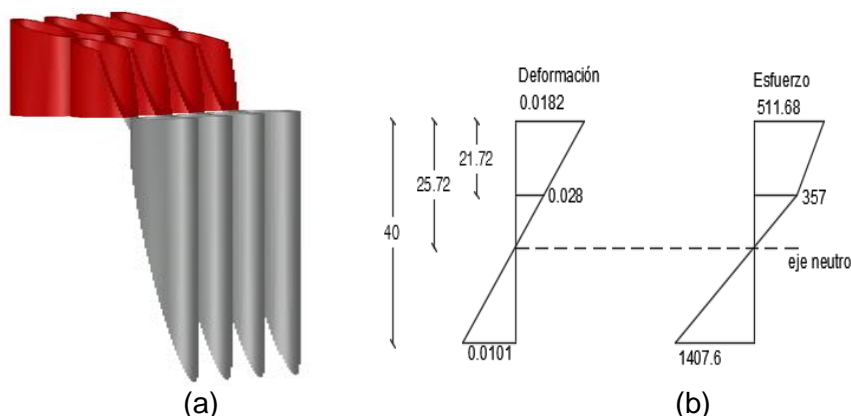
$$\varepsilon_{\sigma_{cu}} = 0.0184; \varepsilon_{\sigma_{ce}} = 0.0028 ; \varepsilon_{\sigma_{tu}} = 0.0101$$

$$M_u = C * d = T * d = 79357.89 * 24.16 = 1917286.622 \text{ kg * cm} = 19.17 \text{ T * m}$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma_{cu}}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma_{tu}}}{h - c} = 0.070 \frac{1}{m}$$

Figura 162

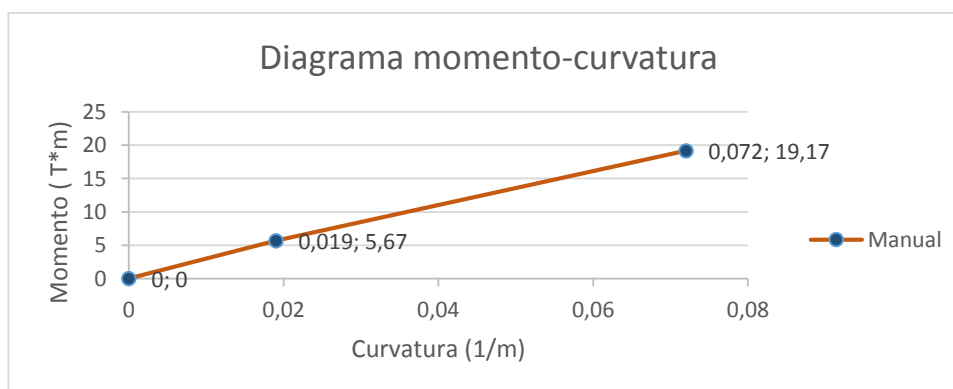
Esfuerzos aplicados a columna



Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura (a) se muestra de color rojo el esfuerzo a compresión y de color gris el esfuerzo a tracción, en (b) se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

Figura 163

Diagrama momento-curvatura para columna

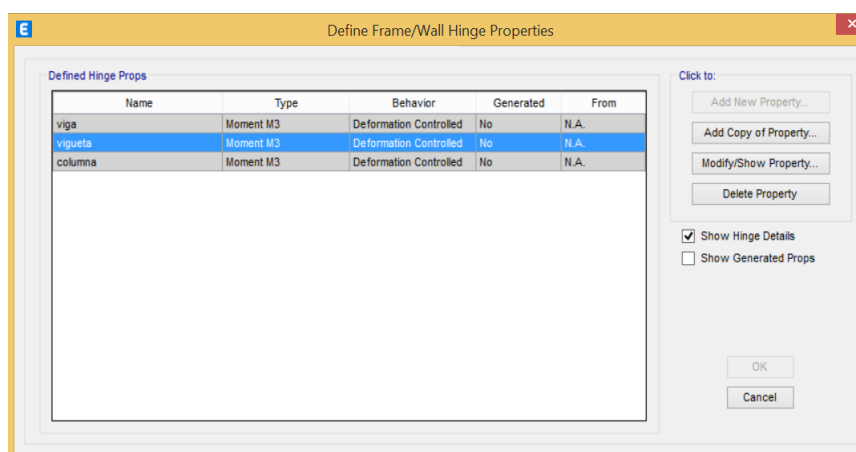


Por último, se define y asigna las rotulas plásticas a los elementos, las mismas que se asume, se generan a un 5% y a un 95% de la longitud total del

elemento. Para el diseño de las rotulas, y al ser la guadua un elemento diferente al acero y al concreto, se las debe ingresar manualmente, esto se lo realiza, declarando las rotulas para cada elemento, según corresponda, y con ayuda del diagrama momento-curvatura se modifica el comportamiento que cada una tendrá, ya sean las correspondientes a elementos tipos viga o los elementos tipo columna.

Figura 164

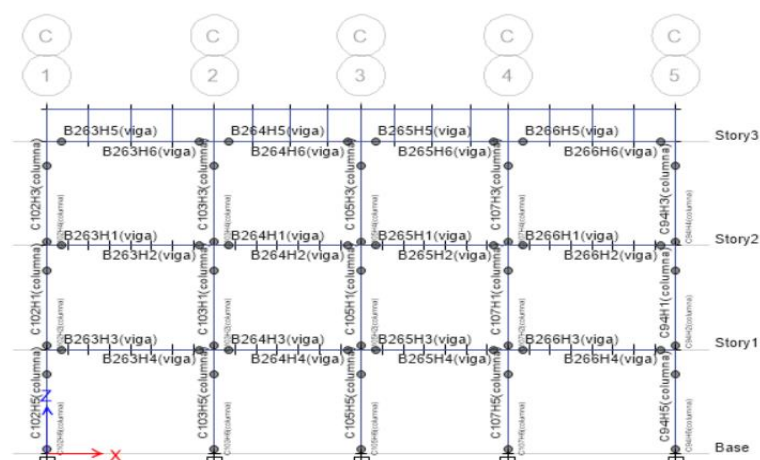
Definición de rotulas plásticas



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Figura 165

Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje C

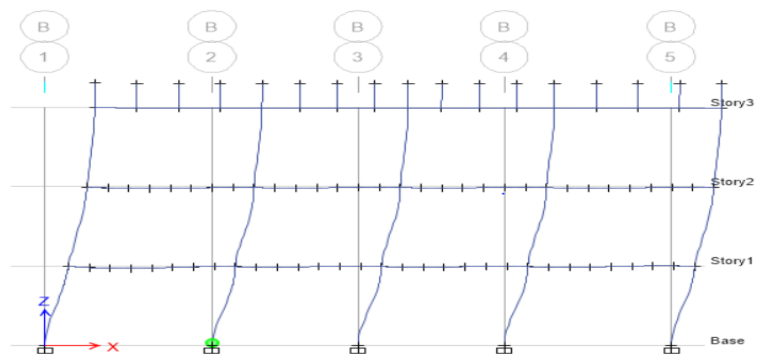


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Resultados

Figura 166

Formación de primera rótula plástica

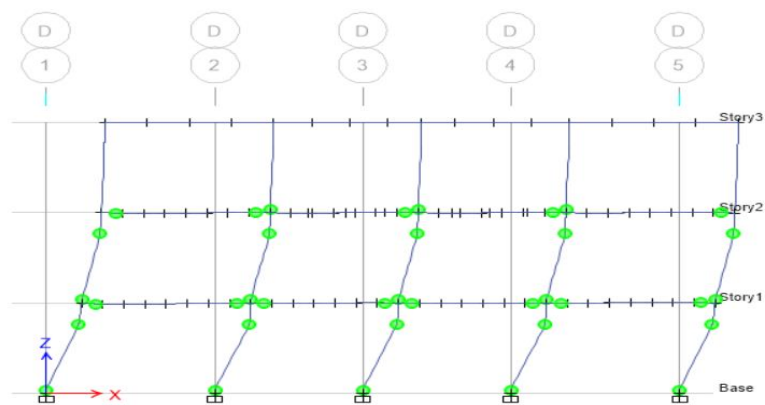


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en esta figura se aprecia la formación de las primeras rotulas plásticas en vigas y columnas.

Al analizar los resultados obtenidos podemos apreciar que la primera rotula plástica se forma en una columna, con un desplazamiento de 2.81 cm en el primero piso. El generar una rotula plástica, en primera instancia, en la base de las columnas es un problema debido a que son los elementos que proveen el soporte de la estructura. Para tener un modelo, con un buen desempeño sísmico se debe procurar que las rotulas se generen primero en las vigas y a continuación en las columnas.

Figura 167

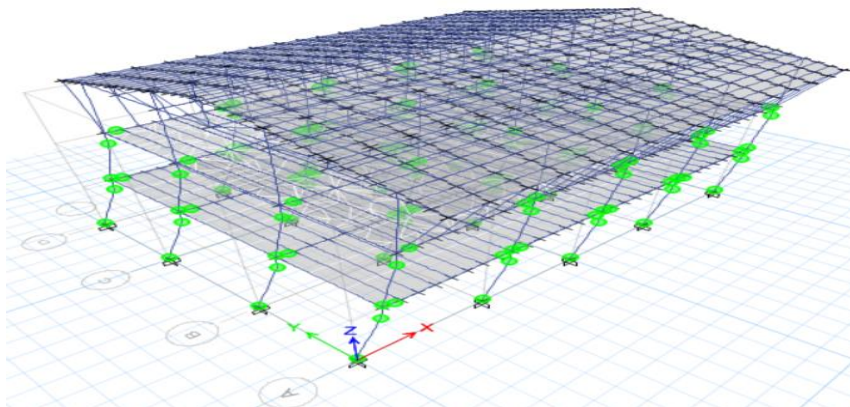
Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas, en cuarto paso.

Figura 168

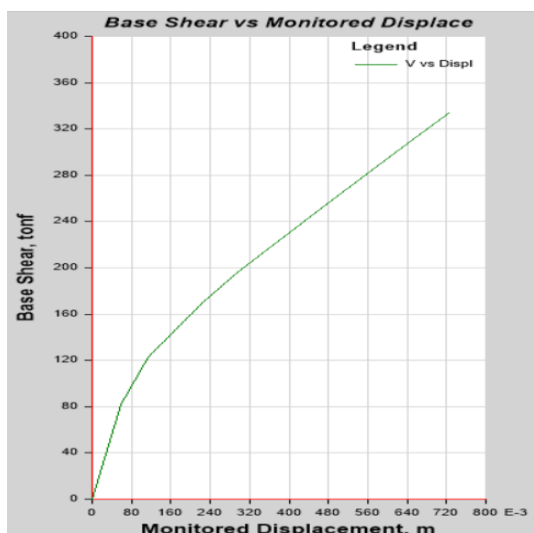
Formación de rotulas plásticas



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la imagen se aprecia la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas, en cuarto paso.

Figura 169

Curva de Capacidad de estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la curva de capacidad de la estructura, la misma que muestra el cortante aplicado en la base de la estructura en función al desplazamiento que el mismo produce.

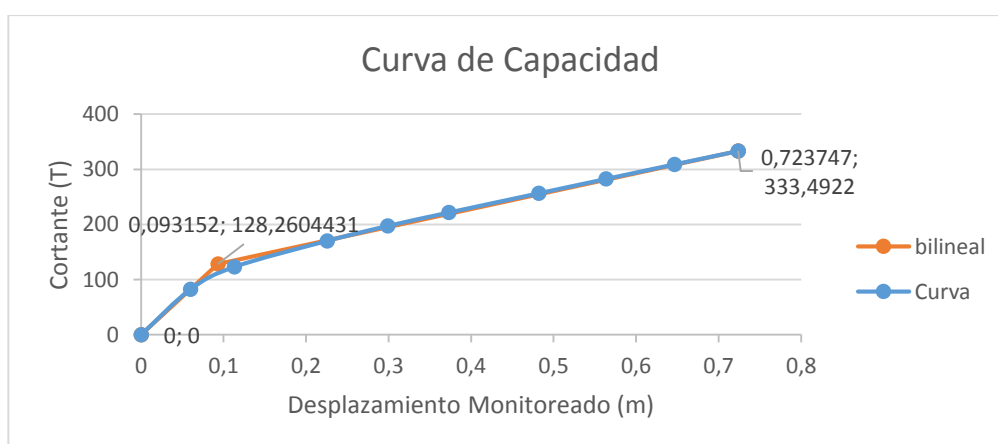
Al analizar la curva de capacidad se puede determinar que la estructura trabaja en un rango elástico, hasta alcanzar un desplazamiento máximo del último piso de 5.98 cm, además la carga que soporta en este punto es de 82.36 T, a partir de este valor la estructura pierde rigidez, resistencia y entra en un rango inelástico, en el que las fallas generadas son irreversibles.

El desempeño de la estructura, como se mencionó anteriormente, viene dado de acuerdo a la generación de las rotulas plásticas, siendo estos: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Pre-colapso y Colapso. El cálculo de los mismos, viene determinado por los desplazamientos que tiene la estructura, en este caso el desplazamiento de fluencia, y el desplazamiento último.

Estos valores se los determina a través de un modelo bilineal de la curva de capacidad, en el cual se genera la primera falla, y el desplazamiento máximo que soporta la estructura antes de colapsar, obteniendo como resultado un desplazamiento para que se produzca la primera falla de 9.31 cm y un desplazamiento ultimo de 72.37 cm.

Figura 170

Curva de capacidad de la estructura



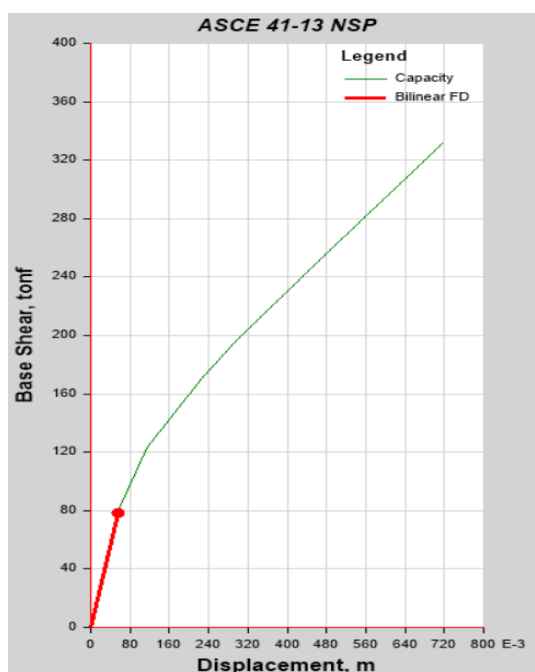
El modelo bilineal de la curva de capacidad se encontró de la siguiente manera, el primer paso fue generar un punto A el cual corresponde al punto de cedencia (D_y), lo siguiente fue calcular el área bajo la curva de los dos modelos. El modelo bilineal es aceptado cuando el área que genera bajo la curva es igual al área bajo la curva que genera el modelo general de la curva de capacidad, para esto se realizan varias iteraciones con el punto de cedencia hasta encontrar la ubicación correcta.

Tabla 101*Nivel de desempeño de la estructura*

Nivel de Desempeño	Función	Valor limite (cm)	Cortante soportado (T)
Operacional	0.7Dy	6.52	146.5
Ocupación Inmediata	Dy	9.31	183.9
Seguridad de Vida	Dy+0.25(Du-Dy)	25.08	262.4
Pre-Colapso	Du	72.37	433.56
Colapso			

Nota: Adaptado de (Villalba, Guaygua, López, & Verduga, 2020), se muestra los valores de desplazamiento y cortante soportado por la estructura para cada nivel de desempeño.

Por último, se realiza un análisis de la curva de capacidad con respecto a la demanda sísmica aplicada, en nuestro caso el espectro de diseño calculado según los parámetros de la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

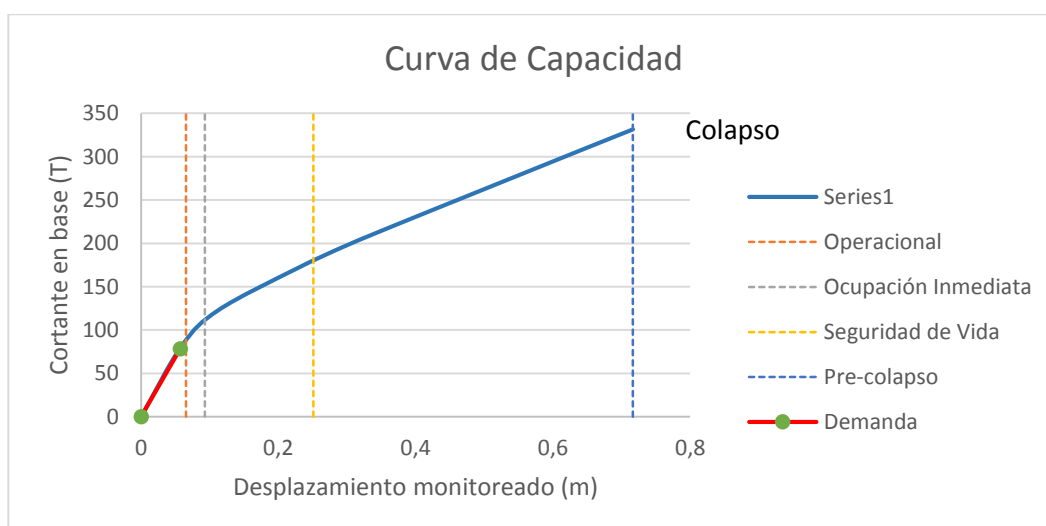
Figura 171*Curva de capacidad y demanda de la estructura*

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se muestra de color verde la curva de capacidad y de color rojo la curva de demanda.

Del programa computacional ETABS se obtuvo como resultado para la demanda un desplazamiento de 0,057 m y una fuerza en la base de la estructura de 78.19 T. Como se puede observar las secciones de los elementos y la configuración estructural, son suficientes para proveer seguridad ante la acción del sismo de diseño normado por la NEC15 (NEC-SE-DS, 2015), donde la demanda encontrada se ubica en un nivel de desempeño Operacional de la estructura, es decir los elementos no sufrirán daños de consideración.

Figura 172

Desempeño de Estructura



Cimentación

El diseño de la cimentación se realiza con la columna que más carga transmita a la base de la estructura. La estructura posee un solo tipo de columna, compuesta de 12 culmos de guadua, de diámetro exterior 10 cm y espesor de pared de 0.9 cm. La zapata a diseñar, será la correspondiente a la columna C4.

El primer aspecto a tener en cuenta es el sobrecimiento y el anclaje entre el mismo y la guadua, esto se lo hace a través de varillas. Como anclaje se estableció una varilla corrugada de 10mm en cada culmo de GaK, la cual sera incrustada 40 cm dentro del culmo. Las dimensiones del sobrecimiento son de 50 cm de base con 50 cm de altura, y una altura de 1.25 m hasta el cimiento.

Sobrecimiento

Al ser una columna el primer paso es determinar la esbeltez del elemento.

$$I = 520833.33 \text{ cm}^4 ; A = 2500 \text{ cm}^2 ; k = 2 \text{ (columna libre en un extremo)}$$

$$\lambda = \frac{le}{r} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 14.43 \text{ cm} ; le = 1.25 \text{ m} = 125 \text{ cm}$$

Las columnas no arriostradas deben cumplir la siguiente condición.

$$\frac{k * le}{r} \leq 22$$

$$\frac{2 * 125}{14.43} = 17.32 \leq 22 \quad \therefore \text{cumple}$$

Al cumplir con la condición se procede a calcular la armadura longitudinal, que servirá como referencia para el cálculo de la altura del cimient. La armadura longitudinal será calculada con la cuantía de armado mínimo para columnas en este caso 0.01.

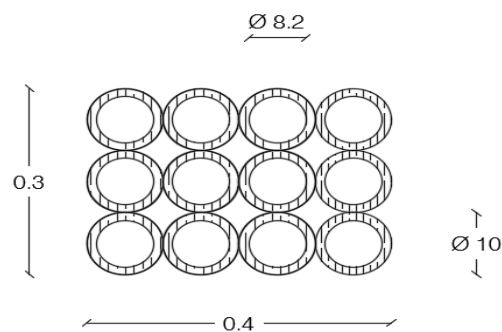
$$\rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01 * 50 * 50 = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\emptyset 16\text{mm} + 2\emptyset 18\text{mm}$$

Figura 173

Dimensión de columna



Nota: Elaborado en programa AutoCAD, las dimensiones mostradas se encuentran en centímetros.

Tabla 102

Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4

TIPO	Carga	P	MX	MY
		Tonf	tonf-m	tonf-m
Columna	Dead	10.63	0.03	0.05
Columna	Live	6.19	0.02	0.03
Columna	Sx	-0.06	-0.22	-6.63
Columna	Sy	-2.63	7.24	0.10
Columna	Dinámico X	0.11	0	5.88
Columna	Dinámico Y	2.20	6.19	0

Nota: En la tabla se muestran los valores de fuerza y momentos que transmite la columna a la zapata, los cuales se usan para el diseño de la misma.

Dimensionamiento

Los cimientos, son diseñados bajo la condición a momento más desfavorable entre el sismo estáticos y dinámico. Por este motivo se procede a tomar la combinación de carga más desfavorable, en este caso el programa arroja que la combinación de carga más desfavorable se produce con la combinación de carga.

$$P = CM + CV + S$$

$$Pu = 1.2CM + 1.6CV + S$$

$$M = M_{CM} + M_{CV} + M_S$$

$$Mu = 1.2M_{CM} + 1.6M_{CV} + M_S$$

$$P = 10.63 + 6.19 + 2.63 = 19.45 T;$$

$$Pu = 25.29 T$$

$$Mx = 0.03 + 0.02 + 6.63 = 6.68 T * m$$

$$Mux = 6.70 T * m$$

$$My = 0.05 + 0.03 + 7.24 = 7.32 T * m$$

$$Muy = 7.35 T * m$$

Para el cálculo de las dimensiones de la zapata se usarán los siguientes valores

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$

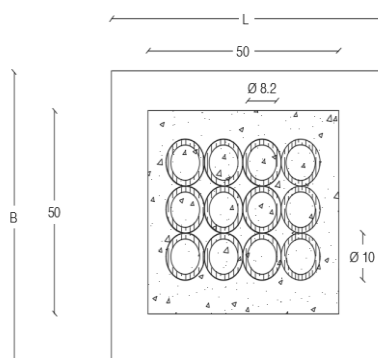
$$f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad f_{may} = 1.3 \quad ; \quad \%P = 15\%$$

El primer paso para el diseño de la cimentación, es el cálculo de las dimensiones de fundación, para esto, se calcula la carga que soportara el elemento, esto se genera de la carga de servicio.

$$A_f = \frac{P * \%P}{\sigma_s} = \frac{19.45 * 1.15}{10} = 2.25 \text{ m}^2$$

Figura 174

Dimensiones de Cimentación



Nota: Elaborado en AutoCAD, las dimensiones mostradas se encuentran en centímetros.

A continuación, se determinan las excentricidades que producen los momentos en cada sentido.

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{7.32}{19.45} = 0.376 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{6.68}{19.45} = 0.343 \text{ m}$$

A partir del cálculo realizado, se determina que el área de fundación que se adoptara es de 2.30 metros de largo por 2.10 metros de ancho. Estos valores se los toma para obtener una distribución trapezoidal de los esfuerzos aplicados a la cimentación.

$$\frac{L_x}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.383 \text{ m} \quad ; \quad \frac{L_y}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \text{ m}$$

$$0.376 \text{ m} < 0.383 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$0.343 \text{ m} < 0.35 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$A_f = L * B = 2.3 \text{ m} * 2.1 \text{ m} = 4.83 \text{ m}^2$$

El siguiente paso es comprobar la presión del suelo que se produce en cada sentido.

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_s$$

$$q_{s_{1,2}} = \frac{19.45}{4.83} \left(1 \pm \frac{6 * 0.376}{2.3} \right); \begin{cases} q_{s_1} = 7.98 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \\ q_{s_2} = 0.08 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \end{cases}$$

$$q_{s_{3,4}} = \frac{19.45}{4.83} \left(1 \pm \frac{6 * 0.343}{2.1} \right); \begin{cases} q_{s_3} = 7.98 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \\ q_{s_4} = 0.08 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \end{cases}$$

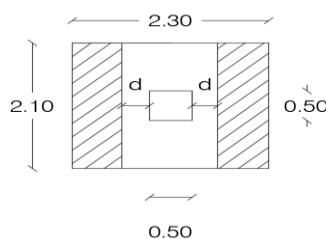
$$\begin{cases} q_{su_1} = 1.30 * 7.98 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 10.37 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{su_2} = 1.30 * 0.08 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0.104 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{su_3} = 1.30 * 7.98 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 10.37 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{su_4} = 1.30 * 0.08 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0.104 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Análisis sentido X.

Cortante unidireccional

Figura 175

Esquema para el cálculo de cortante unidireccional



Nota: Elaborado en AutoCAD

El primer paso será calcular la altura mínima del cimiento.

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; db_{\text{columna}} = 1.6 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = \frac{f_y * db_{\text{columna}}}{17.2 * \sqrt{f'_c}} = 25.22 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 25.22 \text{ cm}$$

Para el cumplimiento de cortante unidireccional, primero se elige el lado más largo, a continuación, se debe calcular el cortante último que soporta el elemento, este paso es importante ya que determina la altura que tendrá la cimentación.

$$h_{asu} = 30 \text{ cm} ; rec = 7.5 \text{ cm} ; d = h_{asu} - rec = 22.5 \text{ cm}$$

$$qsu_{1-1} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.4 + d)}{L} + qsu_2 = 7.35 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-2} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(0.9 - d)}{L} + qsu_2 = 3.11 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 8.87 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qs_u * (0.9 - d) * B = 12.57 T$$

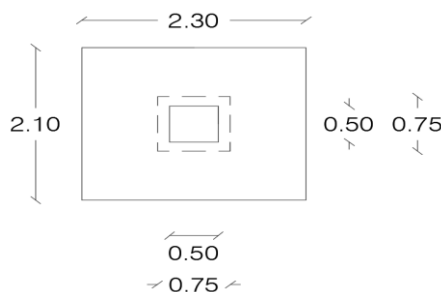
$$v_u = \frac{Vu}{d * B * \phi} = \frac{12.57 * 1000 \text{ kg}}{22.5 * 210 * 0.75} = 3.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Cortante bidireccional

Figura 176

Esquema para el cálculo de cortante bidireccional



Nota: Elaborado en AutoCAD

El cumplimiento del cortante bidireccional o punzonamiento, se lo realiza mediante el cálculo del cortante último, el cual debe ser menor al cortante

permisible, calculado a una distancia de la cara del dado de hormigón igual al peralte efectivo de la cimentación dividido para dos.

$$d = 22.5 \text{ cm} ; A_{\text{punzonamiento}} = ((0.50 + 0.45) * (0.50 + 0.45)) = 0.9025 \text{ m}^2$$

$$b_o = \text{perímetro punzonamiento} = (2 * 0.75) + (2 * 0.75) = 3.8 \text{ m}$$

$$q_{su} = \frac{q_{su1} + q_{su2}}{2} = 5.24 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$V_u = q_{su} * (A - A_{\text{punzonamiento}}) = 20.56 T$$

$$v_u = \frac{V_u}{d * b_o * \phi} = \frac{20.56 * 1000 \text{ kg}}{22.5 * 300 * 0.75} = 3.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

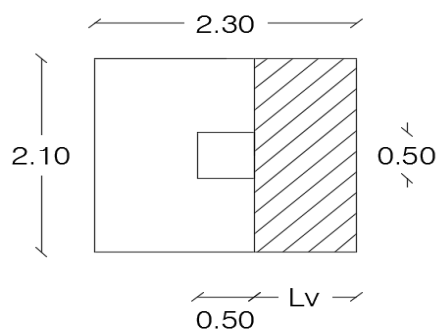
Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$M_v = \frac{L v^2}{6} * (2 * q_{su1} + q_{sd}) * B$$

Figura 177

Esquema para el diseño a flexión



Nota: Elaborado en AutoCAD

$$q_{sd} = \frac{(q_{su1} - q_{su2})(1.4)}{L} + q_{su2} = 6.35 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$M_v = \frac{0.9^2}{6} * (2 * 10.37 + 6.35) * 2.10 = 7.68 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 22.5 \text{ cm} ; B = 210 \text{ cm}$$

$$k = \frac{7.68 * 10^5}{0.9 * 210 * 240 * 22.5^2} = 0.033$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.033)}}{1.18} = 0.00195 < \frac{14}{4200}$$

$$A_s = 0.00333 * 210 * 22.5 = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{210 - 14}{30} = 6.5 \approx 7 ; \# v = \# S + 1 = 8$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\pi * \# v}} = 1.58 \approx 1.6 \text{ cm}$$

8Ø16 mm

1Ø16 mm @ 30 cm

Análisis sentido Y.

Al tener las dimensiones similares, así como los esfuerzos que resiste la cimentación, las comprobaciones para cortante unidireccional y bidireccional son tomadas del sentido X por lo que se aceptan las dimensiones de altura que posee el elemento.

Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se determina el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu_1 + qsd) * L$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.3)}{B} + qsu_2 = 6.46 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{0.8^2}{6} * (2 * 10.37 + 6.35) * 2.30 = 6.67 \frac{T}{m^2}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 22.5 \text{ cm} ; L = 230 \text{ cm}$$

$$k = \frac{6.67 * 10^5}{0.9 * 230 * 240 * 22.5^2} = 0.02653$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.02653)}}{1.18} = 0.00154076 < \frac{14}{4200}$$

$$A_s = 0.00333 * 230 * 12.5 = 17.25 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{230 - 14}{30} = 7.2 \approx 8 ; \# v = \# S + 1 = 9$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\pi * \# v}} = 1.56 \approx 1.6 \text{ cm}$$

9Ø16 mm

1Ø16 mm @ 30 cm

Dimensiones

Tabla 103

Dimensión de zapatas

Cimentación	L (cm)	B (cm)	h (cm)
Zapata	230	210	30
Sobrecimiento	50	50	125

Nota: En la tabla se muestran los valores de dimensiones de zapatas aisladas, de acuerdo a la columna que pertenecen.

Capítulo V

Diseño Y Análisis Estructural En Laminados De Bambú

Introducción

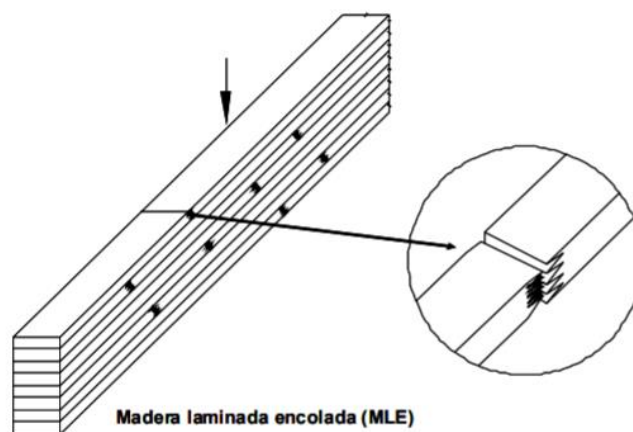
Una de las alternativas más usadas como reemplazo del hormigón armado, en estructuras pequeñas, es la construcción en base a madera, ya sea por su rápida puesta en obra o los costos que genera su uso. A pesar de estas ventajas que provee, el uso de madera suele ser inapropiado al tener cargas muy grandes, esto debido a su baja durabilidad y presencia de defectos que puede reducir la resistencia del material (Cañola, Echavarría, & Beatriz, 2018).

Para suplir estos defectos de forma, y tener secciones y propiedades, más homogéneas a lo largo de todo el elemento, se generó la necesidad de un material que cumpla con estos requisitos, originando así la madera laminada, que es la unión de tablas, de un mismo material, a través de sus cantos, lados y caras, mediante la aplicación de un adhesivo, que provea una acción en conjunto de los elementos.

La adhesión entre elementos puede ser dada mediante el uso de clavos, pernos o por medio de cola (Perez, 1992). Adicionalmente en la normativa colombiana vigente se nos muestra un concepto de madera laminada, que nos dice ser una técnica diseñada para producir piezas macizas de alta resistencia, el ensamblaje del elemento se realiza mediante tablas pequeñas sin defectos, unidas mediante adhesivos estructurales. Las aplicaciones dadas a estos tipos de elementos son columnas, vigas, cerchas, viguetas, arcos y pórticos (NSR-10 Título G, 2010).

Figura 178

Unión longitudinal de tablas para conformar un laminado

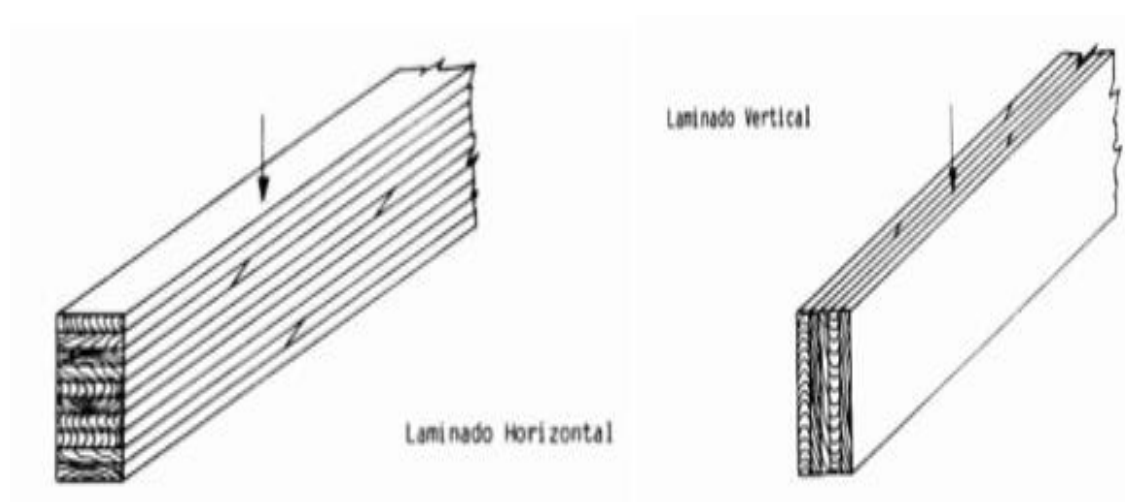


Nota: Extraído de NRS-10 Título G: Estructuras de madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Considerando las ventajas que posee el bambú, así como sus deficiencias en cuanto a forma y dimensiones, hacen que los laminados generados en base a bambú sean una alternativa para procesos de construcción (López & Correal, 2009).

Figura 179

Tipo de Laminación



Nota: En la imagen se puede apreciar, la dirección de laminación siendo esta horizontal o radial y vertical o tangencial. Adaptado de (Perez, 1992)

Ventajas y Desventajas de Uso

Ventajas

- Al ser la unión de varios elementos, se puede conformar piezas de cualquier ancho, largo, espesor, así como moldear según las necesidades constructivas.
- Según las solicitaciones, se puede generar elementos con láminas de calidad menor en las zonas en las que el elemento trabaje bajo cargas pequeñas, mientras que en las zonas que se apliquen solicitaciones más grandes, usar láminas de una calidad mayor. (Perez, 1992).
- Es agradable a la vista, por lo que no se requiere dar un terminado especial al elemento.
- Baja relación peso/resistencia, generando la rápida puesta en obra, sin la necesidad de ocupar maquinaria especializada.

Desventajas

- Los costos de fabricación son muy elevados.
- Durante la fabricación se puede llegar a perder de entre 30% al 50% del material (Perez, 1992).
- Se requiere mano de obra especializada para la fabricación de los elementos.
- No se generan en obra, por lo que se requiere costos adicionales de transporte.

Propiedades de laminados en guadua angustifolia “kunth”

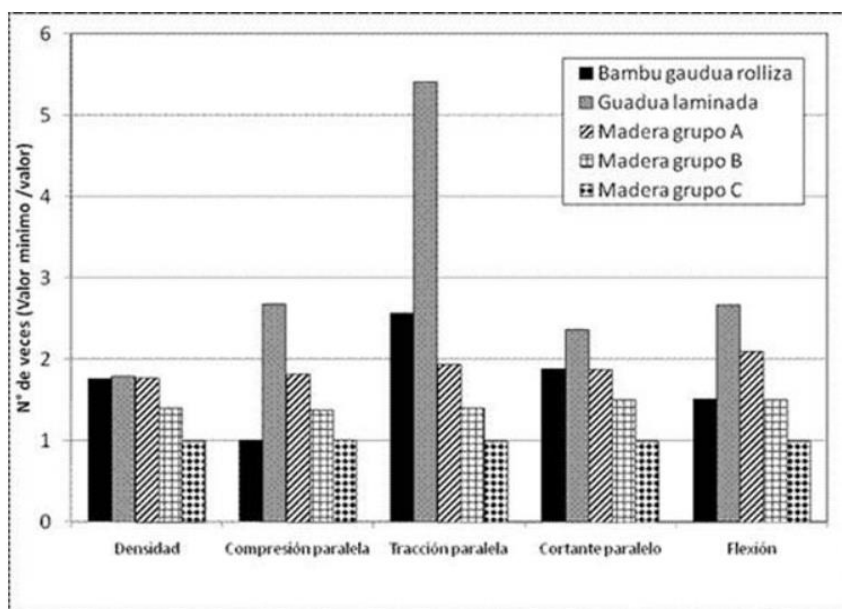
Propiedades Físicas y Mecánicas

Los elementos laminados en guadua angustifolia “Kunth”, poseen las mismas propiedades que los elementos rollizos, lo cual se encuentra detallado en el capítulo 4. Así para proveer una correcta forma de laminación y obtener los resultados deseados, se requiere trabajar con madera seca, con un contenido de

humedad igual al 12%, al ser un elemento visto la madera laminada debe tener un correcto proceso de corte, prensado y fresado (NSR-10 Título G, 2010).

Figura 180

Comparación entre laminados, guadua rolliza y madera



Nota: Extraído de (López & Correal, 2009), imagen en la que se muestra los valores de esfuerzos admisibles que soportan los materiales en el percentil 5.

Tabla 104

Propiedades mecánicas de laminados en guadua GaK, en percentil 5

ESFUERZOS ADMISIBLES, F_i (MPa), CH=12%				
Fb	Ft	Fc	Fp	Fv
Flexión	Tracción	Compresión	Compresión \perp	Corte
26.50	39.70	36.00	5.00	1.88
MÓDULOS DE ELASTICIDAD, E_i (MPa), CH=12%				
Tracción paralela a la fibra		Compresión paralela a la fibra		Flexión
17468		19137		9523

Nota: Adaptada de (López & Correal, 2009)

Métodos de Diseño en Guadua

La norma colombiana en su capítulo 9 del Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010), nos dice que al ser este procedimiento algo relativamente nuevo, se estable el diseño mediante el Método

de Esfuerzos Admisibles al igual que cualquier tipo de madera estructural. Al igual que el bambú rollizo, los elementos de guadua laminada ven afectados sus esfuerzos admisibles por factores de modificación, siendo estos, coeficiente por duración de carga, por contenido de humedad, por temperatura, por estabilidad lateral de vigas, por forma, por acción conjunta, por estabilidad de columnas, por cortante. Este proceso fue detallado en el capítulo 4, donde se muestra la manera de calcular los esfuerzos admisibles modificados que soporta cada elemento.

Coefficiente por duración de carga (C_D)

Tabla 105

Coefficiente de modificación por duración de carga

Duración de carga	Flexión	Tracción	Compresión II	Compresión ⊥	Corte	Carga de Diseño
Permanente	0,9	0,9	0,9	1,0	0,9	Muerta
Diez años	1	1	1	1,0	1	Viva
Dos meses	1,15	1,15	1,15	1,0	1,15	Construcción
Siete días	1,25	1,25	1,25	1,0	1,25	
Diez minutos	1,6	1,6	1,6	1,0	1,6	Viento y Sismo
Impacto	2	2	2	1,0	2	Impacto

Nota: Extraído de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de modificación por contenido de humedad (C_m)

Tabla 106

Coefficiente de modificación por contenido de humedad

	CH ≤12%	CH ≥19%
Flexión	1,00	0,80
Tracción	1,00	0,80
Compresión II	1,00	0,75
Compresión ⊥	1,00	0,60
Corte	1,00	0,85
Módulo de Elasticidad	1,00	0,85

Nota: Adaptado de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de modificación por temperatura (Ct)**Tabla 107***Coefficiente de modificación por contenido de humedad*

Esfuerzo	Condición de servicio	Ct		
		T ≤ 37.8 °C	37.8 °C < T ≤ 51.7 °C	51.7 °C < T ≤ 65 °C
Flexión	Húmedo	1,00	0,90	0,90
	Seco	1,00	0,90	0,90
Tracción	Húmedo	1,00	0,70	0,50
	Seco	1,00	0,80	0,70
Compresión II	Húmedo	1,00	0,70	0,50
	Seco	1,00	0,80	0,70
Compresión ⊥	Húmedo	1,00	0,70	0,50
	Seco	1,00	0,80	0,70
Corte	Húmedo	1,00	0,70	0,50
	Seco	1,00	0,80	0,70
Módulo de elasticidad	Húmedo	1,00	0,90	0,9
	Seco	1,00	0,90	

Nota: Adaptado de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de modificación por acción conjunta (Cr)

Al existir una acción conjunta garantizada entre cuatro o más elementos de igual rigidez, se podrá incrementar los esfuerzos en un 15% (Cr=1.15), siempre que la separación entre elementos no supere los 0.61 m (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de modificación por cortante (Cc)**Tabla 108***Coefficiente de modificación por corte*

l/d	E/G=15	E/G=16	E/G=20	E/G=15
7		0,760		
10	0,874		0,838	0,806
12	0,909	0,900	0,882	0,857
14	0,93		0,910	0,890
16	0,946		0,930	0,914
18	0,954	0,950	0,944	0,931
20	0,965	0,956	0,954	0,9434

Nota: Adaptado de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de modificación por estabilidad lateral en vigas (C_L)

$C_L=1$, si se provee el arrostramiento lateral debido, cuando columnas o postes reposen sobre columnas, caso contrario se calcula de la siguiente manera.

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left(\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9}\right)^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0.95}}$$

Donde:

F_{bE} = Esfuerzo crítico

F_c^* = Esfuerzo admisible a flexión, multiplicado por todos los factores

excepto C_f , C_L y C_v .

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{(R_B)^2}$$

R_B = Relación de esbeltez de la viga

Las expresiones mostradas para coeficiente de estabilidad de vigas y para el esfuerzo crítico fueron tomadas de la norma NRS10 Título G (NSR-10 Título G, 2010).

Coefficiente de Forma (C_F)

El cálculo del coeficiente de forma viene dado de la siguiente manera.

$$C_F = C_d * C_l$$

Figura 181

Factor de ajuste C_d

	(d) mm	F_b		F_t
		(b) mm	(b) mm	
		50 -75	100	
Madera aserrada visualmente seleccionada como E.S.	50 a 100	1.15	1.15	1.15
	127	1.10	1.10	1.10
	150	1.10	1.10	1.10
	203	1.10	1.10	1.10
	254	1.00	1.00	1.00
	300	1.00	1.00	1.00
Construcción normal E.N.	50 a 100	1.00	1.00	1.00

Nota: Extraído de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Figura 182Factor de ajuste C_l

ℓ (m), longitud	3	4	5	6	7	8	9	10
C_{lt} tensión, flexión	1.00	0.94	0.90	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
C_{fc} compresión	1.00	0.97	0.95	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89

Nota: Extraído de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Si la altura de un elemento supera los 300 mm y tiene un espesor mayor a 127 mm, el valor de diseño a flexión viene determinado de la siguiente manera.

$$C_d = \left(\frac{300}{d}\right)^{0.11}$$

d=altura del elemento en mm.

Coefficiente de estabilidad de columnas (C_p)

Según la normativa colombiana NRS10 en su título G (NSR-10 Título G, 2010), la estabilidad de columnas se puede calcular de la siguiente forma.




$$C_p = \frac{1 + (F_{CE}/F_c^*)}{2C} - \sqrt{\left(\frac{1 + (F_{CE}/F_c^*)}{2C}\right)^2 - \frac{F_{CE}/F_c^*}{2C}}$$

Donde:

F_{CE} = Esfuerzo crítico

F_c^* = Esfuerzo admisible a compresión paralela, multiplicado por todos los factores excepto C_p .

Figura 183Valores de C y F_{CE}

	Madera aserrada			Madera rolliza	Madera laminada
Sección			Cualquier sección		Laminada
C	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90
F_{CE}	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda^2}$	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda_{1.2}^2}$	$\frac{\pi^2 E'_{min}}{(\ell_e/r)^2}$	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda^2}$	$\frac{0.822E'_{min}}{\lambda^2}$

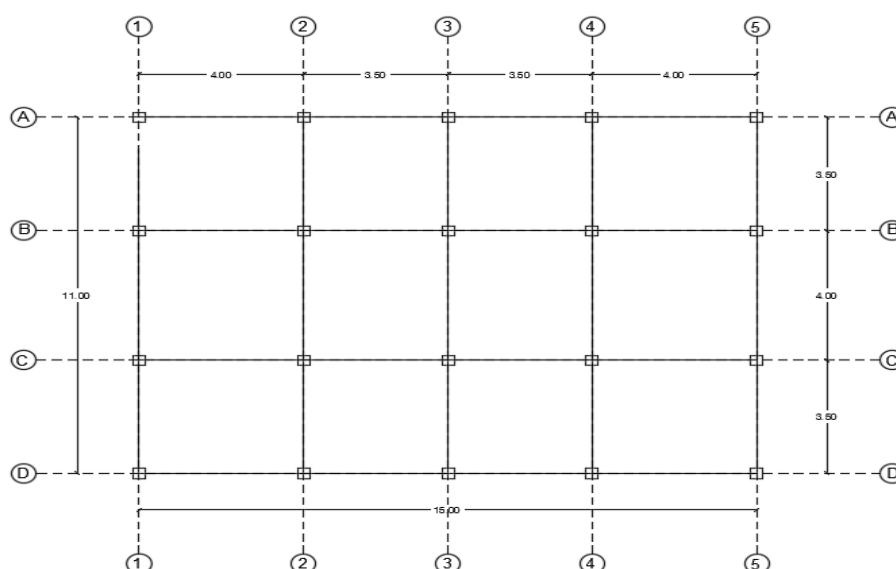
Nota: Extraído de norma colombiana NRS10 Título G: Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

Geometría y Materiales

La estructura a diseñar cuenta con 3 niveles de 2.88 metros de altura cada uno, una escalera interior de 1.20 metros de ancho en forma de U, con un descanso a 1.44 metros de altura. Como cubierta se diseñará un elemento con caída en dos direcciones, para la mampostería se diseñará un entramado de Guadua. La losa de escalera será de tipo maciza. Las luces máximas de la estructura son de 4 metros.

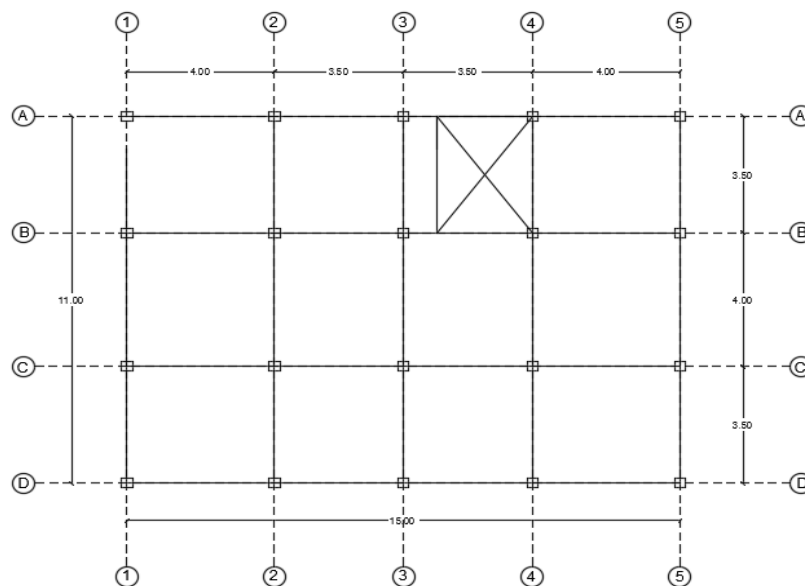
Figura 184

Vista en planta de la estructura

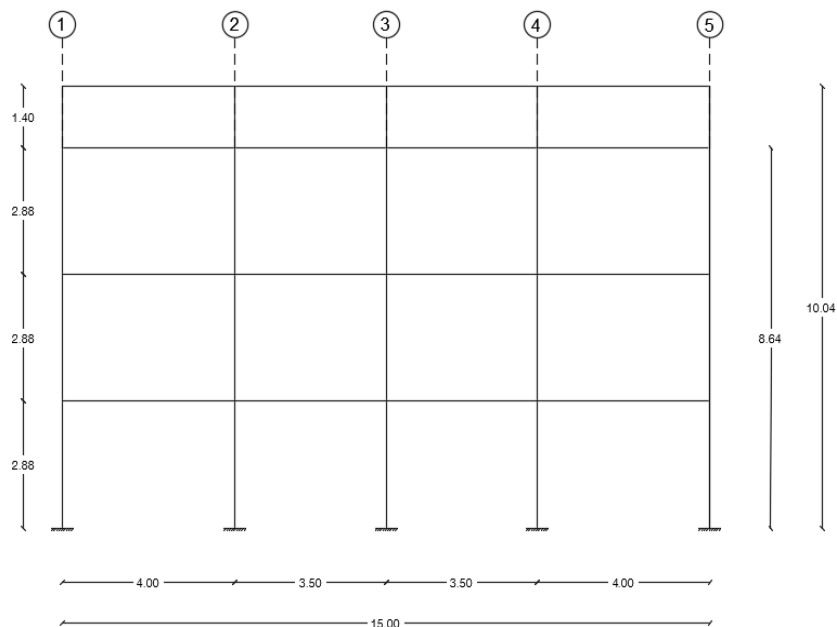


Nota: Elaborado en el programa AutoCAD

La figura muestra la disposición que tendrá los ejes longitudinal y transversal de vigas, así como en la disposición de columnas. Las luces máximas para vigas son de cuatro metros, la altura de la edificación será de dos metros con ochenta y ocho centímetros en todos los niveles. Además, se implementó escaleras de 1.20 metros de ancho, las cuales se ubicaron en el lugar que se muestra a continuación. La cubierta se asume la misma que la diseñada anteriormente compuesta por culmos de guadua rolliza.

Figura 185*Ubicación de escaleras en nivel 1 y 2*

Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, ubicación de hueco para escaleras.

Figura 186*Vista en elevación, pórtico en sentido largo de la estructura*

Nota: Elaborado en el programa AutoCAD, en la figura se muestran la altura de la estructura sin tomar en cuenta la cubierta.

5.- Acabados

6.- Instalaciones

Carga Viva

El análisis será realizado con los valores extraídos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo Cargas: no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

$$CV \text{ para viviendas: } 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$CV \text{ para cubierta: } 0.7 \text{ kN/m}^2$$

Carga por Viento

Son cargas generadas, en la estructura, por la acción de una masa de aire.

Velocidad Instantánea máxima de viento.

La velocidad máxima de diseño se tomará acorde a la zona de ubicación de la estructura y no debe ser menor a 21 m/s (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Velocidad corregida de viento.

La velocidad instantánea máxima de viento será modificada por un coeficiente de corrección σ (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

$$Vb = V * \sigma$$

Donde:

Vb=Velocidad corregida del viento en m/s.

V= Velocidad Instantánea máxima de viento, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ =Coeficiente de corrección

Cálculo de la presión del viento.

La acción que produce el viento es de presión, la NEC15 (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015) nos muestra la siguiente expresión para el cálculo

$$P = \frac{1}{2} * \rho * Vb^2 * Ce * Ct$$

Combinación de Carga

Para el presente trabajo se tomaron en cuenta las combinaciones de carga contempladas en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016). Para el diseño de los elementos, se tendrá en cuenta la combinación de carga más desfavorable, que a su vez genere las solicitaciones más grandes en la pieza estructural que será diseñada.

Si el valor de las carga viva o sobrecarga de servicio, es de larga duración en consideración a la vida útil que estimemos para la estructura, se debe considerar que estas cargas son de tipo muerta y así determinar los valores de las deformaciones diferidas que produce la misma en el elemento (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

La norma nos muestra los siguientes valores básicos de combinación para diseño por el método de esfuerzos admisibles.

Tabla 109

Combinaciones de Carga

	Combinación
1	D
2	D + L
3	D + 0,75L + 0,525 Ex
4	D + 0,75L - 0,525 Ex
5	D + 0,75L + 0,525 Ey
6	D + 0,75L - 0,525 Ey
7	D + 0,7 Ex
8	D - 0,7 Ex
9	D + 0,7 Ey
10	D - 0,7 Ey
11	D + 0,75L + 0,525 EQx
12	D + 0,75L - 0,525 EQx
13	D + 0,75L + 0,525 EQy
14	D + 0,75L - 0,525 EQy
15	D + 0,7E Qx

	Combinación
16	D - 0,7 EQx
17	D + 0,7 EQy
18	D - 0,7 EQy

Donde:

D= Carga Muerta

L= Carga Viva

Ex=Carga estática de sismo en sentido X

Ey= Carga estática de sismo en sentido Y

EQx= Carga del espectro de aceleraciones en sentido X

EQy= Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y

Nota: Adaptado de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016)

Prediseño de la Estructura

Cubierta

La cubierta es un elemento que soporta las cargas que afectan a la estructura en la parte superior, para el diseño se adoptó el diseño de la cubierta calculada para la estructura de guadua rolliza, en la cual cada elemento consta de 1 culmo de guadua angustifolia “Kunth” rolliza. El espesor de la loseta es de 5 cm.

Carga de Viento

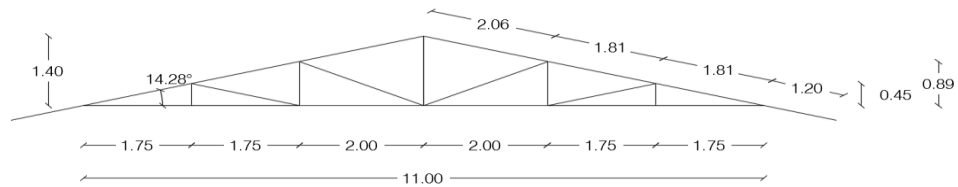
La carga de viento calculada, para la estructura es la que se muestra a continuación.

Tabla 110

Carga de Viento

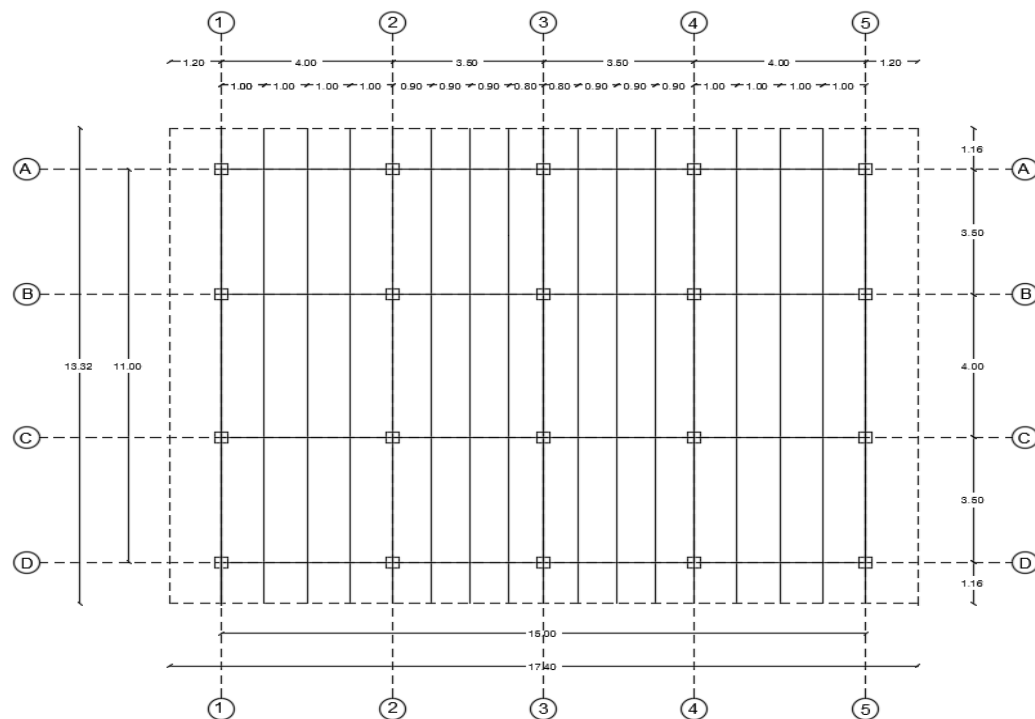
Barlovento (Kg/m²)	Sotavento (Kg/m²)
8.47	17.75

Nota: Carga de viento aplicada a la estructura.

Figura 188*Cercha Tipo Abanico*

Nota: Elaborado en programa AutoCAD, dimensiones de cercha de cubierta.

La carga que se aplica a cada es cercha es de 0.22 T/m, sin contar la carga de viento.

Figura 189*Distribución de cerchas para cubierta*

Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Los cálculos referentes al cumplimiento de esfuerzos admisibles, y la forma de obtenerlos, se encuentra detalla en el capítulo 4. En el mismo se detalla la obtención de las cargas que soporta el elemento, así como las solicitaciones generadas a cada pieza que lo conforma.

Tabla 111

Esfuerzos que soporta el elemento

Miembro	Longitud (m)	σ_b (Mpa)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)
1	1,2	-	-	-
2	1,81	9,11	2,38	2,86
3	1,75	2,04	0,01	0,01
4	0,45	0,56	0,45	0,45
5	1,75	2,04	0,01	0,01
6	0,89	2,20	2,80	2,85
7	2	2,66	0,01	0,01
8	2,19	13,34	2,05	2,92
9	1,4	5,45	1,18	1,28
10	2	2,66	0,00	0,01
11	1,81	9,11	3,39	4,07
12	1,75	2,04	0,01	0,01
13	1,2	-	-	-
14	1,75	2,04	0,01	0,01
15	1,81	9,11	3,73	4,48
16	1,81	9,11	1,35	1,62
17	0,45	0,56	0,45	0,45
18	1,81	9,11	2,18	2,61
19	2,19	13,34	2,07	2,95
20	2,06	11,80	0,62	0,83
21	0,89	2,20	2,60	2,66
22	1,81	9,11	1,25	1,50
23	2,06	11,80	0,65	0,86

Nota: En la tabla se muestran los valores de esfuerzos que soporta el elemento de acuerdo a sus condiciones.

Losas

Tipo: losa maciza bidireccional

La altura de la losa, se obtuvo en el capítulo 4, donde se muestra la composición del entrepiso, en este caso una loseta de 7 cm, además se provee la colocación de viguetas cada 50 cm, que soportaran la loseta evitando deformaciones excesivas. Las dimensiones de la vigueta son de 10 cm de ancho por 10 centímetros de altura.

$$l_n = 50 \text{ cm} = 0.50 \text{ m}; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\text{maciza}_{\min}} = \frac{0.5 \text{ m} * (800 + 0.0712 * 4200 \text{ kg/cm}^2)}{36000}$$

$$h_{maciza_min} = 0.015 \text{ m}$$

$$h_{maciza} = 0.07 \text{ m}$$

$$loseta = 0.07 * 2400 = 168 \frac{kg}{m^2} = 0.168 \frac{T}{m^2}$$

$$Esterilla \text{ de bambú} = 1 \text{ m} * 0.009 \text{ m} * 1 \text{ m} * 700 \frac{kg}{m^3} = 0.0063 \frac{T}{m^2}$$

$$Lámina \text{ asfáltica Techofielt 2000} = 2.60 \frac{kg}{m^2} = 0.0026 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{esterilla} = 0.013 * 700 = 0.009 \frac{T}{m^2} ; W_{instalaciones} = 0.01 \frac{T}{m^2} ; W_{paredes} = 0.05 \frac{T}{m^2}$$

$$W_{CM} = 0.25 \frac{T}{m^2} ; W_{CV} = 0.2 \frac{T}{m^2}$$

$$CM = 0.25 * 0.5 = 0.125 \frac{T}{m} ; CV = 0.2 * 0.5 = 0.1 \frac{T}{m}$$

$$Q = 0.225 \frac{T}{m}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{0.5} = 12000 \text{ MPa} = 122400 \frac{kg}{cm^2} ; q = 0.225 \frac{T}{m} ; L = 50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{60 * 1.2^3}{12} = 8.64 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} = \frac{5 * 2.25 * 50^4}{384 * 122400 * 8.64} ; \Delta = 0.173 \text{ cm} ; \frac{L}{240} = 0.21$$

$$0.21 > \Delta \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se calcula el acero de distribución que tendrá la loseta:

$$Asd = 0.0018 * 100 * 7 \text{ cm} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\#esp = \frac{100 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 3.33 ; \#var = \#esp + 1 = 5$$

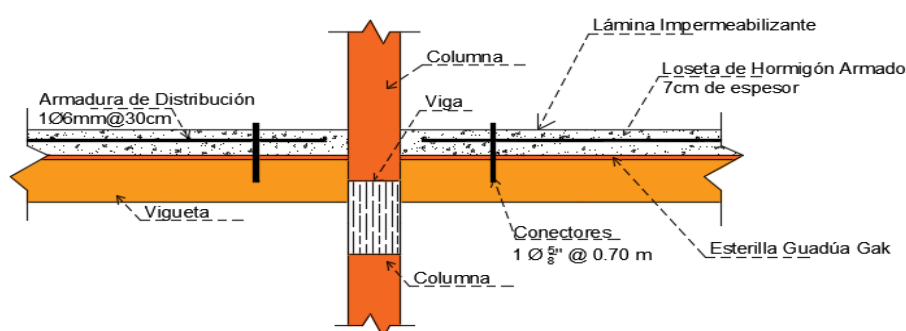
$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \#var}} = 0.56 \text{ cm} \approx 0.6 \text{ cm}$$

$$Asd = 1 \phi 6 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$$

Analizando el resultado obtenido, se determina que el espaciamiento obtenido para la colocación de viguetas es excesivo para la altura de losa, se opta por dejar este espaciamiento debido a las deflexiones que se producen en la esterilla de guadua, la cual como se muestra los 50 cm de separación son suficientes para satisfacer dichas deflexiones.

Figura 190

Esquema composición de loseta entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Diseño de elementos sometidos a flexión

Para elementos laminados en guadua angustifolia Kunth sometidos a flexión, la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Estructuras de madera (NEC-SE-MD, 2015), nos refiere a la norma colombiana NSR10, a la sección G.9.5 del Título G. El diseño de laminados se realizará mediante las aplicaciones del método de esfuerzos admisibles, en el cual para el diseño a flexión de elementos se debe verificar que las deflexiones producidas no superen las permitidas, así como los esfuerzos a flexión (el cual debe incluir la estabilidad lateral), de corte y aplastamiento, que el elemento soporta debe ser menor que los esfuerzos admisibles modificados (NSR-10 Título G, 2010).

Deflexión.**Tabla 112***Fórmulas para el cálculo de deflexiones*

Condición de Carga	Deflexión
Carga concentrada en el centro de la longitud	$\Delta = \frac{P * L^3}{48EI}$
Carga uniformemente distribuida	$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI}$

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Tabla 113*Deflexiones admisibles*

Condición de servicio	Cargas Vivas (l/k)	Viento o Granizo (l/k)	Cargas Totales (l/k)
Elementos de entrepiso	l/360	-	l/240

Nota: Extraído de NEC15 Estructuras de Guadua (NEC-SE-GUADUA, 2016).

Flexión.

$$\sigma = \frac{M}{S} \leq F'b$$

Corte.

$$v = \frac{3V}{2bd} \leq F'v$$

Aplastamiento.

$$fp = \frac{N}{An} \leq F'p$$

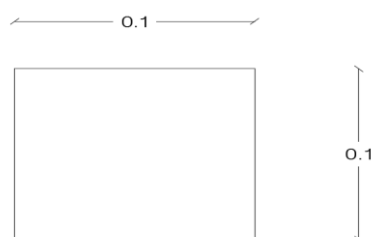
El aplastamiento debe ser calculado en las sitios donde se aplican cargas o en los apoyos (NSR-10 Título G, 2010).

Prediseño de viguetas

Como primer paso, se determinará la carga que actúa a lo largo de todo el elemento, en este caso el área de carga es de 0.5 m. Se asume un valor de peso propio de la guadua de 715 kg/m^3 . Además, las paredes serán entramados compuestos por guadua rolliza y esterilla del mismo material, por este motivo asumimos un valor para las paredes de 50 kg/m^2 . La vigueta estará compuesta por un elemento de 10 cm de base y 10 cm de altura.

Figura 191

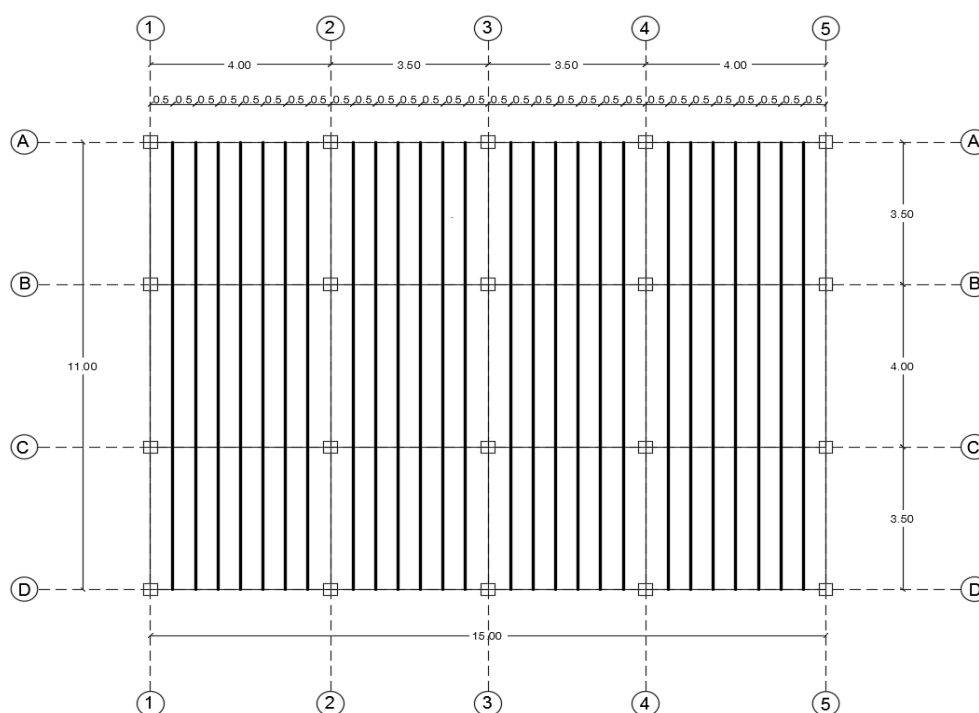
Esquema vigueta de entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Figura 192

Distribución de viguetas en entrepiso



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

$$A_{vigüeta} = 0.10 * 0.10 = 0.01 \text{ m}^2$$

$$Wp_{vigüeta} = \frac{(11 \text{ m} * 26_{vigüetas}) * 0.01 \text{ m}^2 * 715 \text{ kg/m}^3}{11 \text{ m} * 15 \text{ m}} = 12.39 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0.012 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{losa} = 0.07 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.17 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{esterilla \text{ de bambu}} = 0.0063 \frac{T}{\text{m}^2} ; \text{Techofielt 2000} = 2.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0026 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{porcelanato} = 0.02 * 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.044 \frac{T}{\text{m}^2} ; Wp_{instalaciones} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$= 0.01 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{paredes} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.05 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$WD = 0.30 \frac{T}{\text{m}^2}$$

La carga muerta que se aplicará a la vigüeta es de 0.30 T/m², los valores de cargas para carga viva son de 0.2 T/m² para losas de entrepiso y 0.07 T/m² para losa de cubierta, en este caso al ser losas de entrepiso se opta por una carga viva (WL) de 0.2 T/m² según los valores mostrados por la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15 en su capítulo Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Para el cálculo por medio del método de esfuerzos admisibles se trabaja con cargas de servicio, es decir no se aplican factores de mayoración a las cargas. El anclaje entre las vigüetas, las vigas y la loseta, se realizará mediante la aplicación de conectores de corte, los mismos que permitirán un trabajo en conjunto de estos elementos.

$$WD = 0.30 * 0.5 = 0.15 \frac{T}{\text{m}}$$

$$WL = 0.20 * 0.5 = 0.1 \frac{T}{\text{m}}$$

$$W = WD + WL = 0.25 \frac{T}{m}$$

Las viguetas son elementos que transmiten las cargas, provenientes de la loseta, hacia las vigas por tal motivo se requiere que el elemento cumpla las deflexiones requeridas. La norma colombiana NRS-10 en su título G (NSR-10 Título G, 2010), nos dice que las deflexiones se calculan con el módulo de elasticidad promedio $E_{0.5}$, exceptuando casos donde las condiciones de servicio sean severas o se requiere de un nivel alto de seguridad, en estos casos se podrá usar el módulo de elasticidad en el percentil $E_{0.05}$ o con el E_{\min} (NSR-10 Título G, 2010).

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{flexión} = 9523 \text{ MPa} = 97134.6 \frac{kg}{cm^2} ; q = 0.25 \frac{T}{m} ;$$

$$\frac{5 * q * L^4}{384EI} < \frac{L}{240} ; \text{Para carga total}$$

$$I > \frac{5 * q * L^3 * 240}{384E}$$

$$I > \frac{5 * 2.5 * 400^3 * 240}{384 * 97134.6} ; \quad I > 5147.50 \text{ cm}^4$$

$$I_{16x16} = \frac{16^4}{12} = 5461.33 \text{ cm}^4$$

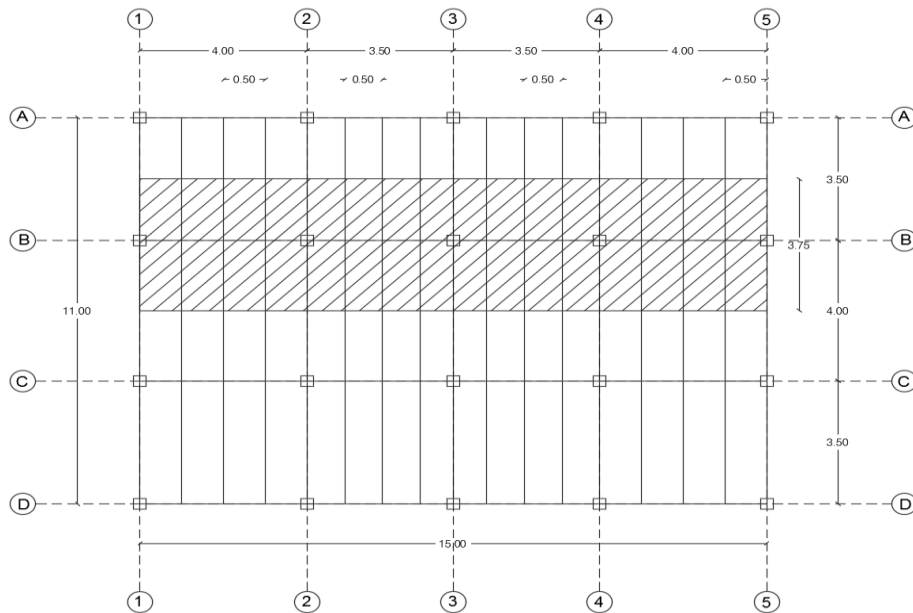
En base a la inercia obtenida, se determina que la configuración elegida para la vigueta es incorrecta, por lo que se modifica la misma a un elemento de 16 cm de base por 16 cm de altura, obteniendo una inercia de elemento igual a 5461.33 cm^4 .

Prediseño de viga

El dimensionamiento de las vigas viene determinado por el área de carga que la losa genera sobre la viga. Para repartir la carga, se considera la suma de la longitud de los vanos perpendiculares a la viga dividido entre dos. Para nuestros prediseño, elegimos la viga en que posee condiciones más desfavorables, en este caso determinamos que es la viga del eje B.

Figura 193

Área de carga correspondiente a viga de eje B



Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

El área de carga es de 3.75 m.

$$Wp_{losa} = 0.07 \text{ m} * 1\text{m} * 1\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 168 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.17 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{vigüeta} = 0.1\text{m} * 0.1\text{m} * 715 \text{ kg/m}^3 = 7.15 \text{ kg/m}^2 = 0.007 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{esterilla \text{ de bambu}} = 0.02 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lámina asfáltica Techofielt 2000} = 2.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0026 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{porcelanato} = 0.02 * 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.044 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{instalaciones} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.01 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$Wp_{paredes} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.05 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$WD = 0.30 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

La carga muerta que se aplicará a la vigueta es de 0.30 T/m², los valores de carga viva son de 0.2 T/m² para losas de entrepiso (NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), 2015).

Para el cálculo por medio del método de esfuerzos admisibles se trabaja con cargas de servicio, sin aplicar factores de seguridad a las cargas. El anclaje entre las viguetas, las vigas laminadas y la losa, se realizará mediante la aplicación de conectores de corte, los mismos que permitirán un trabajo en conjunto de estos elementos.

$$WD = 0.30 * 3.75 = 1.13 \frac{T}{m}$$

$$Wp_{viga} = 0.19 m * 0.30 m * 715 kg/m^3 = 40.76 kg/m = 0.041 \frac{T}{m}$$

$$WL = 0.2 * 3.75 = 0.75 \frac{T}{m}$$

$$W = 1.92 \frac{T}{m}$$

El primer paso es determinar las deflexiones máximas permitidas, para esto se determina la Inercia mínima para soportar dichas deflexiones.

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384EI} ; E_{flexión} = 9523 MPa = 97134.6 \frac{kg}{cm^2} ; q = 1.92 \frac{T}{m} ;$$

$$\frac{L}{240} \text{ Para carga total}$$

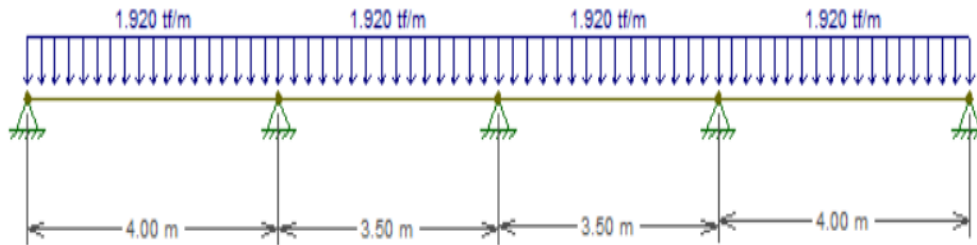
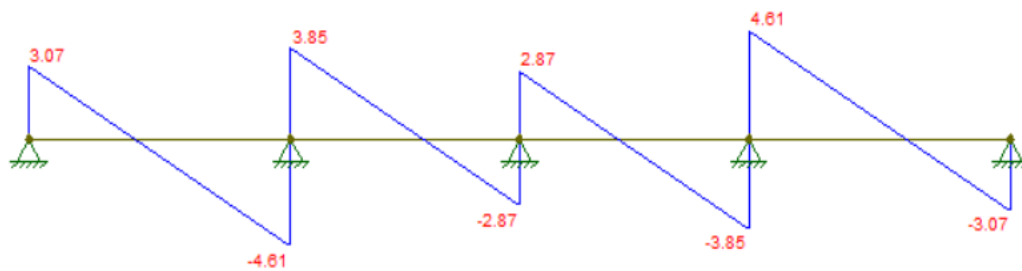
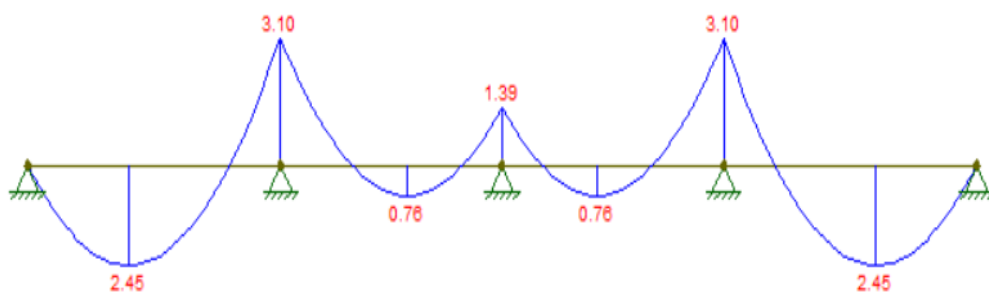
$$I > \frac{5 * q * L^3 * 240}{384E}$$

$$I > \frac{5 * 19.20 * 400^3 * 240}{384 * 97134.6}$$

$$I > 39532.77 cm^4$$

En base a la inercia obtenida, se procede a optar por una viga de base 19 cm y altura 30 cm, la inercia del elemento es de 42750 cm⁴.

El siguiente paso es determinar el momento y el cortante máximo.

Figura 194*Cargas aplicadas en viga de eje B**Nota:* Elaborado en programa computacional Ftool.**Figura 195***Diagrama de Cortante, viga eje B**Nota:* Elaborado en programa computacional Ftool.**Figura 196***Diagrama de Momento, viga eje B**Nota:* Elaborado en programa computacional Ftool.

$$M = 3.10 T * m$$

$$V = 4.61 T$$

Tabla 114

Esfuerzos admisibles modificados, para viga eje B

	Fb (Mpa)	Fv (Mpa)	Fp (Mpa)
	Flexión	Corte	Compresión \perp
Coeficiente	26,50	1,88	5,00
C _D	0,90	0,90	1,00
C _m	1,00	1,00	1,00
C _t	1,00	1,00	1,00
C _r	1,00	1,00	1,00
C _c	1,00	1,00	1,00
C _L	1,00	1,00	1,00
C _F	1,00	1,00	1,00
C _p	1,00	1,00	1,00
Esfuerzo corregido	23,40	1,69	5,00

Nota: En la tabla se muestran los valores de coeficientes de modificación de esfuerzos.

Obtenidos los valores de momentos y cortantes máximos, así como los esfuerzos admisibles modificados se procede a verificar que el elemento no sobrepasa los mismos.

$$M = 3.10 T * m = 30400615 N * mm$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{42750}{\frac{30}{2}} = 2850 \text{ cm}^3 = 2850000 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{30400615}{2850000} = 10.67 \text{ MPa}$$

$$10.67 \text{ MPa} < 23.40 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Se determina que las dimensiones propuestas son suficientes.

El siguiente paso es determinar si el esfuerzo por corte que se produce en la viga, no supera al admisible modificado, este esfuerzo de corte se comprueba a una distancia h de la cara del apoyo, obteniendo un valor de 4 T.

$$v = \frac{3V}{2bd} \leq F'v ; h = 30 \text{ cm}$$

$$V = 4.00 T = 4000 \text{ kg} ; A = 570 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{3 * 4000}{2 * 570} = 10.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$1.03 \text{ MPa} < 1.69 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Por último, se verifica el aplastamiento que se produce en los apoyos.

$$fp = \frac{N}{An} \leq F'p$$

$$R = 45208.66 \text{ N} ; An = 57000 \text{ mm}^2$$

$$fp = \frac{45208.66 \text{ N}}{57000 \text{ mm}^2} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$0.79 \text{ MPa} < 5.00 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Se determina la estabilidad lateral de la viga.

Tabla 115

Estabilidad lateral para coeficiente CL=1

	Requerimiento
$d/b \leq 2$	No requiere soporte lateral.
$2 < d/b \leq 4$	En los apoyos, restringir el desplazamiento lateral
$4 < d/b \leq 5$	Restringir el desplazamiento lateral en apoyos y del borde en compresión mediante correas o viguetas
$5 < d/b \leq 6$	Restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y proveer soporte continuo del borde en compresión mediante un entablado.
$6 < d/b \leq 7$	Restringir desplazamiento y giro, en bordes superior e inferior del elemento.

Nota: Adaptado de NRS10 Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010).

$$\frac{d}{b} = \frac{30}{19} = 1.6 \leq 2$$

Se determina que las vigas no requieren soporte lateral.

Tabla 116

Dimensiones mínimas de vigas y viguetas

Tipo	b min (cm)	h min (cm)	S (cm)
Viga	19	30	-
Vigueta	16	16	50

Nota: La tabla muestra los valores de dimensiones mínimas de los elementos, para soportar las deflexiones y solicitaciones que se producen en los mismos.

Conectores de Corte

Al implementar elementos de madera, se requiere que la estabilidad de los mismos, sea garantizada, esto se logra mediante la aplicación de conectores de corte transversales, los mismos generaran un trabajo en conjunto de los elementos (NSR-10 Título G, 2010). El espaciamiento entre conectores se determinará mediante la expresión que se muestra a continuación.

$$j = \frac{7 * l}{V}$$

Donde j (mm) es el espaciamiento requerido, l (mm) es la luz del elemento y V (KN) es el esfuerzo cortante aplicado.

$$j = \frac{7 * 4000}{45.21 \text{ kN}} = 619.332 \text{ mm} = 0.62 \approx 0.7 \text{ m}$$

Para las vigas se requiere colocar un conector de corte cada 0.7 m, el primer conector de corte se colocará a una distancia de 50 mm de la cara del apoyo.

El diámetro del conector lo calcularemos en base a la capacidad que tiene el mismo.

$$Q = 0.75 * A_p * F_u ; Q = 2.24 \text{ T} ; F_u = 3795 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_p = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{0.75 * \pi * F_u}} = \sqrt{\frac{4 * 4610}{0.75 * \pi * 3795}} = 1.44 \text{ cm}$$

El diámetro elegido para el perno de anclaje, al analizar el valor obtenido, es de 5/8 de pulgada.

Diseño de elementos sometidos a fuerza axial

La norma colombiana NRS10 Estructuras de madera y Estructuras de Guadua (NSR-10 Título G, 2010), nos muestra las expresiones para el cálculo de las solicitaciones que soporta un elemento de madera, en este caso solicitación a tensión axial y para el cálculo de compresión axial se tomara en cuenta las

expresiones dadas en la Guía práctica para el diseño de estructuras de madera (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Tensión axial.

$$ft = \frac{T}{A_n} \leq F't$$

Compresión axial.

$$le = lu * k$$

$$\lambda = \frac{le}{r} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$Ck = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{F'c}}$$

$$\text{Si } \lambda < 10 ; fc = \frac{N}{A_n} \leq F'c$$

$$\text{Si } 10 < \lambda < Ck ; fc = \frac{N}{A_n * \left(1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{\lambda}{Ck}\right)^4\right)} \leq F'c$$

$$\text{Si } Ck < \lambda < 50 ; N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2} \leq N$$

No usar columnas cuya relación de esbeltez sea mayor a 50 (Junta del acuerdo de Cartagena PDAT-REFORT, 1984).

Diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial

El diseño de elementos sometidos a flexión y carga axial, se basa en limitar la acción simultánea de estas fuerzas, a valores menores o iguales a 1.

$$\frac{ft}{F't} + \frac{fb}{F'b} \leq 1.0$$

Diseño de elementos sometidos a flexo-compresión

Los elementos de madera, sometidos a la acción de fuerzas, simultáneamente, de compresión y flexión, se deben diseñar para no superar el valor de 1.

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{km * f_b}{F'_b} \leq 1.0$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{N_a}{N_{er}} \right)} ;$$

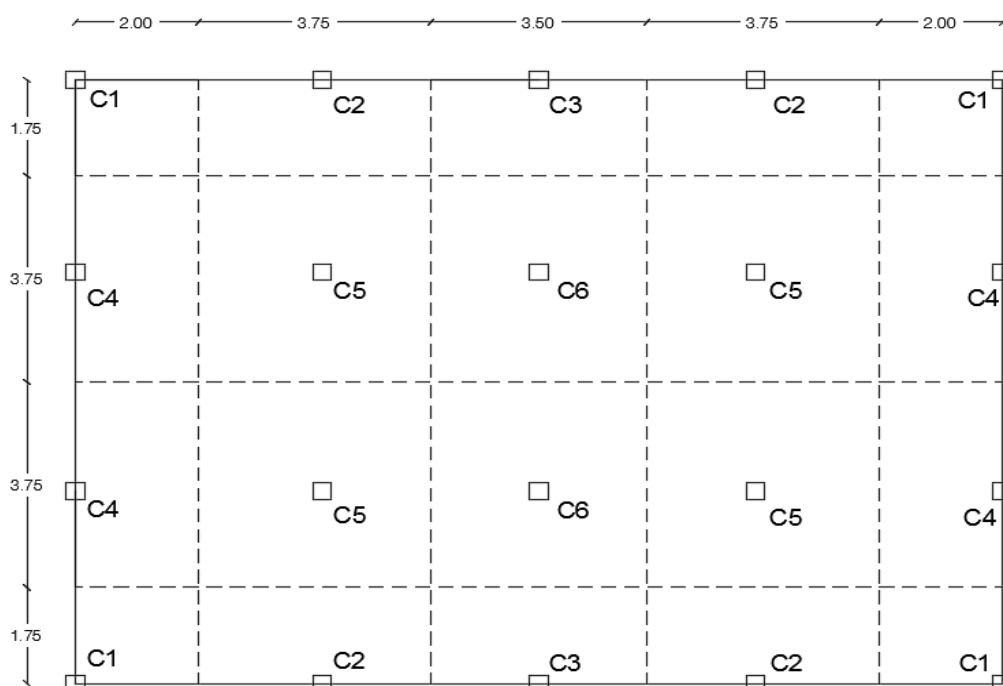
$$N_{er} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_e^2}$$

Prediseño de columnas

Para el prediseño de columnas, se requiere conocer el área de carga que recibe la columna a dimensionar, esto con el fin de determinar los esfuerzos a los que se someterá el elemento.

Figura 197

Área de carga correspondiente a cada columna



Nota: Elaboración propia en programa AutoCAD

El primer punto para determinar las dimensiones de la columna es el cálculo de la carga que soportará el elemento.

$$P = Q_s * \text{área de carga} * \#\text{pisos} ; Q_s = \text{Carga de Servicio}$$

Tabla 117*Carga aplicada a columnas*

Columna	Qs (T/m ²)	# Pisos	L1 (m)	L2 (m)	P (T)
C1	0.52	3	1,75	2	5.46
C2	0.52	3	1,75	3,75	10.24
C3	0.52	3	1,75	3,5	9.60
C4	0.52	3	3,75	2	11.70
C5	0.52	3	3,75	3,75	21.94
C6	0.52	3	3,75	3,5	20.48

Nota: En la tabla se detallan las fuerzas axiales aplicadas a cada elemento.

El prediseño de las columnas lo realizaremos mediante un análisis de compresión axial. El primer paso es adoptar una sección y determinar el tipo de columna resultante. En nuestro caso asumimos una sección de 30cmx26cm.

Tabla 118*Esfuerzo admisible de compresión para columnas*

	Fc (Mpa)
	Compresión
Coeficiente	36
C _b	0,90
C _m	1,00
C _t	1,00
C _r	1,10
C _c	1,00
C _L	1,00
C _F	1,00
C _p	0,94
Esfuerzo corregido	30,46

Nota: En la tabla se muestran los valores del esfuerzo a compresión admisible para pre-diseño de columnas.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{26 * 30^3}{12}$$

$$I = 58500 \text{ cm}^4; A = 780 \text{ cm}^2; lu = 288 \text{ cm}; k = 1.0$$

$$le = 288 * 1.0 = 288 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{le}{r*\sqrt{12}} \quad (\text{NSR-10 Título G, 2010})$$

$$r = \sqrt{\frac{58500}{780}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{288}{8.66 * \sqrt{12}} = 9.6$$

El valor de esbeltez para la configuración elegida da como resultado que el elemento se clasifica en es una columna corta, por lo que el cálculo se lo realiza de acuerdo a los resultados obtenidos.

$$\text{Si } \lambda < 10 ; f_c = \frac{N}{An} \leq F'_c$$

El análisis según el tipo de columna se lo analizara para el elemento que mayor carga axial soporta, en este caso la columna C5.

$$f_c = \frac{21940}{780} = 28.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$2.76 \text{ MPa} < 30.46 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Al analizar los resultados obtenidos, se determina que la configuración elegida para la columna cumple todos los requisitos propuestos.

Tabla 119

Dimensiones propuestas de columnas

Tipo	b (cm)	h (cm)
C1	26	30
C2	26	30
C3	26	30
C4	26	30
C5	26	30
C6	26	30

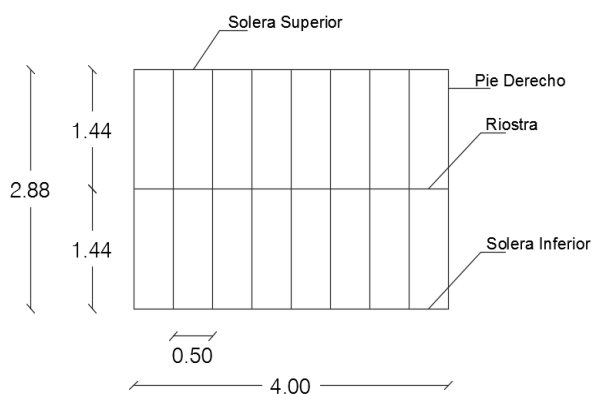
Nota: La tabla muestra los valores de dimensiones propuestas para columnas

Diseño de Entramado

La mampostería de la estructura, será diseñada como un entramado liviano, dependiendo de los elementos interiores y exteriores, para soportar la acción de fuerzas laterales. El diseño del entramado se toma igual que el calculado en el capítulo 4, donde se muestran las fuerzas aplicadas, y las comprobaciones respectivas a cada sección que compone el entramado.

Figura 198

Dimensiones de entramado



Nota: En la figura se muestra la composición del entramado y las dimensiones de cada elemento que conforman el mismo.

Fuerza Sísmica

Se analizó la estructura mediante el método 1: Diseño basado en fuerzas (D.B.F), especificado en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015). Para lo cual se aplicaron las siguientes formulas.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right)$$

$$T_L = 2.4 * F_d ;$$

Tabla 120*Coefficientes método de diseño basado en fuerzas*

Variable	Valor	Unidades
Coeficiente de perfil de suelo (Fs)	1,28	adimensional
Coeficiente de perfil de suelo (Fd)	1,19	adimensional
Coeficiente de perfil de suelo (Fa)	1,2	adimensional
Coeficiente de Importancia (I)	1	adimensional
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	2	adimensional
Coeficiente de irregularidad en elevación (ϕE)	1	adimensional
Coeficiente de irregularidad en planta (ϕP)	1	adimensional
Coeficiente Ct	0,055	adimensional
Altura total de estructura (hn)	10.04	M
Coeficiente α	0,9	adimensional
Relación de amplificación espectral (η)	2,48	adimensional
Zona Sísmica	V	adimensional
Tipo de Suelo	D	adimensional
Factor de Zona (Z)	0,4	adimensional
Periodo Fundamental (T)	0,483	S
Periodo Limite (To)	0,127	S
Periodo Limite (Tc)	0,698	S
Periodo limite (TL)	2,856	S

Nota: En la tabla se muestran los valores, usados para calcular el espectro de diseño de la estructura.

Los valores de tipo de suelo y zona sísmica, se asumieron al igual que en el capítulo III del presente trabajo.

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

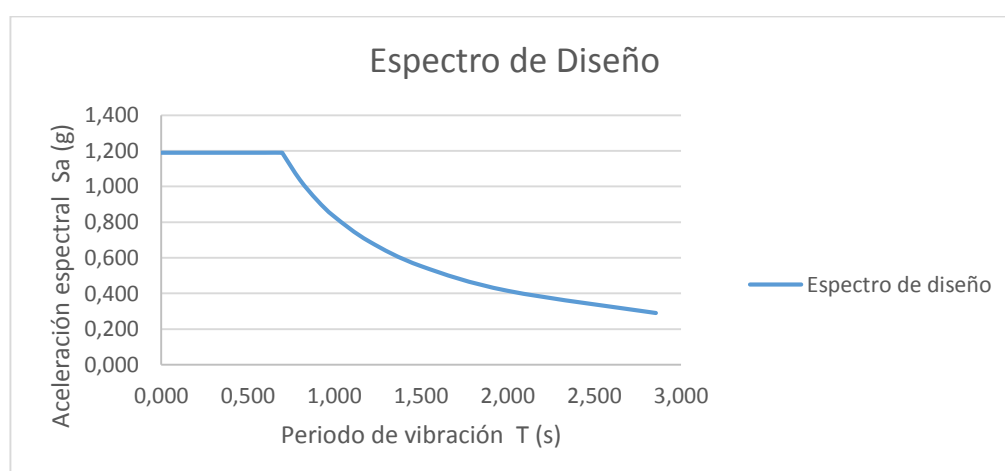
$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o} \right]; \quad T \leq T_o$$

Tabla 121*Espectro elástico de Diseño*

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	1,190
To	0,127	1,190
	0,200	1,190
	0,300	1,190
	0,400	1,190
	0,500	1,190
	0,600	1,190
Tc	0,698	1,190
	0,700	1,187
	0,800	1,039
	0,900	0,923
	1,000	0,831
	1,200	0,693
	1,500	0,554
	2,000	0,416
TL	2,856	0,291

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 199*Gráfica espectro elástico de Diseño*

Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Para el cálculo del espectro de diseño reducido se tomó en cuenta el factor de reducción de resistencia sísmica, en nuestro caso con un valor de 2.

Tabla 122

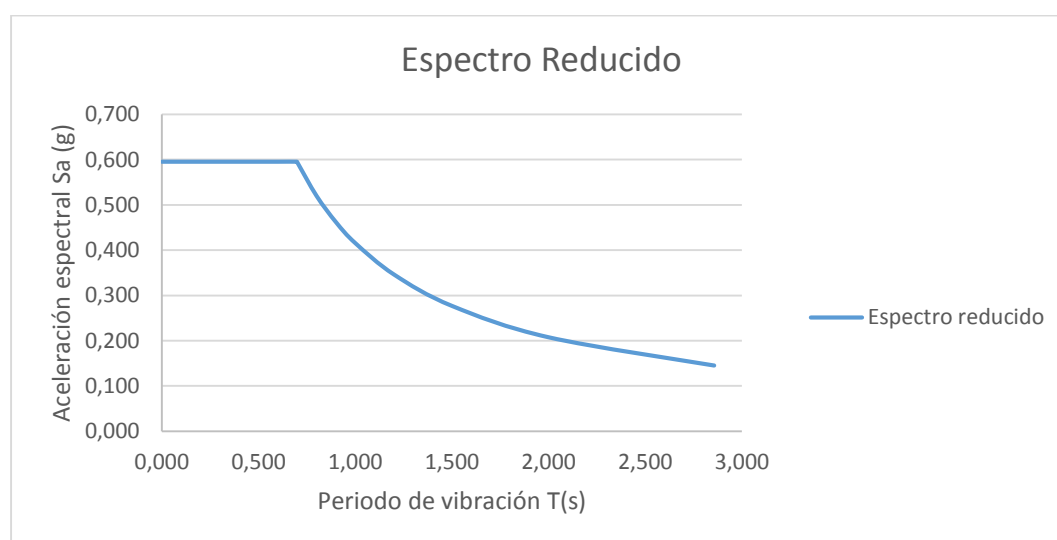
Espectro elástico de diseño reducido

Periodo limite	T (s)	Sa
	0,000	0,595
To	0,127	0,595
	0,200	0,595
	0,300	0,595
	0,400	0,595
	0,500	0,595
	0,600	0,595
Tc	0,698	0,595
	0,700	0,594
	0,800	0,519
	0,900	0,462
	1,000	0,416
	1,200	0,346
	1,500	0,277
	2,000	0,208
TL	2,856	0,145

Nota: Valores usados para el cálculo del espectro de diseño de la estructura.

Figura 200

Gráfica espectro elástico de diseño reducido



Nota: En la gráfica se presenta el comportamiento del espectro de respuesta elástico de aceleraciones con respecto al periodo de vibración de la estructura.

Cortante Basal de Diseño

El cálculo del cortante basal de diseño, es una fuerza que se produce por la acción de un sismo y se produce en la base de la estructura, se detalla en la NEC15 Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS, 2015).

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

$$T = C_t h_n^\alpha = 0.055 * 10.04^{0.9} = 0.439 \text{ s}$$

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.126$$

$$T_c = 0.55 F_s \left(\frac{F_d}{F_a} \right) = 0.55 * 1.28 * \left(\frac{1.19}{1.12} \right) = 0.698$$

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 = 1.1904$$

$$V = \frac{1 * 1.1904}{2 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.60 * W$$

Modelamiento Computacional

El modelamiento de la estructura se lo realizó en el programa computacional ETABS, el cual nos ayudará a determinar el comportamiento de la estructura ante la acción de las cargas aplicadas, de esta manera poder determinar si los prediseños realizados, son los correctos. El primer paso es la definición de los materiales y la geometría de la estructura.

$$\text{Capacidad portante del suelo: } \sigma_s = 10 \text{ T/m}^2$$

Tipo de Perfil de Suelo: D

$$\text{Resistencia a compresión del hormigón: } f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón: } E_c = 2347896.58 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del laminado: } MOE_{\text{guadua}} = 976140 \text{ T/m}^2$$

Un aspecto muy importante para el modelamiento computacional, es la curva esfuerzo-deformación, la cual determina el comportamiento que tiene el material. Como se explicó anteriormente esta curva se la obtiene mediante ensayos de laboratorio que dan una visión real del comportamiento del elemento al aplicársele cargas establecidas. Para efectos de cálculo se aceptan, los valores propuestos para la curva de esfuerzo-deformación del documento Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study (Zhou, Bian, Shen, Huang, & Zhou, 2018).

Tabla 123

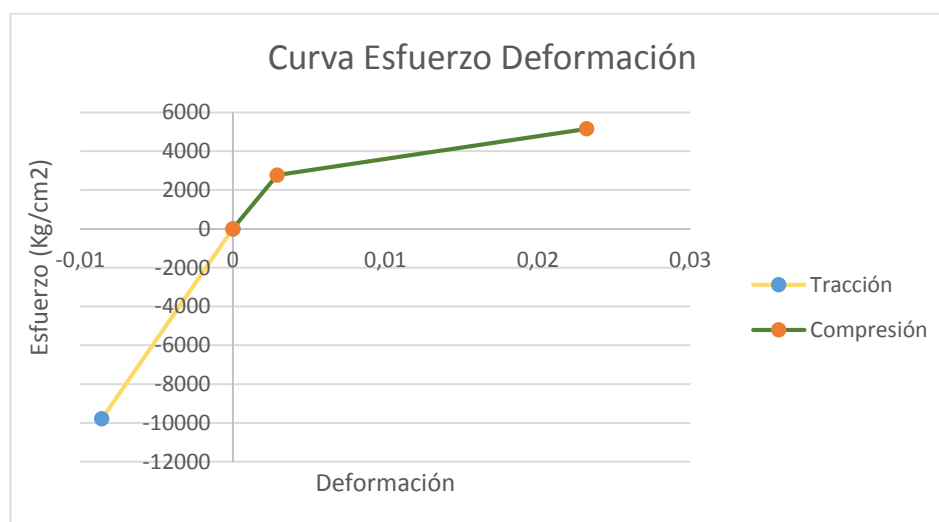
Esfuerzos últimos de guadua angustifolia Kunth

E (MPa)	f_{tu} (MPa)	ϵ_{tu}	f_{ce} (MPa)	ϵ_{ce}	f_{cu} (MPa)	ϵ_{cu}
9686.0	96.0	0.0086	27.2	0.0029	50.5	0.0232

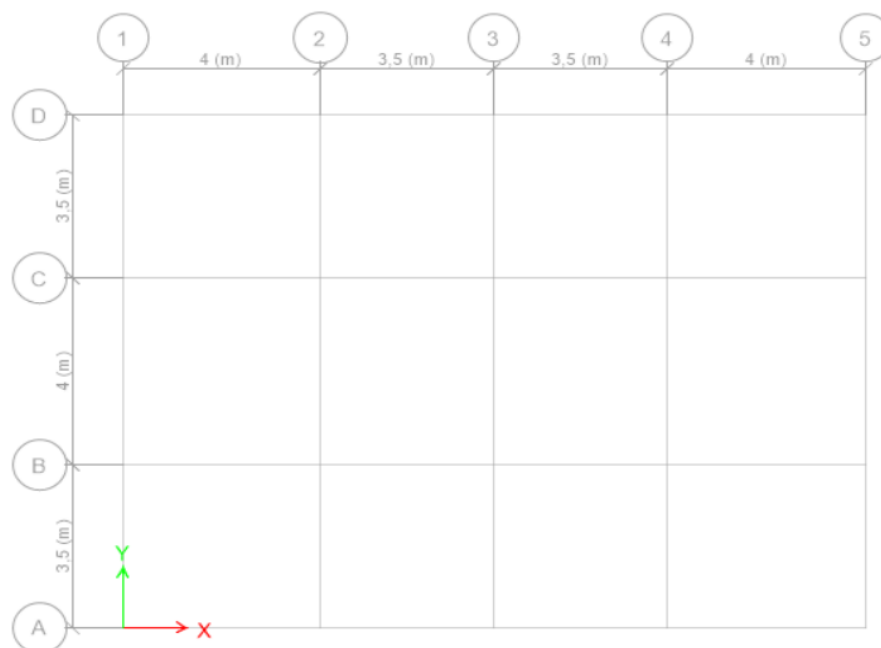
Nota: Adaptado del documento Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study (Zhou, Bian, Shen, Huang, & Zhou, 2018).

Figura 201

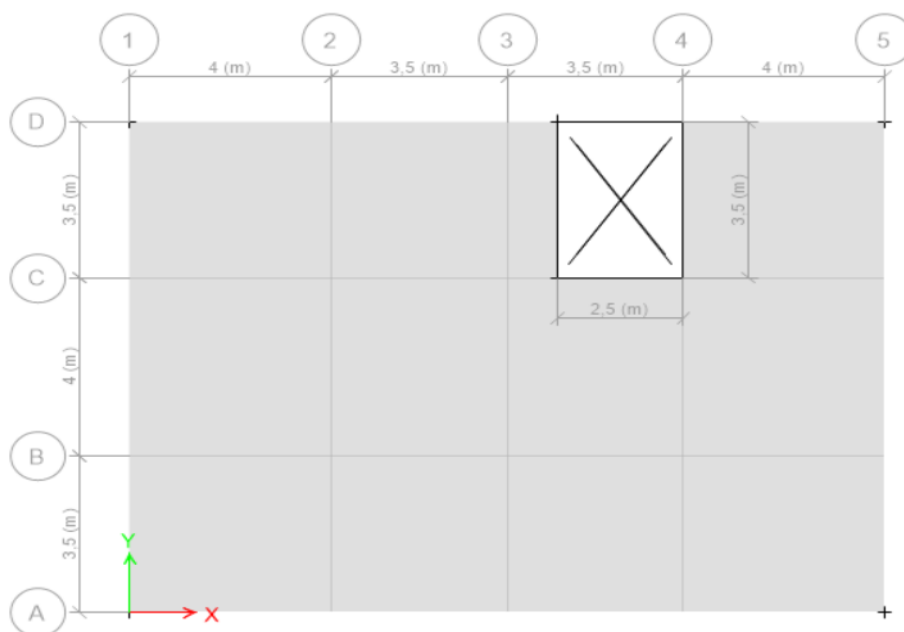
Diagrama esfuerzo deformación de laminados en guadua



Nota: En la figura se muestra el diagrama esfuerzo deformación de la guadua, de color verde lo correspondiente a compresión y de color amarillo lo correspondiente a tracción.

Figura 202*Vista en planta*

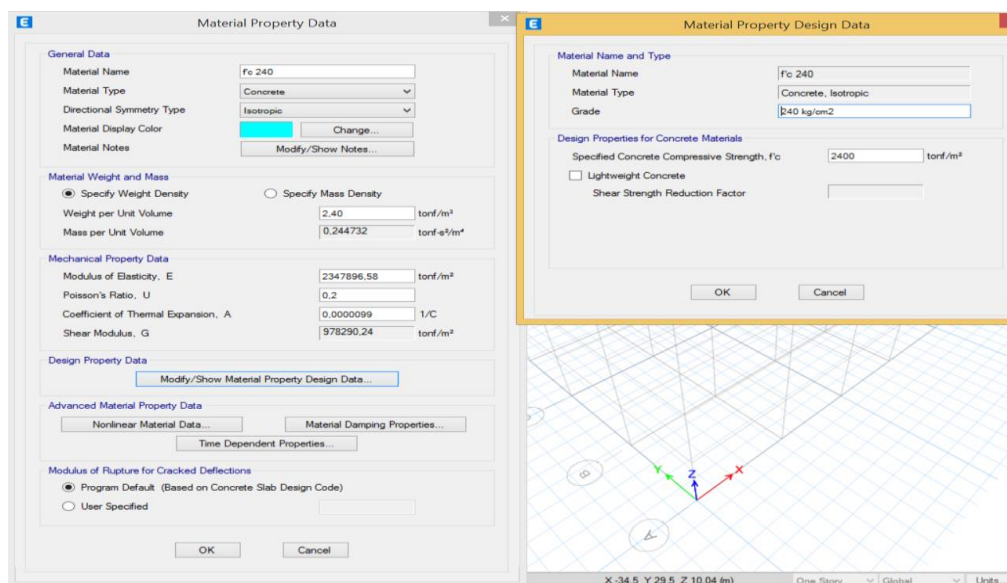
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, geometría general de estructura.

Figura 203*Vista en planta de losa nivel 1 y 2*

Nota: Geometría de losas en pisos 1 y 2, con apertura para ubicar escaleras, elaborado en programa computacional ETABS

Figura 204

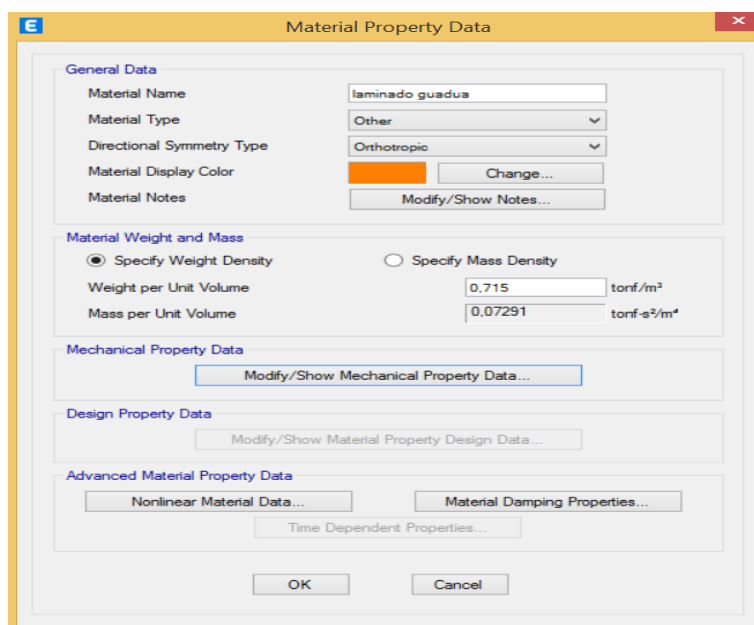
Propiedades del Hormigón, $f'c$ 240 kg/cm²



Nota: En la imagen se aprecia la definición de las propiedades del hormigón en el programa computacional ETABS.

Figura 205

Propiedades de laminados en guadua angustifolia Kunth



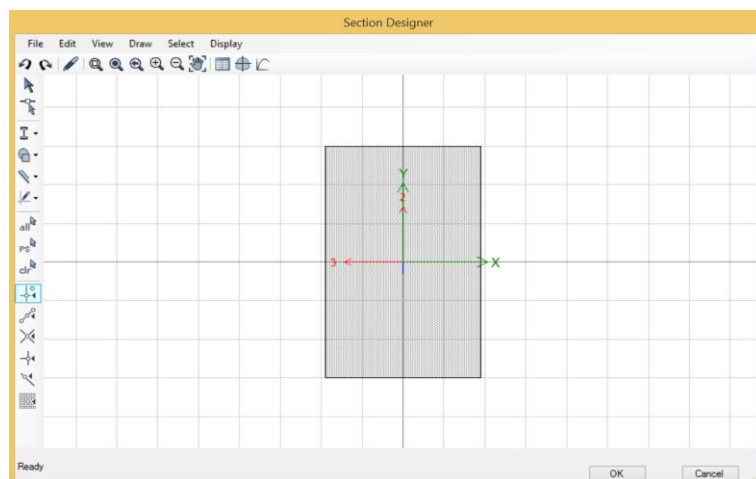
Nota: Definición de las propiedades de la guadua, elaborado en el programa computacional ETABS.

Vigas

Para modelar las vigas, se toma en cuenta el prediseño realizado, en el cual definimos un solo tipo de vigas en todos los sentidos.

Figura 206

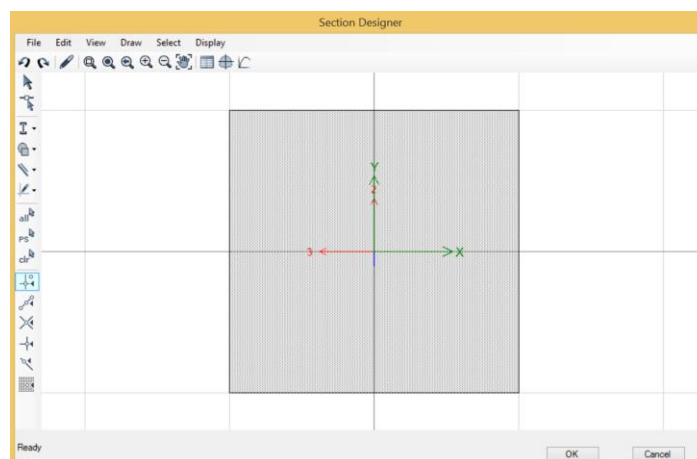
Definición de sección de vigas



Nota: Definición de dimensiones de viga, 19 cm de base y 30 cm de altura.

Figura 207

Definición de sección de viguetas



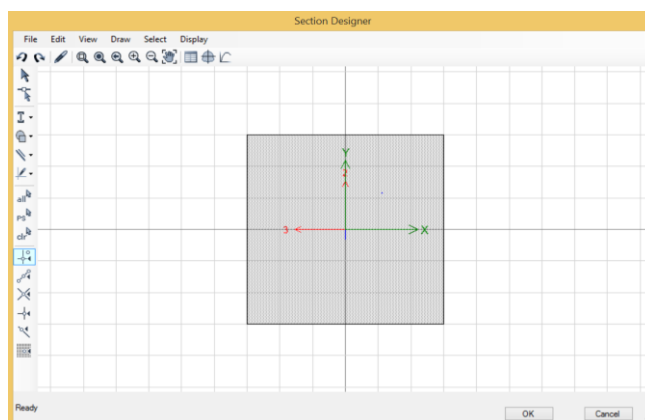
Nota: Definición de dimensiones de vigueta, 16 cm de base y 16 cm de altura.

Columna

Para definir las secciones de columnas se considera el diseño realizado en el cual se eligió un tamaño de columna único para todos los ejes.

Figura 208

Definición de sección de columnas



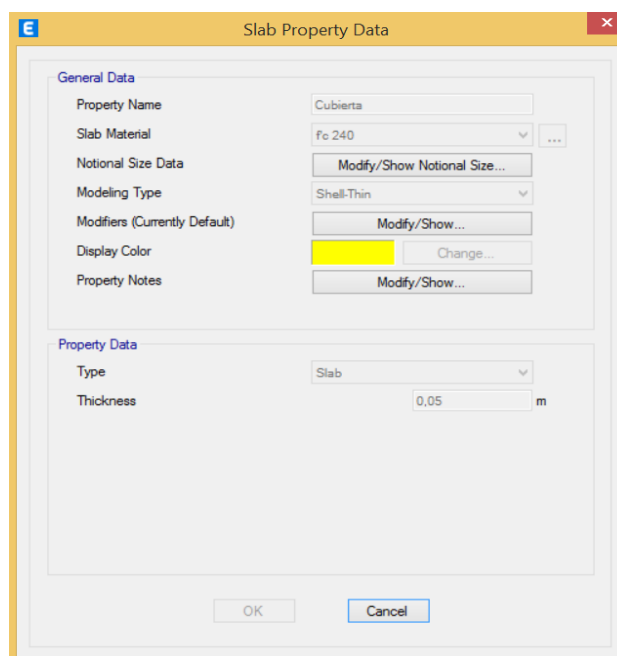
Nota: Definición de dimensiones de columnas, 30 cm de base y 26 cm de altura.

Loseta

Para la losa tenemos, la losa de cubierta con 5 cm de espesor y la losa de entrepiso con 7 cm de espesor.

Figura 209

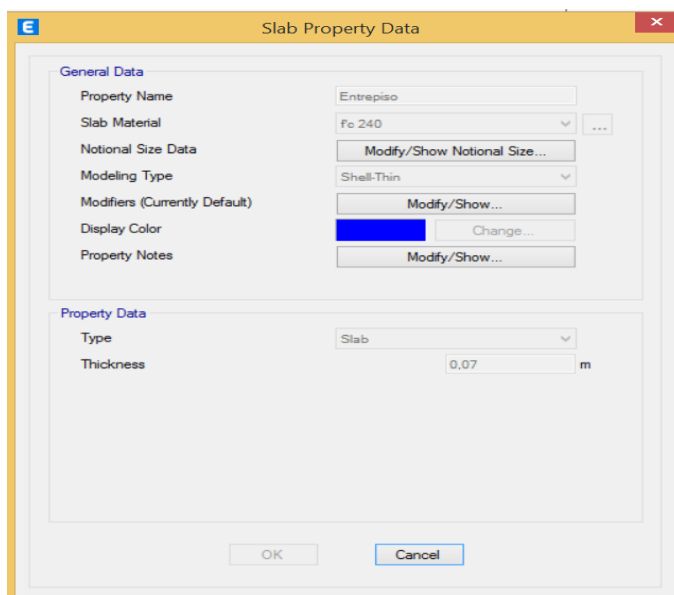
Definición de sección de losa de cubierta



Nota: Tomada del programa computacional ETABS.

Figura 210

Definición de sección de losa de entrepiso



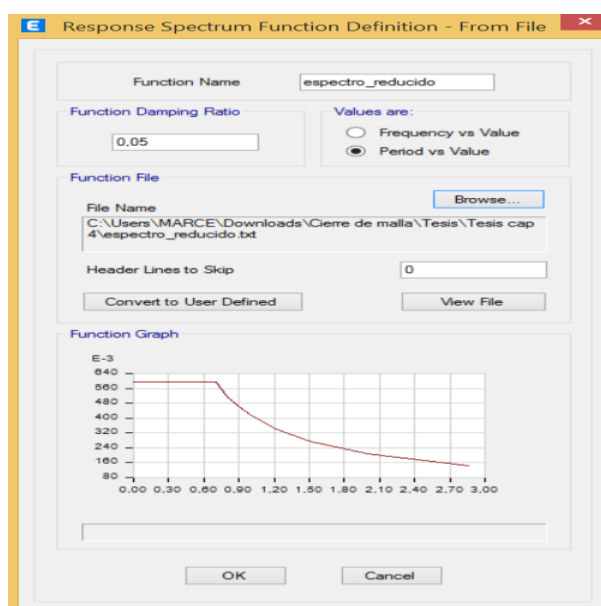
Nota: Tomada del programa computacional ETABS.

Espectro de Diseño

Para el espectro de diseño, lo primero es calcular los valores en el programa Excel para después exportarlos los datos obtenidos en un archivo .txt.

Figura 211

Espectro de diseño reducido



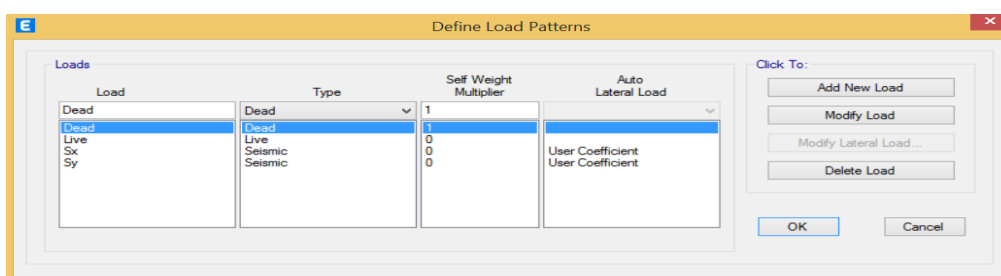
Nota: Espectro reducido de diseño calculado en base a los parámetros dictados por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

Definición de Cargas

Para definir las cargas, en primer lugar, se determinan los patrones de carga a lo que se someterá la estructura, en este caso cargas muerta, carga viva y fuerzas sísmicas. Para determinar los patrones de la fuerza sísmica que se aplicaran, se define en el programa dos fuerzas, la primera en sentido X y la otra en el sentido Y.

Figura 212

Patrones de carga aplicados a la estructura



Nota: Definición de patrones de carga en programa computacional ETABS.

Para el patrón de carga sísmico, se deben realizar modificaciones de acuerdo a la normativa de construcción vigente, en este caso se realizan modificaciones en los valores de coeficientes C y K. El primer coeficiente es el C, en nuestro caso el porcentaje del cortante basal, y el segundo el coeficiente K que se relaciona con el periodo de vibración de la estructura.

Para obtener el valor de K se aplica la siguiente tabla.

Tabla 124

Valores de Coeficiente K

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Nota: Extraído de (NEC-SE-DS, 2015)

El valor de T fue calculado anteriormente, obtenido un valor de 0.439 s, lo cual nos permitió obtener los siguientes resultados

$$C = 0.595 ; K = 1$$

Con estos valores se procedió a calcular los periodos de vibración en el programa computacional ETABS, obteniendo como resultado un periodo de vibración mayor a 0.5 s, por este motivo se procede a obtener el valor de K real.

$$K = 0.75 + 0.5 * T = 1.05 \text{ s}$$

Figura 213

Definición de patrón de carga para sismo en sentido X

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.595
 - Building Height Exp., K: 1.05
- Story Range:**
 - Top Story: Story3
 - Bottom Story: Base
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 214

Definición de patrón de carga para sismo en sentido Y

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.595
 - Building Height Exp., K: 1.05
- Story Range:**
 - Top Story: Story3
 - Bottom Story: Base
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Definición de Cargas en estructura

Al programa se debe especificar los valores de cargas que requerimos para el cálculo, por tal motivo se requiere completar el 100% de la carga muerta total que se aplicara a cada losa. Para esto, se debe aumentar el peso que no corresponde a pesos propios de los elementos, en el caso de la losa de cubierta tenemos 0.03 T/m² en carga muerta y una carga viva de 0.07 T/m². En el caso de la losa de entrepiso se dispone de 0.13 T/m² para carga muerta y 0.2 T/m² en carga viva.

Figura 215

Definición de cargas aplicada a la losa de cubierta

Load Pattern	Load Value (tonf/m ²)
Dead	0.03
Live	0.07

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se definió los valores para carga viva (Live) y carga muerta (Dead).

Figura 216

Definición de cargas aplicada a la losa de entrepiso

Load Pattern	Load Value (tonf/m ²)
Dead	0.13
Live	0.2

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Un parámetro importante que se requiere definir es el método de análisis de las fuerzas sísmicas, en el cual se debe incluir el espectro de diseño reducido obtenido anteriormente.

Definición de Espectro Sísmico

Figura 217

Definición de caso de análisis en sentido X

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro_reducido	9.8067

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se selecciona la dirección U1, correspondiente al sentido X.

Figura 218

Definición de caso de análisis en sentido Y

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro_reducido	9.8067

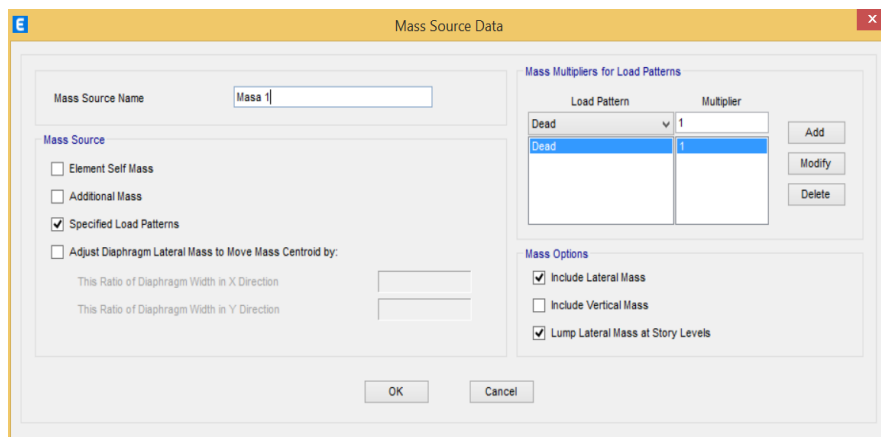
Nota: Tomado de programa computacional ETABS, se selecciona la dirección U2, correspondiente al sentido Y.

Definición de la Masa

Una definición importante es la cantidad de masa que proporcionaremos al modelo, para lo cual se elige la opción Specified Load Patterns, que nos permite asignar el valor que se requiere a una carga en específico.

Figura 219

Asignación de masa a la estructura



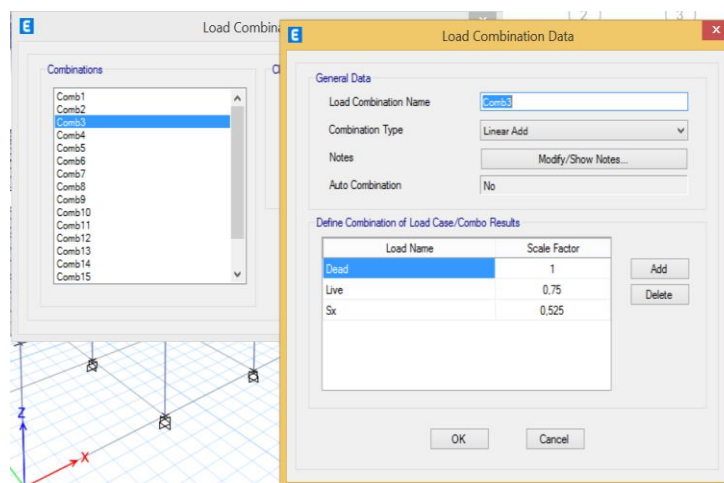
Nota: Tomado de programa computacional ETABS

Combinaciones de Carga

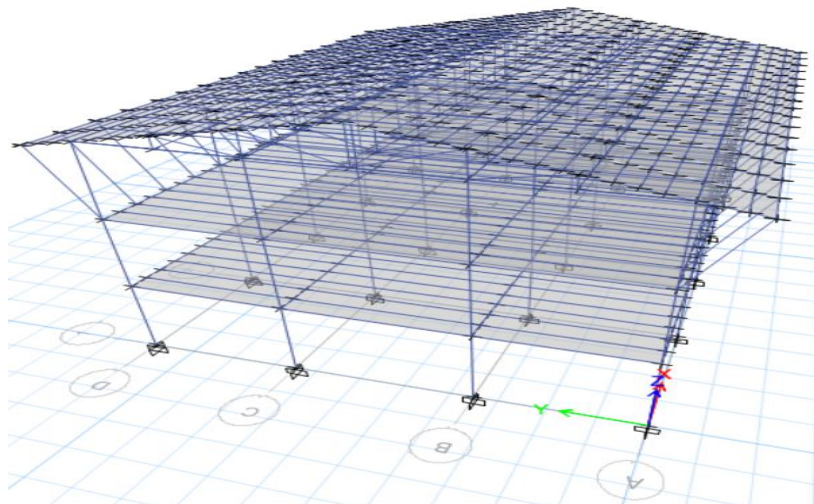
Para el diseñar la estructura, se debe considerar los esfuerzos que se producen en un elemento por la acción de las cargas que se aplican al mismo.

Figura 220

Combinaciones de carga, combinación 3



Nota: Tomado de programa computacional ETABS, definición de las combinaciones de carga, que se aplicarán a la estructura según la Guía práctica para el diseño de estructuras de madera (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016).

Figura 221*Vista en 3D de estructura*

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

Tabla 125*Participación modal de Masa en estructura*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,626	0,878	0	0	0,878	0	0	0	0,134	0	0	0,134	0
Modal	2	0,571	0	0,873	0	0,878	0,873	0	0,139	0	0	0,139	0,134	0
Modal	3	0,528	0	0	0	0,878	0,873	0	0	0	0,875	0,139	0,134	0,875
Modal	4	0,212	0,094	0	0	0,971	0,873	0	0	0,763	0	0,139	0,897	0,875
Modal	5	0,185	0	0,102	0	0,971	0,975	0	0,800	0	0	0,939	0,897	0,875
Modal	6	0,165	0	0	0	0,971	0,975	0	0	0	0,102	0,939	0,897	0,976
Modal	7	0,137	0,028	0	0	1,000	0,975	0	0	0,100	0	0,939	0,997	0,976
Modal	8	0,115	0	0,025	0	1,000	1	0	0,061	0	0	0,999	0,997	0,976
Modal	9	0,102	0	0	0	1,000	1	0	0	0	0	0,999	0,997	0,976

Nota: La imagen muestra los valores obtenidos para periodos para cada modo de vibración, además de la participación de la masa y la rotación de los ejes en cada modo de vibración.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC15 Diseño sismo, resistente nos dice que el porcentaje de participación de la masa acumulada, en los diferentes modos de vibración debe ser mínimo del 90% (NEC-SE-DS, 2015). Al analizar los valores obtenidos, se determina que el modelo cumple la norma, alcanzando el valor de 90% a partir del quinto modo de vibración.

En el primer modo se obtuvo un valor porcentual de rotación del 87.75% sobre el eje X con un periodo de 0.626 segundos, el segundo modo arrojó un valor porcentual del 87.32% de rotación sobre el eje Y, con un periodo de 0.571 segundos, el tercer modo de vibración arrojó como resultado una rotación de 87.47% alrededor del eje Z con un periodo de 0.528 segundos.

La norma NEC15 no muestra valores, que nos permitan determinar la aceptación de los diferentes modos de vibración, por este motivo se propuso para los dos primeros modos un movimiento de traslación mayor al 80% en el eje predominante, mientras que para el tercer modo un movimiento de torsión alrededor del eje Z mayor al 50%.

Tabla 126

Desplazamientos de modos de vibración

	Criterio	Porcentaje	
Modo 1	Traslación eje X	87.75%	Cumple
Modo 2	Traslación eje Y	87.32%	Cumple
Modo 3	Torsión eje Z	87.47%	Cumple

Nota: Chequeo de modos de vibración, según el criterio adoptado.

Deriva de Piso

La deriva de piso inelástica se calcular a partir de los valores de deriva elástica obtenidos, así como de modificar el valor por el factor de reducción de carga sísmica R. El valor obtenido no debe ser mayor a 0.02.

$$Deriva_{inelastica} = 0.75 * R * D_{elastica}$$

Tabla 127*Derivas elásticas de piso*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	Sx	LinStatic		X	0,006369	183	15	11	8,64
Story3	Sy	LinStatic		Y	0,006123	186	15	7,5	8,64
Story3	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,005262	184	15	0	8,64
Story3	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,004981	186	15	7,5	8,64
Story2	Sx	LinStatic		X	0,012651	183	15	11	5,76
Story2	Sy	LinStatic		Y	0,011168	186	15	7,5	5,76
Story2	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,010618	118	11	0	5,76
Story2	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,008992	186	15	7,5	5,76
Story1	Sx	LinStatic		X	0,011489	183	15	11	2,88
Story1	Sy	LinStatic		Y	0,009817	183	15	11	2,88
Story1	Sismo X	LinRespSpec	Max	X	0,009726	184	15	0	2,88
Story1	Sismo Y	LinRespSpec	Max	Y	0,007893	183	15	11	2,88

Nota: Tomado de programa computacional ETABS, los valores obtenidos para derivas elásticas son debido a la acción de fuerzas sísmicas, en sentido X y sentido Y, y al espectro de diseño sísmico en los mismos sentidos.

Para obtener los valores de derivas inelásticas, se elige los valores más altos de derivas por piso generados, tanto para la dirección X como para la dirección Y, obteniendo como resultado, una deriva elástica de 0.012651 en dirección X y una deriva elástica de 0.011489 en dirección Y.

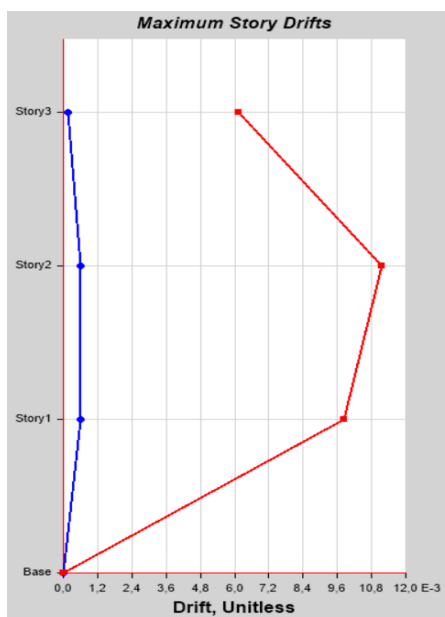
Tabla 128*Deriva inelástica*

Dirección	R	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Criterio
X	2	0.0126	0.019	Cumple
Y	2	0.0114	0.017	Cumple

Nota: Tomado de programa computacional ETABS.

Figura 222

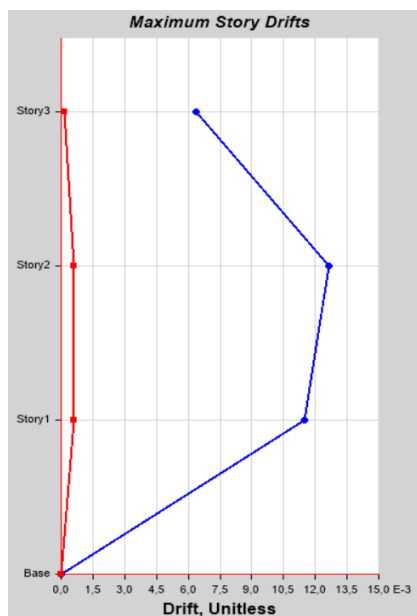
Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido Y



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.01149 en segundo piso.

Figura 223

Deriva de piso, fuerza sísmica en sentido X



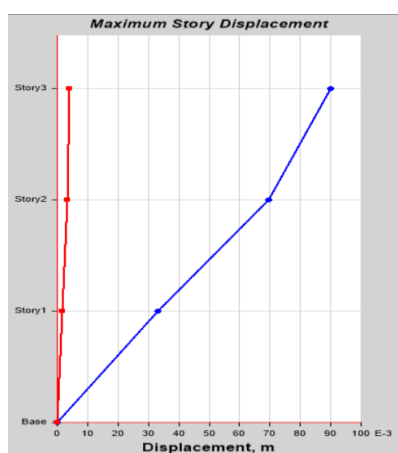
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, valor máximo de 0.01265 en el segundo piso.

Desplazamientos

Un aspecto importante dentro del control estructural es el de desplazamiento, el cual se genera por la falta de rigidez de vigas y columnas, este punto es de mayor importancia al tener estructuras que se construirán junto a otras, debido a que el periodo de vibración de cada una será diferente, generando un potencial riesgo de colapso.

Figura 224

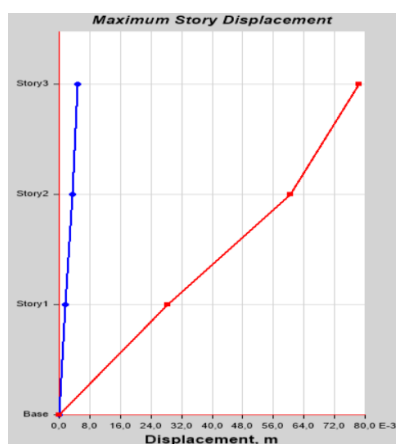
Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido X



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, la figura muestra un desplazamiento total en el tercer piso de 0.0039 m para el sentido Y, y un desplazamiento de 0.0896 m en sentido X.

Figura 225

Desplazamiento debido a fuerza sísmica en sentido Y



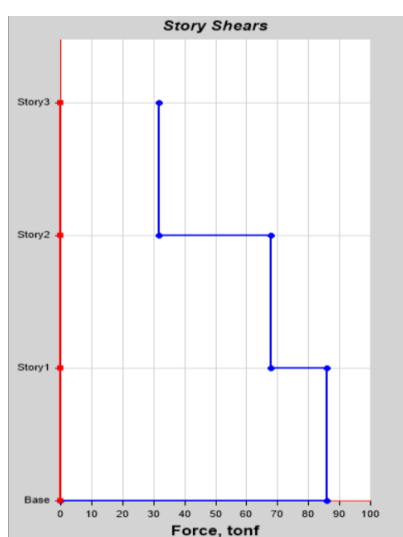
Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, la figura muestra un desplazamiento total en el tercer piso de 0.0047 m para el sentido X, y un desplazamiento de 0.078 m en sentido Y. Línea roja referencia al desplazamiento en sentido Y, y línea azul al desplazamiento en sentido X.

Comprobación de Cortante Estático vs Dinámico

Para estructuras regulares, el valor del cortante dinámico no debe ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por un método estático, para estructuras irregulares, el valor del cortante dinámico no debe ser menor que el 85% del cortante basal obtenido por un método estático (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 226

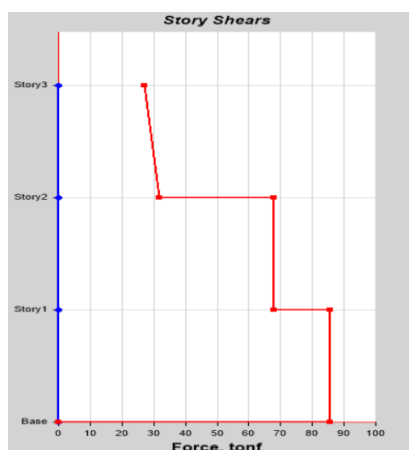
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 85.98 Toneladas.

Figura 227

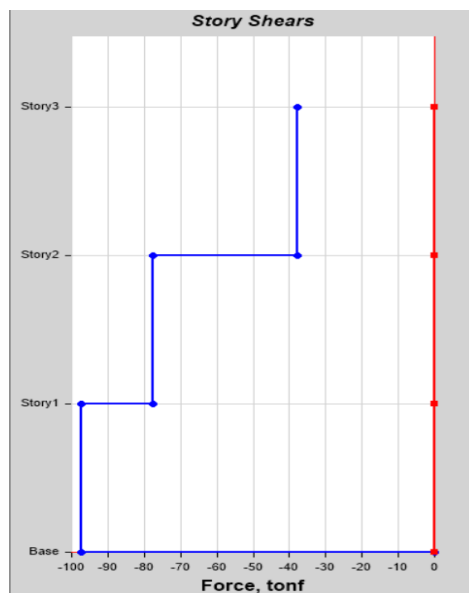
Cortante dinámico por acción de espectro sísmico en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 85.64 Toneladas.

Figura 228

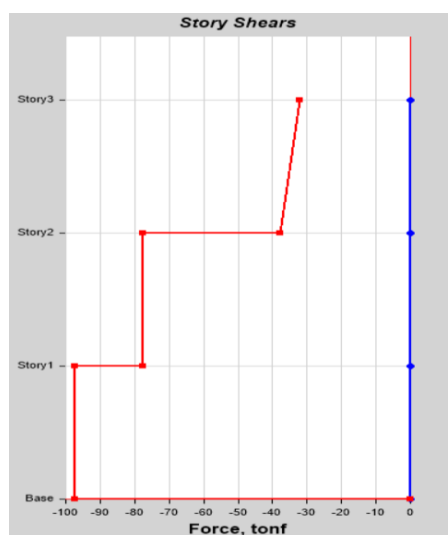
Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido X.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 97.29 Toneladas.

Figura 229

Cortante estático por acción de fuerza sísmica en sentido Y.



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se nos muestra el valor cortante dinámico en la base de la estructura, con un valor de 97.29 Toneladas.

Tabla 129

Ajuste del cortante basal dinámico

Dirección	Cortante Dinámico (Toneladas)	Cortante Estático (Toneladas)	Porcentaje (%)	Criterio
X	85.98	97.29	87.7%	Cumple
Y	85.64	97.29	87.3%	Cumple

Nota: Los valores obtenidos reflejan que el diseño de la estructura cumple para el criterio de cortante basal dinámico y estático que nos muestra la norma NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

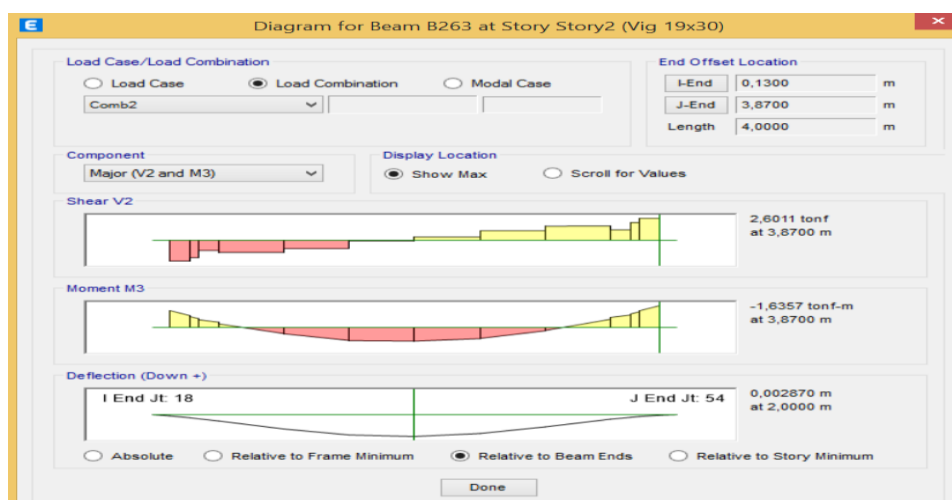
Diseño de Vigas y Columnas

Vigas

El diseño de las vigas se realiza de acuerdo a las cargas que se aplican al elemento, así como los valores de cortante y momento que dichas cargas producen, para esto se toma los resultados arrojados por el programa. Después de analizar los resultados, se determinó que la viga que tiene condiciones más desfavorables es la ubicada en el eje C, entre los ejes 1 y 2, con una longitud de 400 cm.

Figura 230

Diagrama de cortante, momento y deflexión



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS. En la figura se muestran los valores máximos de cortante y momento, así como la deflexión máxima en el centro de la luz

Tabla 130

Valores de cortante, momento y deflexión

Cortante (T)	Momento (T*m)	Deflexión (m)
2.60	1.64	0.0029

Nota: En la tabla se muestran los valores máximos de cortante y momento que se producen en el elemento.

Del prediseño realizado se determinó los valores de cortante máximo y momento que el elemento de guadua resiste, por tal motivo se procede a compararlos con los obtenidos en el programa.

$$M_{max} = \sigma_{admisible} * S = 238.68 \frac{kg}{cm^2} * 2850 cm^3 * 10^{-5} = 6.80 T * m$$

$$V_{max} = \frac{2 * A * \sigma_{admisible}}{3} = \frac{2 * 570 * 51}{3} * 10^{-3} = 19.38 T$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{370}{240} = 1.54 cm = 0.0154 m$$

Tabla 131

Valores de cortante, momento y deflexiones máximos, para viga.

	ETABS	MÁXIMO	CRITERIO
CORTANTE (T)	2.60	6.80	Cumple
MOMENTO (T*m)	1.64	19.38	Cumple
DEFLEXIÓN (m)	0.0029	0.0154	Cumple

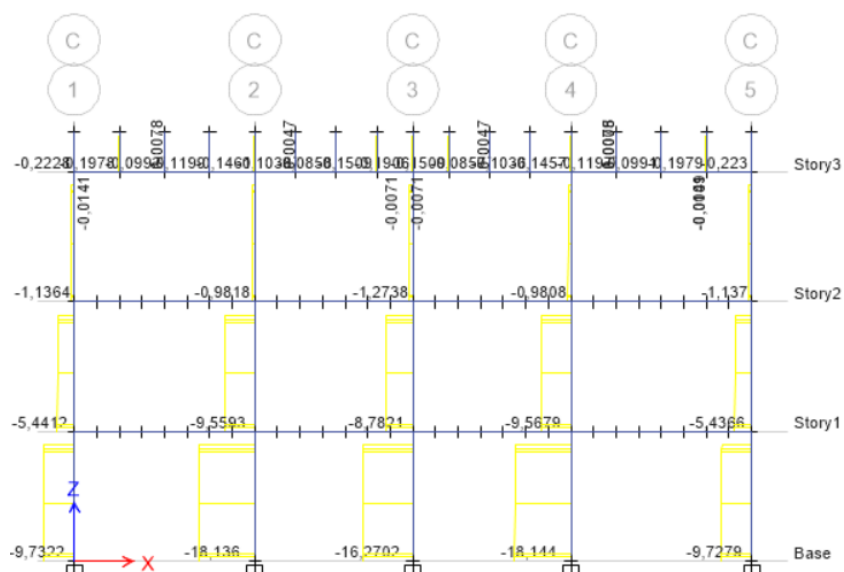
Nota: En la tabla se muestra la comparación entre valores obtenidos mediante el programa ETABS, y valores máximos admisibles.

Columnas

El diseño de las columnas se realiza acorde a las cargas aplicadas al elemento, en este caso se elige la columna más crítica, es decir el elemento que mayor carga resiste. Del análisis se determinó que las columnas más críticas son las que se encuentran en el centro de la estructura, en la parte inferior de la misma.

Figura 231

Diagrama de fuerza axial

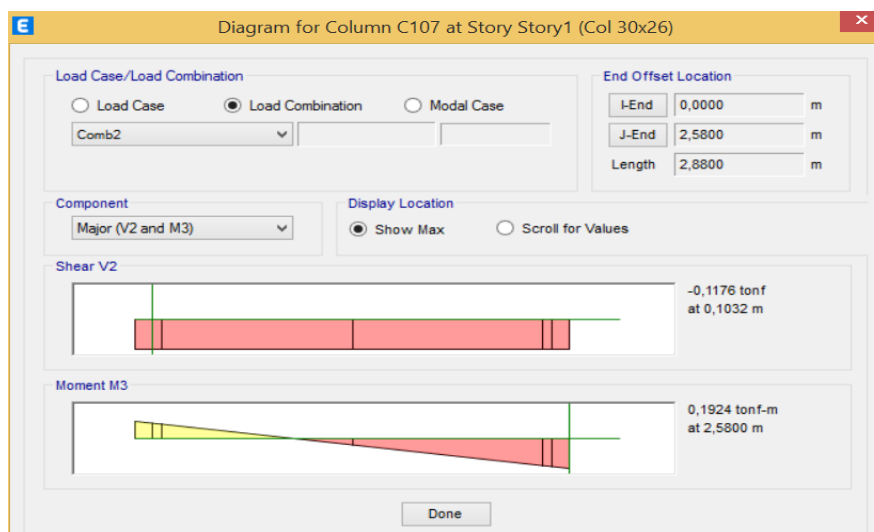


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS. De la figura se determina, que la columna más crítica es la ubicada en la intersección del eje C con el eje 4.

La carga aplicada a la columna C4 es de 18.14 T.

Figura 232

Diagrama de cortante y momento, columna C4



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Tabla 132

Esfuerzos admisibles para columna C4

	Fc (MPa)	Fb (MPa)	Ft (MPa)	Fv (MPa)
	Compresión	Flexión	Tracción	Corte
Coefficiente	36	26,5	39,7	1,88
C _D	0,90	0,90	0,90	0,90
C _m	1,00	1,00	1,00	1,00
C _t	1,00	1,00	1,00	1,00
C _r	1,00	1,00	1,00	1,00
C _c	1,00	1,00	1,00	1,00
C _L	1,00	1,00	1,00	1,00
C _F	1,00	1,00	1,00	1,00
C _p	0,94	0,94	0,94	0,94
Esfuerzo corregido	30,46	22,42	33,59	1,59

Como primer paso se verificará la sollicitación a flexión con carga axial, para esto se necesita determinar los esfuerzos a flexión y a tracción que el elemento resiste.

$$M = 0.19 T * m = 1863260 N * mm ; I = 58500 cm^4 ; A = 780 cm^2$$

$$S = \frac{I}{C} = \frac{58500}{\frac{30}{2}} = 3900 cm^3 = 3900000 mm^3$$

$$\sigma_b = \frac{1863260}{4500000} = 0.48 MPa$$

$$0.48 MPa < 22.42 MPa \quad \therefore \text{Cumple esfuerzo a flexión}$$

$$\sigma_t = \frac{T}{A} = \frac{177892.63 N}{78000 mm^2} = 2.29 MPa$$

$$2.29 MPa < 33.59 MPa \quad \therefore \text{Cumple esfuerzo a tensión}$$

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1.0$$

$$\frac{0.48}{22.42} + \frac{2.29}{33.59} = 0.09 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexión con tensión axial}$$

Una vez determinado, que el elemento cumple los requisitos de flexión con tensión axial, se prosigue con la verificación para flexo-compresión.

$$\frac{f_c}{F_{c'}} + \frac{km * f_b}{F_{b'}} \leq 1.0$$

$$l_u = 2.88 \text{ m}; k = 1.0; N = 177892.63 \text{ N}$$

$$l_e = 2.88 * 1 = 2.88 \text{ m} = 2880 \text{ mm}$$

La longitud efectiva la usamos para calcular la esbeltez del elemento.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{58500}{780}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{r\sqrt{12}} = \frac{288 \text{ cm}}{8.66 * \sqrt{12} \text{ cm}} = 9.6$$

$$\lambda < 10 \quad \therefore \text{Columna Corta}$$

$$f_c = \frac{N}{A_n} = \frac{177892.63 \text{ N}}{78000 \text{ mm}^2} = 2.29 \text{ Mpa}$$

$$2.29 \text{ MPa} < 30.46 \text{ MPa} \quad \therefore \text{Cumple esfuerzo a compresión}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{N_a}{N_{er}} \right)};$$

$$N_{er} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_e^2}$$

$$N_{er} = \frac{\pi^2 * 9570 * 585000000}{2880^2} = 6661661.695 \text{ N}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{177892.63}{6661661.695} \right)} = 1.04$$

$$\frac{2.29}{30.46} + \frac{1.04 * 0.48}{22.42} = 0.1 < 1 \quad \therefore \text{Cumple flexo - compresión}$$

Análisis Estático no lineal PUSHOVER

Una vez finalizado el análisis estático, se continua con la verificación mediante un análisis dinámico, mediante el método del Pushover. Este método nos permitirá obtener la curva de capacidad que tiene la estructura calculada. El primer paso, es determinar las cargas laterales actuantes, el peso de la estructura lo tomamos del programa, el valor obtenido es de 163.51 T. Con este valor se procede a calcular el cortante basal de diseño.

$$V = 0.595 * 163.51 = 97.29 \text{ T}$$

Tabla 133*Masa de estructura por piso*

Story	UX	UY	UZ	Aceleración	Peso (T)
	tonf-s ² /cm	tonf-s ² /cm	tonf-s ² /cm	(cm/s ²)	
Story3	4,03	4,03	0	9,81	39,54
Story2	6,33	6,33	0	9,81	62,05
Story1	6,32	6,32	0	9,81	61,97

Nota: Adaptado de programa computacional ETABS.

Tabla 134*Fuerzas laterales calculadas*

Piso	peso	altura	peso*altura	Porcentaje	Vb (T)	Vi (T)	Fi/piso
	(T)	(m)					
3	39,54	8,64	341,62	38,93%	97,29	37,88	37,88
2	62,05	5,76	357,40	40,73%	97,29	39,63	77,50
1	61,97	2,88	178,48	20,34%	97,29	19,79	97,29

Nota: En la tabla se visualiza los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso.

Tabla 135*Fuerzas laterales*

Story	Case	VX	VY
		tonf	tonf
Story3	SX	-37,87	0
Story3	SY	0	-37,87
Story2	SX	-77,50	0
Story2	SY	0	-77,50
Story1	SX	-97,29	0
Story1	SY	0	-97,29

Nota: Extraído de ETABS, en la tabla se muestra los valores de fuerzas laterales aplicadas en cada piso de la estructura.

Los valores obtenidos mediante un proceso manual, son similares a los arrojados por el programa, con lo que se determina que el cálculo está correcto.

El siguiente paso, es definir un nuevo estado de carga, el cual tendrá como finalidad, generar la respuesta que tiene la estructura ante la acción de las cargas gravitacionales, esta carga será del tipo no lineal y es conocida como carga

gravitacional no lineal, para este estado de carga, se multiplicara por un factor de 1.1 la carga muerta y 0.25 la carga viva.

Figura 233

Definición de caso de carga gravitacional no lineal (CGNL)

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

- General:**
 - Load Case Name: CGNL
 - Load Case Type: Nonlinear Static
 - Mass Source: Masa 1
 - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1,1
Load Pattern	Live	0,25
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Geometric Nonlinearity Option: None
 - Load Application: Full Load
 - Results Saved: Final State Only
 - Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
 - Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS

A continuación, se crear un estado de carga, correspondiente al análisis estático no lineal Pushover, este nuevo estado será llamado Pushover, en este estado de carga se aplicará una carga de tipo aceleración, la cual tiene como dirección el sentido UX de la estructura, cabe recalcar que este análisis, continúa a partir del análisis de carga gravitacional no lineal.

Figura 234

Definición de caso de carga Pushover

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

- General:** Load Case Name: Pushover; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: Previous; Analysis Model: Default.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: CGNL.
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event.

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Declarados los análisis que el programa realizara, en la estructura se continúa asignando las rotulas plásticas que se generaran en las vigas y columnas. Para esto se determinan los diagramas momento-curvatura, correspondientes a cada uno de los elementos.

Diagrama Momento-Curvatura

Diagrama que nos permite conocer la capacidad que posee un elemento, a resistir momentos, así como determinar la curvatura a la que producen los mismos. El primer elemento al que se realizará el análisis es la vigueta, de dimensiones 16 cm de base por 16 cm de altura.

Diagrama momento-curvatura para vigueta.

Momento de Fluencia.

Este se genera cuando el elemento alcanza el esfuerzo de fluencia a tracción o compresión, a partir de este punto, el elemento tiene una pérdida de rigidez y capacidad de soportar cargas. El eje neutro, para este punto se encuentra en el centro de la viga. El esfuerzo de fluencia, debido a compatibilidad de deformaciones es igual al esfuerzo de compresión, por este motivo el cálculo del momento y su curvatura, puede ser determinado de la siguiente manera.

$$\sigma_{fluencia} = 277.4 \frac{kg}{cm^2} ; I = \frac{16^4}{12} = 5461.33 \text{ cm}^4 ; c = 8 \text{ cm} ; \varepsilon_{\sigma} = 0.0029$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{277.4 * 5461.33}{8} = 1.89 \text{ T * m}$$

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0029}{8} = 0.00036 \frac{1}{cm} = 0.036 \frac{1}{m}$$

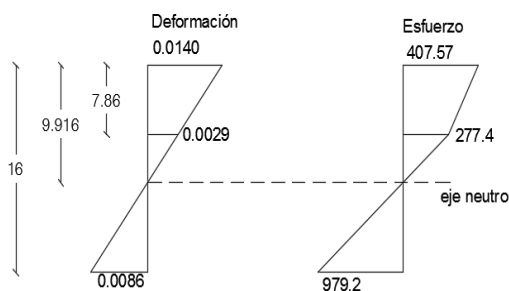
Momento de Ultimo.

Es el máximo momento que el elemento puede resistir, antes de colapsar.

Al analizar el diagrama esfuerzo-deformación propuesto anteriormente, se concluye que el momento último, se produce cuando el elemento alcanza el esfuerzo de tracción último. El cálculo del eje neutro se lo realiza mediante iteraciones.

Figura 235

Esfuerzos aplicados a vigueta



Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

La distancia obtenida para el eje neutro, mediante iteraciones es de 9.916 cm, en este punto las fuerzas de compresión son iguales a las fuerzas de tracción, calculando un valor igual a 47659.68 kg y una distancia, entre las mismas, de 8.20 cm.

$$C = T = 47659.68 \text{ Kg} ; d = 8.20 \text{ cm} ; c = 9.916 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{\sigma cu} = 0.0232; \varepsilon_{\sigma ce} = 0.0029 ; \varepsilon_{\sigma tu} = 0.0086$$

$$M_u = C * d = T * d = 47659.68 * 8.20 = 390809.76 \text{ kg} * \text{cm} = 3.91 \text{ T} * \text{m}$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma tu}}{h - c} = 0.23 \frac{1}{m}$$

Figura 236

Diagrama momento-curvatura para vigueta

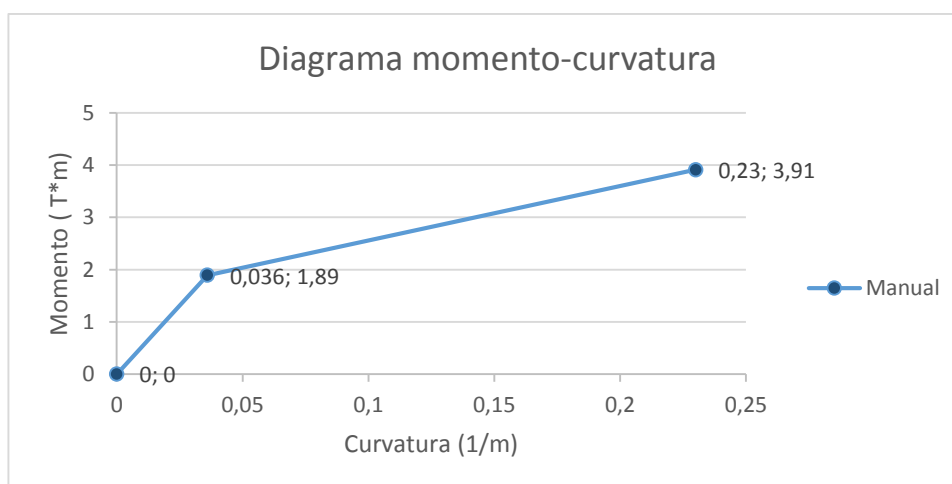


Diagrama momento-curvatura para viga.

El elemento viga, tiene como dimensiones 19 centímetros de base y 30 centímetros de altura.

Momento de Fluencia.

El esfuerzo de fluencia es igual al esfuerzo de compresión obtenido de la curva esfuerzo-deformación. El eje neutro, se ubica en la mitad del elemento, obteniendo un equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción.

$$\sigma_{fluencia} = 277.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; I = 42750 \text{ cm}^4 ; c = 15 \text{ cm} ; \varepsilon_{\sigma} = 0.0029$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{277.4 * 42750}{15} = 7.91 T * m$$

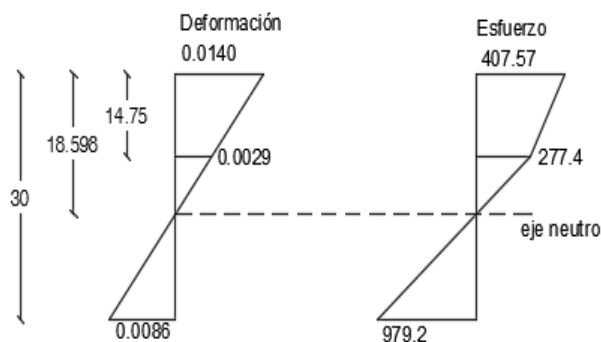
$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0029}{15} = 0.00019 \frac{1}{cm} = 0.019 \frac{1}{m}$$

Momento de Ultimo.

El cálculo del eje neutro, las fuerzas de tracción, compresión y la distancia entre las mismas, se lo realiza mediante iteraciones, hasta encontrar un equilibrio entre las fuerzas de compresión y tracción.

Figura 237

Esfuerzos aplicados a viga



Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

La distancia obtenida para el eje neutro, mediante iteraciones es de 18.594 cm, en este punto las fuerzas de compresión son iguales a las fuerzas de tracción, calculando un valor igual a 106107.78 kg y una distancia, entre las mismas, de 15.38 cm.

$$C = T = 106107.78 \text{ Kg} ; d = 15.38 \text{ cm} ; c = 18.594 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{\sigma cu} = 0.0232; \varepsilon_{\sigma ce} = 0.0029 ; \varepsilon_{\sigma tu} = 0.0086$$

$$Mu = C * d = T * d = 106107.78 * 15.38 = 1631937.656 \text{ kg} * \text{cm} = 16.32 T * m$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma tu}}{h - c} = 0.125 \frac{1}{m}$$

Figura 238

Diagrama momento-curvatura para viga

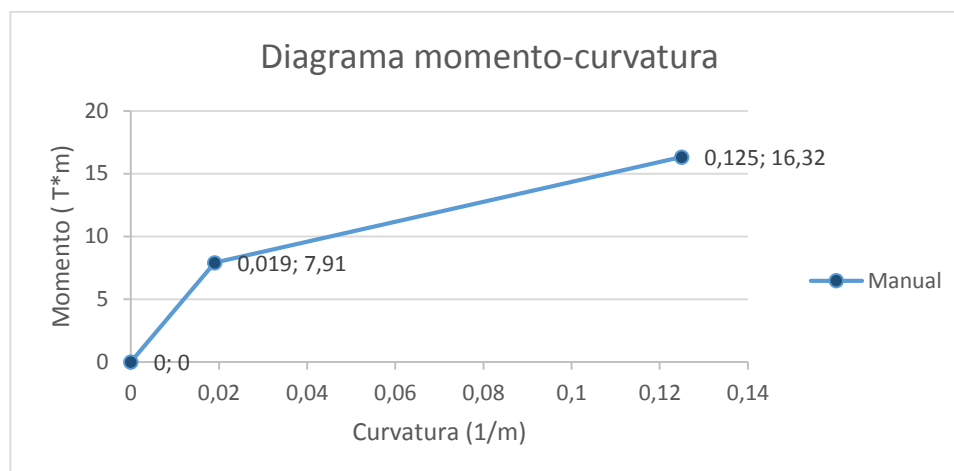


Diagrama momento-curvatura para columna.

Las columnas tienen como dimensiones 26 centímetros de base y 30 centímetros de altura.

Momento de Fluencia.

El esfuerzo de fluencia para el elemento, se considera al esfuerzo de compresión. Al tener una sección simétrica y esfuerzos de fluencia de tracción igual al esfuerzo de compresión, el eje neutro, se ubica en la mitad del elemento.

$$\sigma_{fluencia} = 277.4 \frac{kg}{cm^2}; \quad I = 58500 \text{ cm}^4; \quad c = 15 \text{ cm}; \quad \varepsilon_{\sigma} = 0.0029$$

$$M_y = \frac{\sigma_{fluencia} * I}{c} = \frac{277.4 * 58500}{15} = 10.82 \text{ T * m}$$

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{\sigma}}{c} = \frac{0.0029}{15} = 0.00019 \frac{1}{cm} = 0.019 \frac{1}{m}$$

Momento de Ultimo.

El cálculo del eje neutro, las fuerzas de tracción, compresión y la distancia entre las mismas, se lo realiza mediante iteraciones, hasta encontrar un equilibrio entre las fuerzas de compresión y tracción. La distancia obtenida fue de 18.594 cm, el valor en el cual las fuerzas de tracción y compresión son iguales, es de 145200.12 kg y la distancia entre las mismas es 15.38 cm.

$$C = T = 145200.12 \text{ Kg} ; d = 15.38 \text{ cm} ; c = 18.594 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm}$$

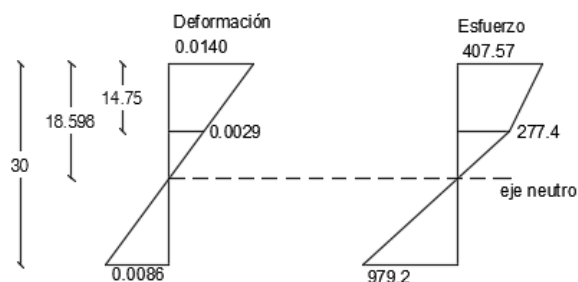
$$\varepsilon_{\sigma cu} = 0.0232; \varepsilon_{\sigma ce} = 0.0029 ; \varepsilon_{\sigma tu} = 0.0086$$

$$Mu = C * d = T * d = 145200.12 * 15.38 = 2233177.846 \text{ kg * cm} = 23.33 \text{ T * m}$$

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{\sigma cu}}{c} = \frac{\varepsilon_{\sigma tu}}{h - c} = 0.125 \frac{1}{m}$$

Figura 239

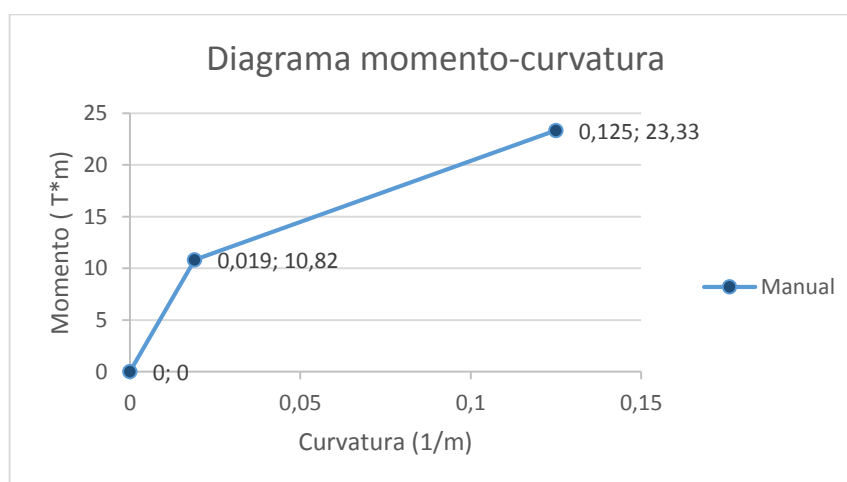
Esfuerzos aplicados a columna



Nota: Elaborado en AutoCAD, en la figura se muestra la distancia a la cual se encuentra el eje neutro (línea entrecortada), además de los valores de esfuerzos y deformaciones.

Figura 240

Diagrama momento-curvatura para columna

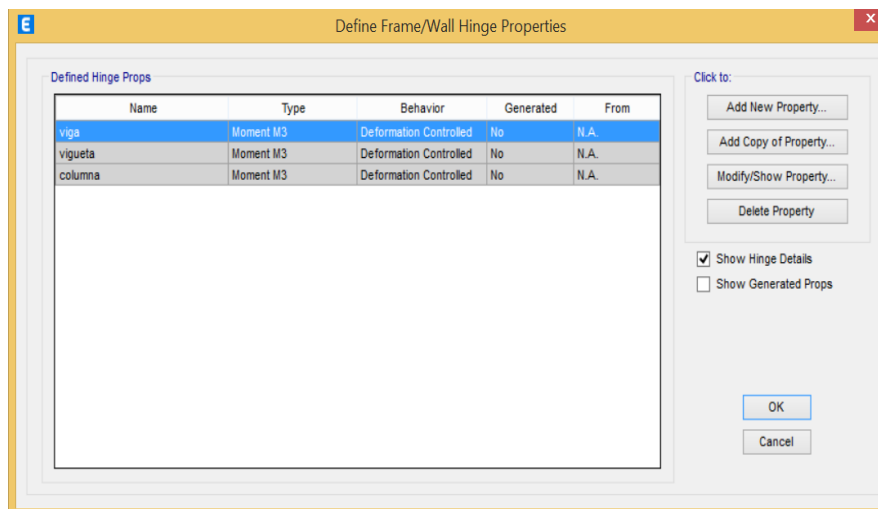


Con las rotulas plásticas calculadas, el siguiente paso es definir y asignar las rotulas plásticas a los elementos, las mismas que se asume, se generan a un 5% y a un 95% de la longitud total del elemento. Los laminados, al ser un material

diferente al acero y al concreto, se debe ingresar manualmente cada rotula plástica, esto se lo realiza, declarando las mismas para cada elemento, y con ayuda del diagrama momento-curvatura se modifica el comportamiento que cada una tendrá.

Figura 241

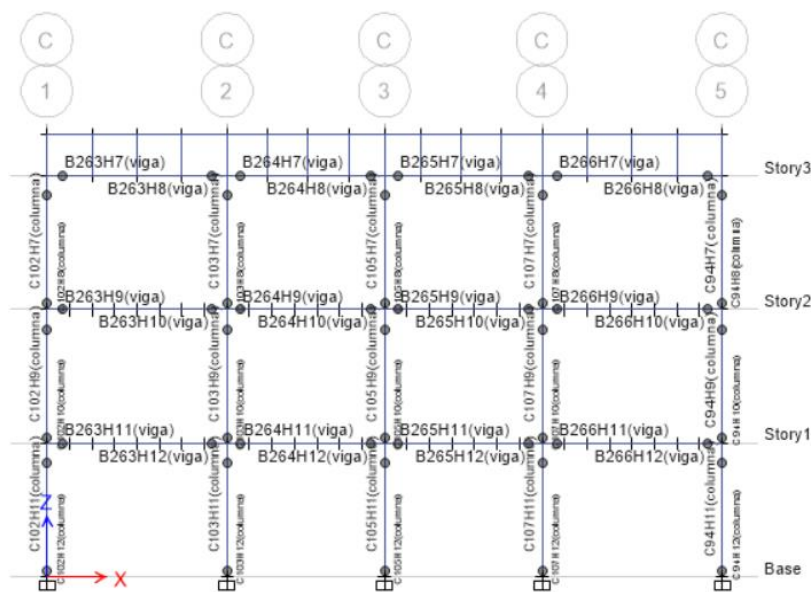
Definición de rotulas plásticas



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Figura 242

Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas de eje C

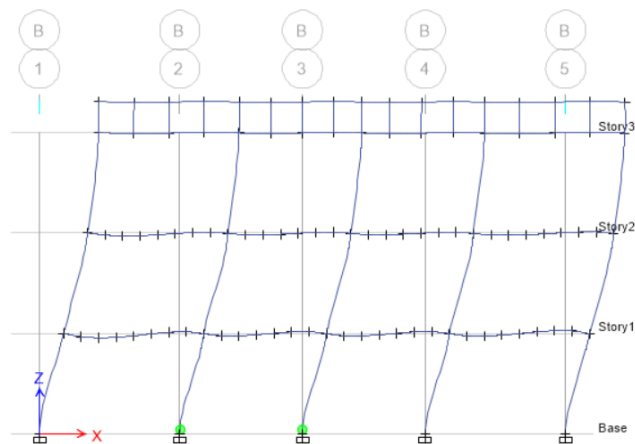


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS.

Resultados

Figura 243

Formación de primera rótula plástica

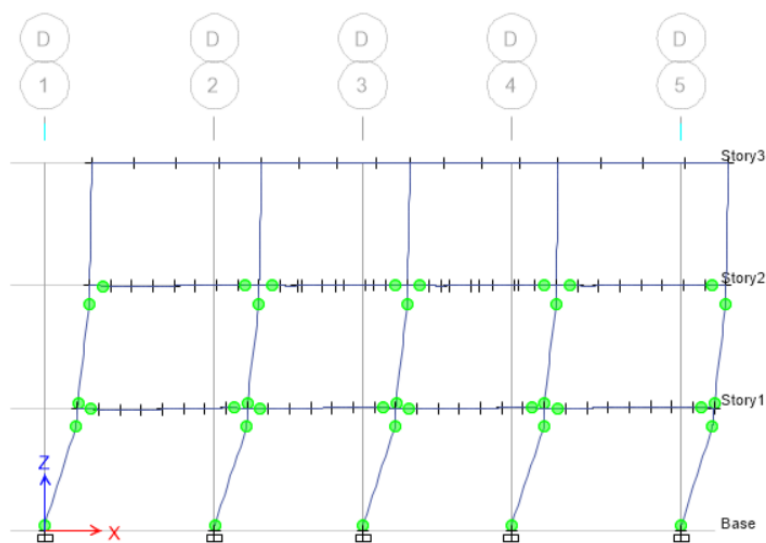


Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en esta figura se aprecia la formación de las primeras rotulas plásticas en vigas y columnas.

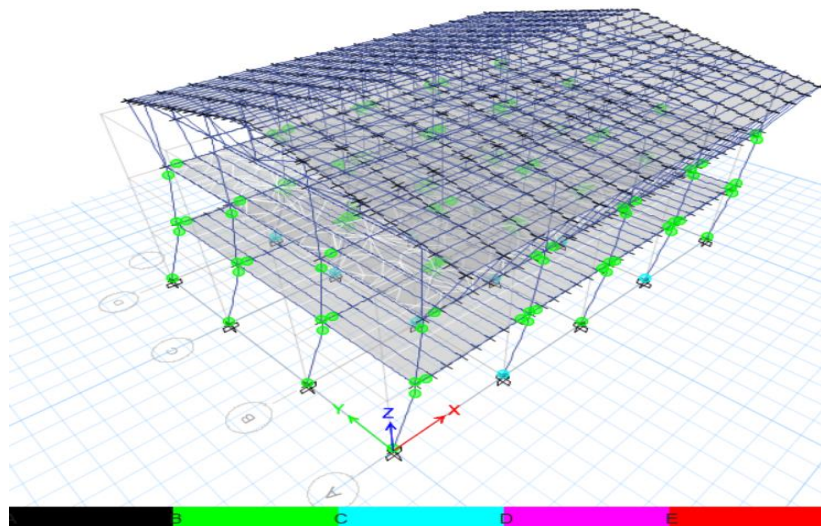
Al analizar los resultados obtenidos podemos apreciar que la primera rótula plástica se forma en una columna, con un desplazamiento de 4.32 cm en el primero piso.

Figura 244

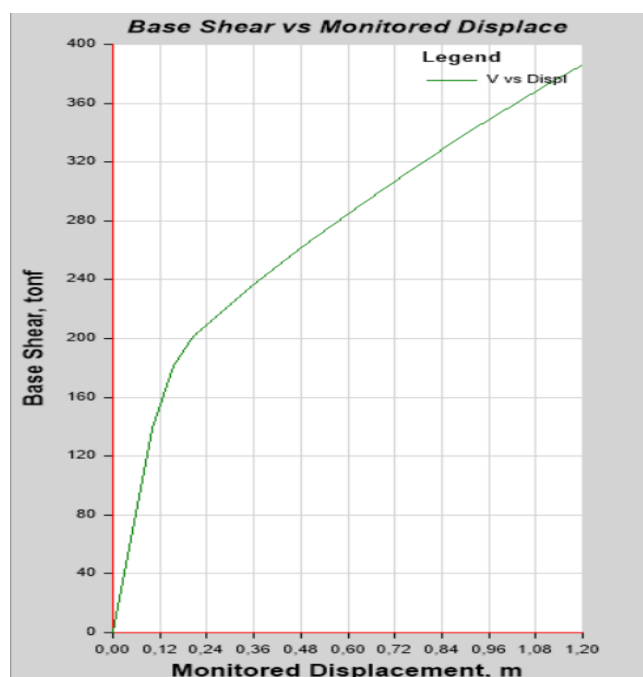
Formación de rotulas plásticas en vigas y columnas



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas, en noveno paso

Figura 245*Formación de rotulas plásticas*

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la imagen se aprecia la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas, en cuarto paso.

Figura 246*Curva de Capacidad de estructura*

Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se aprecia la curva de capacidad de la estructura, la misma que muestra el cortante aplicado en la base de la estructura en función al desplazamiento que el mismo produce.

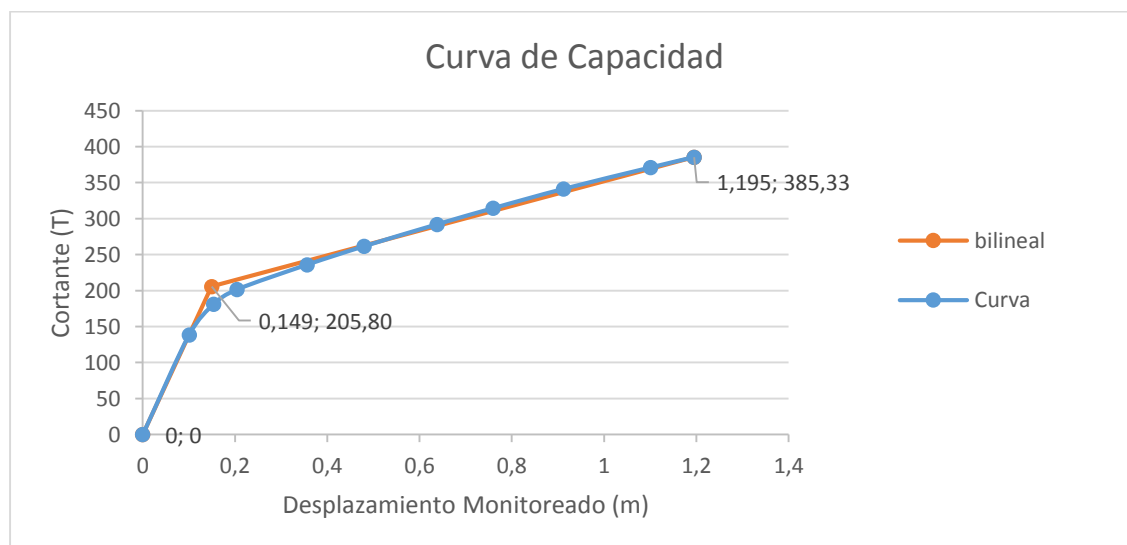
Al analizar la curva de capacidad se puede determinar que la estructura trabaja en un rango elástico, hasta alcanzar un desplazamiento máximo del último piso de 10.07 cm, donde la carga que soporta en la base es de 138.66 T, a partir de este valor la estructura pierde rigidez y resistencia además las fallas generadas son irreversibles.

El desempeño de la estructura, como se mencionó anteriormente, viene dado de acuerdo a la capacidad de los elementos que conforman la estructura, siendo estos: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Pre-colapso y Colapso. El cálculo de los mismos, viene determinado por los desplazamientos que tiene la estructura, en este caso el desplazamiento de fluencia, y el desplazamiento último.

Estos valores se los determina a través de un modelo bilineal de la curva de capacidad, en el cual se genera la primera falla, y el desplazamiento máximo que soporta la estructura antes de colapsar, obteniendo como resultado un desplazamiento para que se produzca la primera falla de 14.9 cm y un desplazamiento ultimo de 119.5 cm.

Figura 247

Curva de capacidad de la estructura



El modelo bilineal de la curva de capacidad se encontró de la siguiente manera, el primer paso fue generar un punto A el cual corresponde al punto de cedencia (D_y), lo siguiente fue calcular el área bajo la curva de los dos modelos. El modelo bilineal es aceptado cuando el área que genera bajo la curva es igual al área bajo la curva que genera el modelo general de la curva de capacidad, para esto se realizan varias iteraciones con el punto de cedencia hasta encontrar la ubicación correcta.

Tabla 136

Nivel de desempeño de la estructura

Nivel de Desempeño	Función	Valor límite (cm)	Cortante soportado (T)
Operacional	$0.7D_y$	10.43	145.31
Ocupación Inmediata	D_y	14.9	175.45
Seguridad de Vida	$D_y+0.25(D_u-D_y)$	41.05	246.6
Pre-Colapso	D_u	119.5	385.33
Colapso			

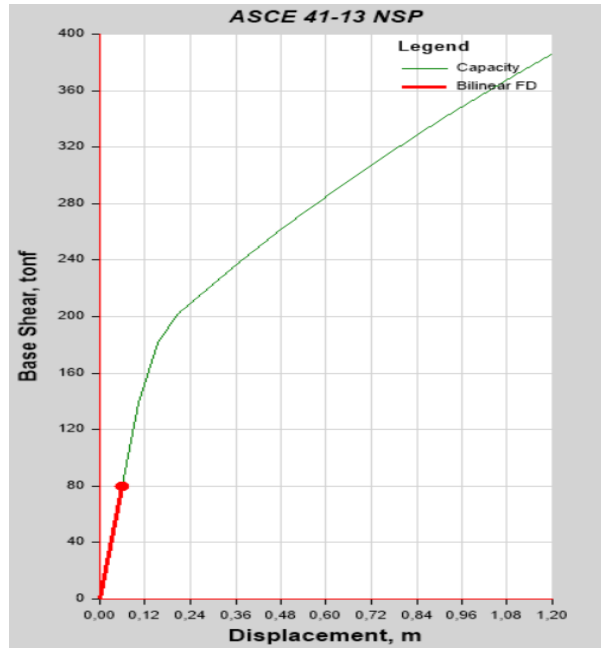
Nota: Adaptado de (Villalba, Guaygua, López, & Verduga, 2020), se muestra los valores de desplazamiento y cortante soportado por la estructura para cada nivel de desempeño.

Por último, se realiza un análisis de la curva de capacidad con respecto a la demanda sísmica aplicada, en nuestro caso el espectro de diseño calculado según los parámetros de la norma ecuatoriana de la construcción NEC15 (NEC-SE-DS, 2015).

Del programa computacional ETABS se obtuvo como resultado para la demanda un desplazamiento de 0,058 m y una fuerza en la base de la estructura de 79.60 T. Como se puede observar las secciones de los elementos y la configuración estructural, son suficientes para proveer seguridad ante la acción del sismo de diseño normado por la NEC15 (NEC-SE-DS, 2015), donde la demanda encontrada se ubica en un nivel de desempeño Operacional de la estructura, es decir los elementos no sufrirán daños de consideración.

Figura 248

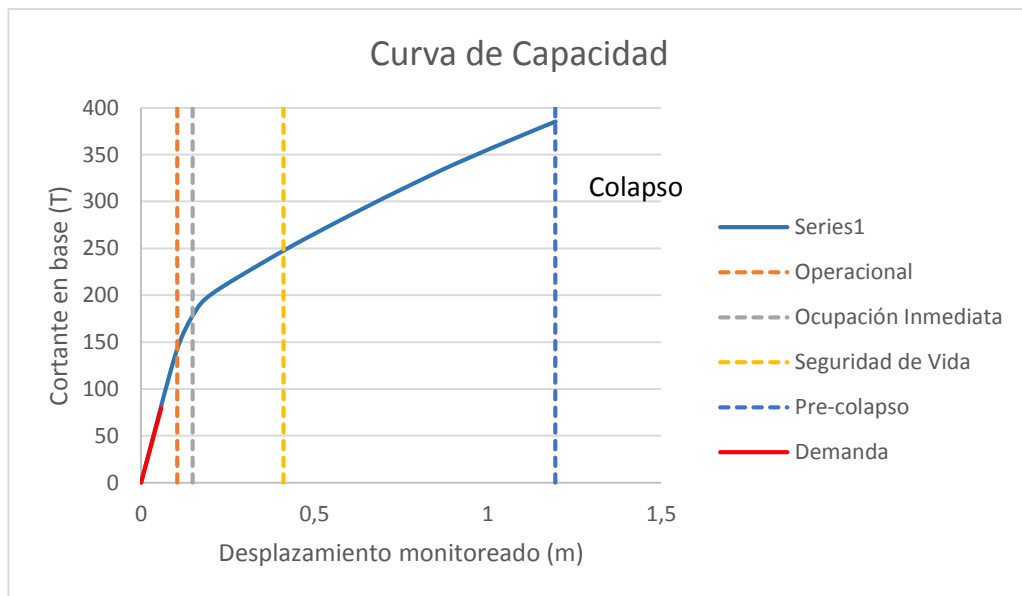
Curva de capacidad y demanda de la estructura



Nota: Elaborado en programa computacional ETABS, en la figura se muestra de color verde la curva de capacidad y de color rojo la curva de demanda.

Figura 249

Desempeño de Estructura



Cimentación

El diseño de la cimentación se realiza con la columna que más carga transmita a la base de la estructura. La estructura posee un solo tipo de columna, con dimensiones de 26 centímetros de base y 30 centímetros de altura. La zapata a diseñar, será la correspondiente a la columna C4.

El primer aspecto a tener en cuenta es el sobrecimiento y el anclaje entre el mismo y la guadaña laminada. Las dimensiones del sobrecimiento son de 45 cm de base con 45 cm de altura, y una altura de 1.25 m hasta el cimientado.

Sobrecimiento

Al ser una columna el primer paso es determinar la esbeltez del elemento.

$$I = 341718.75 \text{ cm}^4 ; A = 2025 \text{ cm}^2 ; k = 2 \text{ (columna libre en un extremo)}$$

$$\lambda = \frac{le}{r} ; r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 12.99 \text{ cm} ; le = 1.25 \text{ m} = 125 \text{ cm}$$

Las columnas no arriostradas deben cumplir la siguiente condición.

$$\frac{k * le}{r} \leq 22$$

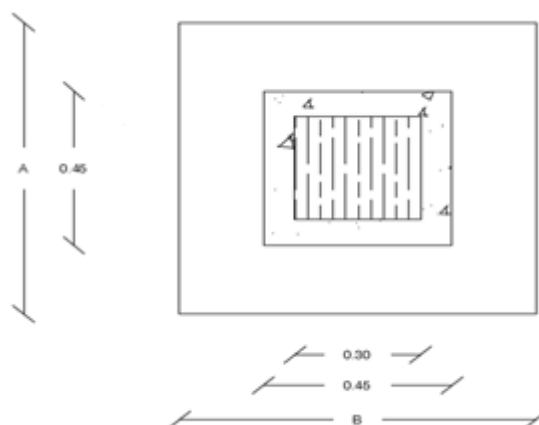
$$\frac{2 * 125}{12.99} = 19.25 \leq 22 \quad \therefore \text{cumple}$$

Al cumplir con la condición se procede a calcular la armadura longitudinal, que servirá como referencia para el cálculo de la altura del cimientado. La armadura longitudinal será calculada con la cuantía de armado mínimo para columnas en este caso 0.01.

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01 * 45 * 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\emptyset 16\text{mm} + 4\emptyset 12\text{mm}$$

Figura 250*Esquema de cimentación*

Nota: Elaborado en programa AutoCAD.

Tabla 137

Reacciones para el cálculo de zapata, columna C4

TIPO	Carga	P	MX	MY
		Tonf	tonf-m	tonf-m
Columna	Dead	11.92	0.03	0.07
Columna	Live	6.22	0.02	0.04
Columna	Sx	0.50	-0.27	-8.62
Columna	Sy	-3.51	9.15	0.16
Columna	Dinámico X	0.36	0	7.49
Columna	Dinámico Y	2.90	7.70	0

Nota: En la tabla se muestran los valores de fuerza y momentos que transmite la columna a la zapata, los cuales se usan para el diseño de la misma.

Dimensionamiento

Los cimientos, son diseñados bajo la condición a momento más desfavorable entre el sismo estáticos y dinámico. Por este motivo se procede a tomar la combinación de carga más desfavorable, en este caso el programa arroja que la combinación de carga más desfavorable se produce con la combinación de carga

$$P = CM + CV + S$$

$$M = M_{CM} + M_{CV} + M_S$$

$$P = 11.92 + 6.22 + 3.51 = 21.65 T;$$

$$M_x = 0.03 + 0.02 + 9.15 = 9.2 T * m$$

$$M_y = 0.05 + 0.27 + 8.62 = 8.73 T * m$$

Para el cálculo de las dimensiones de la zapata se usarán los siguientes valores:

Capacidad portante del suelo: $\sigma_s = 10 T/m^2$

$$f'_c = 240 \frac{kg}{cm^2} \quad ; \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad ; \quad f_{may} = 1.3 \quad ; \quad \%P = 15\%$$

El primer paso para el diseño de la cimentación, es el cálculo de las dimensiones de fundación, para esto, se calcula la carga que soportara el elemento, esto se genera de la carga de servicio.

$$A_f = \frac{P * \%P}{\sigma_s} = \frac{21.65 * 1.15}{10} = 2.48 m^2$$

A continuación, se determinan las excentricidades que producen los momentos en cada sentido.

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{9.2}{21.65} = 0.42 m$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{8.73}{21.65} = 0.40 m$$

A partir del cálculo realizado, se determina que el área de fundación que se adoptara es de 2.30 metros de largo por 2.10 metros de ancho. Estos valores se los toma para obtener una distribución trapezoidal de los esfuerzos aplicados a la cimentación.

$$\frac{L_x}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43 m \quad ; \quad \frac{L_y}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43 m$$

$$0.42 m < 0.43 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$0.40 m < 0.43 \quad (q_s = \text{Carga Trapezoidal})$$

$$A_f = L * B = 2.6 m * 2.5 m = 6.5 m^2$$

El siguiente paso es comprobar la presión del suelo que se produce en cada sentido.

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A_f} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_s$$

$$q_{s_{1,2}} = \frac{21.65}{6.5} \left(1 \pm \frac{6 * 0.42}{2.6} \right); \begin{cases} q_{s_1} = 6.18 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \\ q_{s_2} = 0.22 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \end{cases}$$

$$q_{s_{3,4}} = \frac{21.65}{6.5} \left(1 \pm \frac{6 * 0.40}{2.6} \right); \begin{cases} q_{s_3} = 6.34 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \\ q_{s_4} = 0.06 \text{ T/m}^2 \therefore \text{cumple} \end{cases}$$

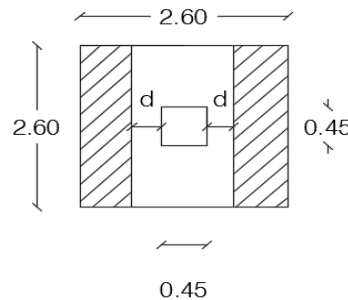
$$\begin{cases} q_{s_{u1}} = 1.30 * 6.18 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 8.03 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{s_{u2}} = 1.30 * 0.22 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0.29 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{s_{u3}} = 1.30 * 6.34 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 8.25 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \\ q_{s_{u4}} = 1.30 * 0.06 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0.08 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Análisis sentido X.

Cortante unidireccional

Figura 251

Esquema para el cálculo de cortante unidireccional



Nota: Elaborado en AutoCAD

El primer paso será calcular la altura mínima del cimiento.

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; db_{\text{columna}} = 1.8 \text{ cm}; rec = 7.5 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = \frac{f_y * db_{\text{columna}}}{17.2 * \sqrt{f'_c}} = 28.37 \text{ cm}$$

$$h_{\text{min}} = 28.37 \text{ cm}$$

Para el cumplimiento de cortante unidireccional, primero se elige el lado más largo, a continuación, se debe calcular el cortante último que soporta el elemento, este paso es importante ya que determina la altura que tendrá la cimentación.

$$h_{asu} = 35 \text{ cm} ; rec = 7.5 \text{ cm} ; d = h_{asu} - rec = 27.5 \text{ cm}$$

$$qsu_{1-1} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.525 + d)}{L} + qsu_2 = 5.65 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu_{1-2} = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.075 - d)}{L} + qsu_2 = 2.67 \frac{T}{m^2}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_{1-1}}{2} = 6.85 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qs_u * (1.075 - d) * B = 14.24 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * B * \phi} = \frac{14.24 * 1000 \text{ kg}}{27.5 * 260 * 0.75} = 2.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Cortante bidireccional

El cumplimiento del cortante bidireccional o punzonamiento, se lo realiza mediante el cálculo del cortante último, el cual debe ser menor al cortante permisible, calculado a una distancia de la cara del dado de hormigón igual al peralte efectivo de la cimentación dividido para dos.

$$d = 27.5 \text{ cm} ; A_{punzonamiento} = ((0.45 + 0.55) * (0.50 + 0.55)) = 1 \text{ m}^2$$

$$bo = \text{perímetro punzonamiento} = (2 * 1) + (2 * 1) = 4 \text{ m}$$

$$qsu = \frac{qsu_1 + qsu_2}{2} = 4.16 \frac{T}{m^2}$$

$$Vu = qsu * (A - A_{punzonamiento}) = 23.98 T$$

$$v_u = \frac{Vu}{d * bo * \phi} = \frac{23.98 * 1000 \text{ kg}}{27.5 * 400 * 0.75} = 2.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

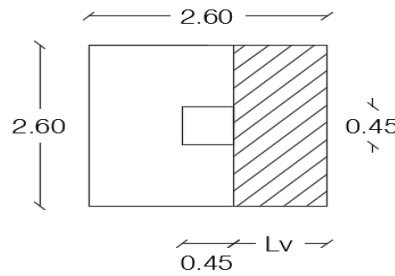
$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c} = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v_u \quad \therefore \text{cumple}$$

Flexión

Para el diseño a flexión del elemento se requiere conocer el momento que soporta en la longitud libre de la columna.

Figura 252

Esquema para el diseño a flexión



Nota: Elaborado en AutoCAD

$$Mv = \frac{Lv^2}{6} * (2 * qsu1 + qsd) * B$$

$$qsd = \frac{(qsu_1 - qsu_2)(1.525)}{L} + qsu_2 = 4.83 \frac{T}{m^2}$$

$$Mv = \frac{1.075^2}{6} * (2 * 8.04 + 4.83) * 2.6 = 10.47 \frac{T}{m^2}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; \text{rec} = 7.5 \text{ cm} ; d = 27.5 \text{ cm} ; B = 260 \text{ cm}$$

$$k = \frac{10.47 * 10^5}{0.9 * 260 * 240 * 27.5^2} = 0.0246$$

$$\rho = \frac{240}{4200} * \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.0246)}}{1.18} = 0.00143 < \frac{14}{4200}$$

$$As = 0.00333 * 260 * 27.5 = 23.83 \text{ cm}^2$$

$$\# S = \frac{260 - 14}{30} = 8.2 \approx 9 ; \# v = \# S + 1 = 10$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi * \# v}} = 1.74 \approx 1.8 \text{ cm}$$

10Ø18 mm

1Ø18 mm @ 30 cm

Análisis sentido Y.

Al tener las dimensiones similares, así como los esfuerzos que resiste la cimentación, las comprobaciones para cortante unidireccional, bidireccional y armado a flexión son tomadas del sentido X, por lo que se aceptan las dimensiones de altura que posee el elemento.

Dimensiones

Tabla 138

Dimensión de zapatas

Cimentación	L (cm)	B (cm)	h (cm)
Zapata	260	260	35
Sobrecimiento	45	45	125

Nota: En la tabla se muestran los valores de dimensiones de zapatas aisladas, de acuerdo a la columna que pertenecen.

Capítulo VI

Análisis De Resultados

El análisis de resultados se lo efectuará mediante una comparación entre los datos obtenidos para las estructuras diseñadas, dentro de este aspecto los puntos a comparar serán el peso de la estructura, las dimensiones de los elementos estructurales principales, las derivas de piso, el cortante basal que soporta la estructura, el análisis estático no lineal PUSHOVER y por ultimo realizar un análisis referencial de los costos de construcción.

Peso De La Estructura

El peso de la estructura es un aspecto importante dentro del diseño de la misma, ya que nos permite el dimensionamiento de cada elemento. Si una estructura es más pesada se traduce en la acción de fuerzas más grandes que actúan sobre la misma, generando elementos de mayores dimensiones que contrarresten dichas fuerzas. A través del análisis computacional realizado en el programa ETABS, se determinó el peso que genera cada estructura diseñada.

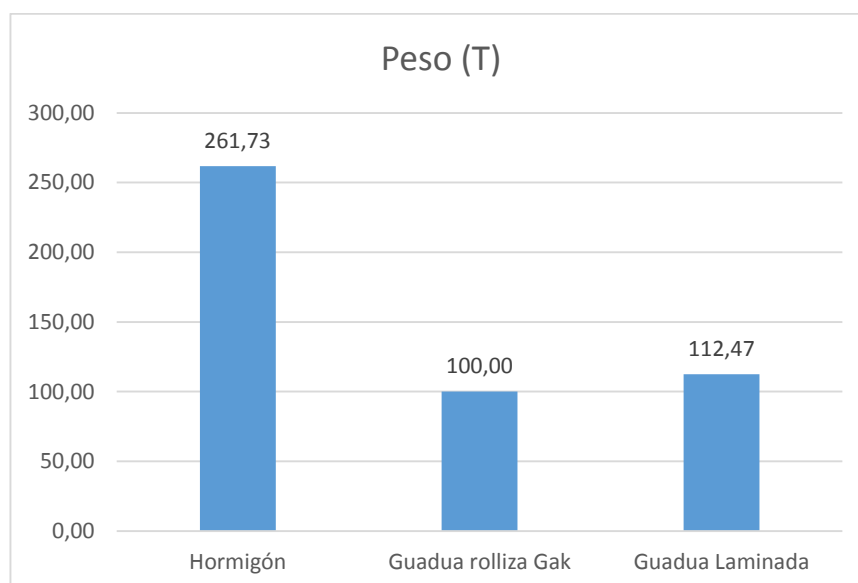
Tabla 139

Análisis Comparativo de peso por estructura

	Hormigón Armado	Guadua rolliza Gak	Guadua Laminada
PESO (T)	380,51	145,38	163,51

Para comparar el peso de cada estructura, se diseñó un gráfico en el cual se expresó el porcentaje de peso con respecto a la estructura que menor peso tiene de las tres. De los datos tenemos que la estructura que menor peso tiene es la diseñada a partir de guadua rolliza con 145,38 T, la cual expresada en porcentaje sería el 100%.

A partir de este artificio se determinó que la estructura de hormigón posee 2.61 veces más peso mientras que la estructura de guadua laminada posee 1.12 veces más peso, todas comparadas con el peso de guadua rolliza.

Figura 253*Porcentaje comparativo de peso***Dimensión De Elementos**

Una de las principales desventajas de la guadua rolliza, es su forma, la cual al ser hueca tiene inercias pequeñas traduciéndose en secciones de elementos más grandes con respecto a otros sistemas constructivos, lo que provoca una menor área útil para el uso. Para la investigación realizada se compara la dimensión de elementos principales como son el tamaño de vigas, columnas y cimentación, en caso de poseer elementos del mismo tipo con diferentes dimensiones se procederá a tomar las dimensiones del mayor elemento.

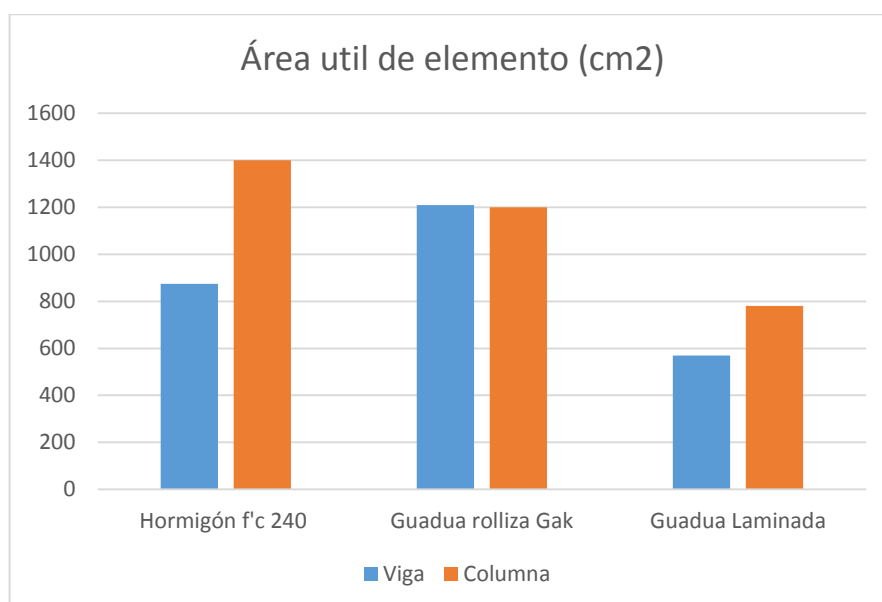
Tabla 140*Área útil de vigas y columnas (cm²)*

	Hormigón Armado	Guadua rolliza Gak	Guadua Laminada
Viga	875	1210	570
Columna	1400	1200	780

De los resultados obtenidos se determina que en relación a área útil de los elementos la guadua laminada es la mejor opción para diseñar. Siendo el elemento diseñado en guadua laminada, en vigas, un 47.11% del elemento diseñado en guadua rolliza y un 65.14% del elemento diseñado en hormigón. Para columnas tenemos que los elementos de guadua laminada equivalen a un 65% del elemento diseñado en guadua rolliza y un 55.71% del elemento diseñado en hormigón.

Figura 254

Comparación de Área útil por elemento



Para la cimentación se compara el volumen que ocupa el elemento diseñado para cada estructura.

Tabla 141

Volumen de cemento por estructura (m³)

	Hormigón Armado	Guadua rolliza Gak	Guadua Laminada
Cimiento	2,40	1,45	2,37

Lo que se refiere al volumen ocupado por la cimentación, la estructura que menor volumen ocupa para dichos elementos es la de guadua rolliza siendo un 61.24% del cimiento para la estructura de guadua laminada y un 60.38% del cimiento para la estructura de hormigón.

Deriva De Piso

La deriva de piso es un aspecto fundamental en el diseño de una estructura, ya que muestra el desplazamiento máximo permisible que la misma debe tener, siendo el máximo permisible para estructuras de hormigón y madera de 0.02.

Tabla 142

Valores para derivas de Piso por estructura

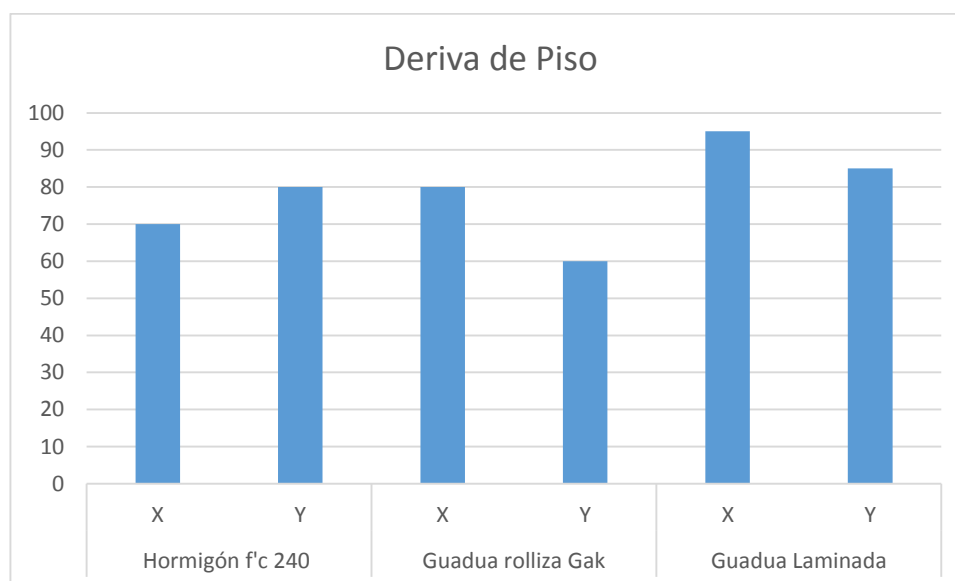
Deriva	Hormigón Armado		Guadua rolliza Gak		Guadua Laminada	
	X	Y	X	Y	X	Y
	0,014	0,016	0,016	0,012	0,019	0,017

La estructura que tiene el mejor comportamiento, de acuerdo a las derivas de piso son la estructura de guadua rolliza con 0.016 en el sentido X y 0.012 en el sentido Y. En comparación con las demás estructuras la deriva de piso en el sentido X de esta estructura, equivale a un 114.29% de la deriva producida por la estructura de hormigón en este sentido y de la misma manera equivale a un 84.21% de la deriva producida por la estructura de guadua laminada.

En el sentido Y, la estructura de guadua rolliza equivale a un 75% de la estructura de hormigón armado mientras que con relación a la estructura de guadua laminada equivale a un 70.58%.

Figura 255

Deriva de piso expresada en porcentaje



Nota: Las derivas de piso mostradas son expresadas en su equivalencia al porcentaje máximo de deriva de piso permisible.

Cortante Basal

El cortante basal es un punto importante dentro del cálculo de una estructura, significando la suma de fuerzas cortantes que actúan en cada piso además equivale a un porcentaje del peso de la estructura.

Tabla 143

Cortante Basal por estructura (T)

	Hormigón Armado	Guadua rolliza Gak	Guadua Laminada
Cortante Basal	56,62	86,50	97,29

El cortante basal que soporta la estructura de hormigón es menor que el soportado por las estructuras de guadua, equivale a un 65.46% del cortante basal de la estructura de guadua rolliza y un 58.20% del cortante basal de la estructura de guadua laminada. Como se mencionó anteriormente el cortante basal equivale a un porcentaje del peso propio de la estructura, obteniendo como resultado para la estructura de hormigón armado un 14.88% del peso, para la estructura de

guadua rolliza al igual que la estructura de guadua laminada un 59.5%, esto se debe al espectro sísmico de diseño y al factor de reducción de resistencia sísmica el cual es cuatro veces más para la estructura de hormigón con relación a las estructuras de madera calculadas.

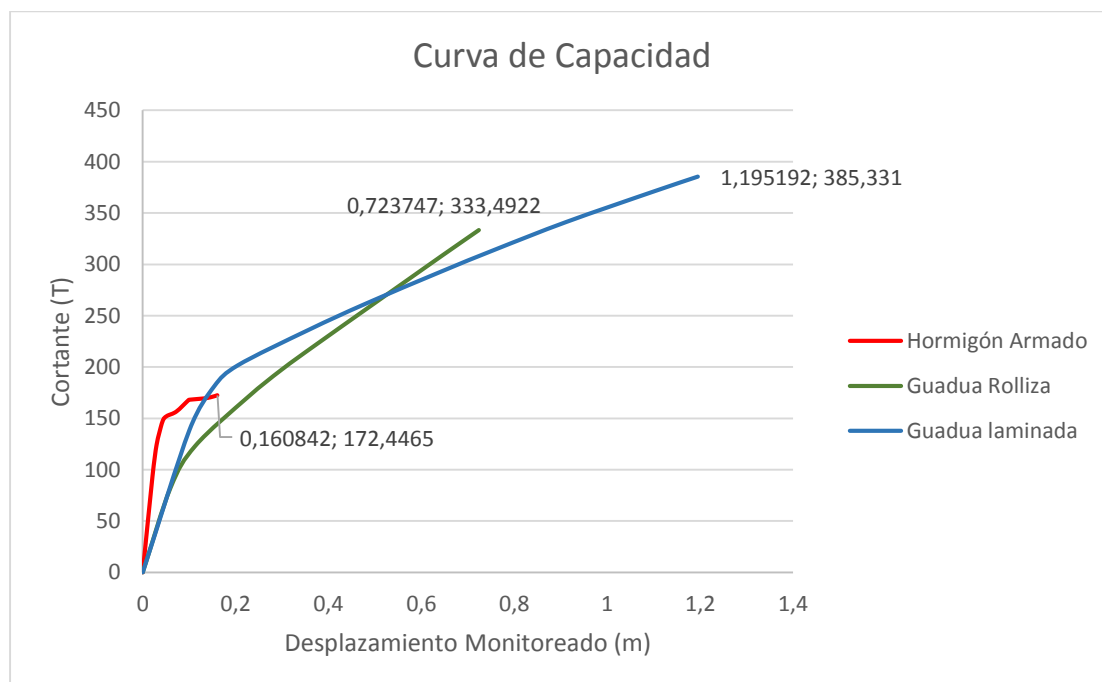
En relación a la equivalencia en porcentaje del cortante basal, se puede determinar que las estructuras de guadua, al tener un porcentaje que es cuatro veces mayor al de la estructura de hormigón armado, tienen un mejor comportamiento ante la acción de fuerzas sísmicas.

Análisis Estático no lineal PUSHOVER

El análisis estático no lineal Pushover es un método que nos permite encontrar la curva de capacidad sísmica de la estructura, la misma que determina el comportamiento que tendrá una estructura ante un sismo de diseño dado. En este punto los resultados obtenidos son los siguientes.

Figura 256

Comparación curvas de capacidad



El gráfico muestra que la estructura que posee mayor capacidad para resistir un sismo es la de guadua laminada, llegando a resistir 385.33 toneladas, y un desplazamiento de 1.19 m. En comparación la estructura de hormigón armado tiene una capacidad de 172.45 T equivalentes a 2.24 veces menos resistencia que la estructura de guadua laminada, del mismo modo la estructura de guadua rolliza soporta una fuerza máxima de 333.55 T equivalentes a 1.16 veces menos resistencia que la de hormigón armado.

La estructura que más deformación soporta antes de colapsar es la de guadua laminada con 1.19 m, comparando este valor con los producidos por la estructura de hormigón armado y guadua rolliza, equivale a 7.5 y 1.67 veces menos respectivamente, en lo que respecta al punto de cedencia de cada estructura estos se dan para la estructura de hormigón armado a los 2.97 cm, para la estructura de guadua rolliza a los 9.32 cm mientras que para la estructura de guadua laminada este punto se presenta a los 14.9 cm.

De esta manera se demuestra que la estructura que posee un mejor comportamiento ante la acción del mismo sismo de diseño es la de guadua laminada, cabe mencionar que la estructura de guadua rolliza tiene un excelente comportamiento si poseer una marcada diferencia con respecto a la estructura de guadua laminada.

Tabla 144

Desplazamiento y fuerza soportado en el punto de fluencia

	Hormigón Armado	Guadua Rolliza	Guadua laminada
Punto de Cedencia (cm)	2,97	9,31	14,9
Fuerza soportada (T)	213,9	183,9	175,45

Costos Referenciales

Los costos que se muestran a continuación se realizaron en base a los cálculos efectuados. De los mismos se puede evidenciar que el sistema constructivo en guadua rolliza es más económico que el sistema constructivo en base al hormigón armado y a la guadua laminada.

Tabla 145

Costo referencial estructura de guadua rolliza

Rubro N°	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
1. Trabajos preliminares					
1.1	Limpieza y desbroce del terreno	m2	192,00	1,88	360,96
1.2	Replanteo y nivelación	m2	165,00	2,13	351,45
2. Movimientos de tierras					
2.1	Excavación de plintos	m3	96,60	3,70	357,42
2.2	Desalojo	m3	33,98	10,63	361,21
3. Hormigones					
3.1	Replanteo f'c= 140 kg/cm2	m3	6,26	166,58	1.042,81
3.2	Hormigón en cadenas f'c=210kg/cm2	m3	11,50	162,03	1.863,35
3.3	Encofrado para sobrecimiento	m3	50,00	22,30	1.115,00
3.4	Hormigón en plintos f'c= 210kg/cm2	m3	35,23	124,74	4.394,59
3.5	Hormigón f'c= 240kg/cm2	m3	19,80	165,45	3.275,88
4. Acero de refuerzo					
4.1	Acero de refuerzo	kg	2.448,46	1,93	4.727,94
5. Elementos estructurales					
5.1	Conector de corte 5/8"	u	504,00	0,18	90,72
5.2	guadua Gak fi=10 cm, t=0.9	m	2.170,16	0,83	1.801,23
5.3	guadua Gak fi=11,5 cm, t=0.9	m	1.030,28	0,83	855,13
5.6	guadua Gak fi=11 cm, t=0.9	m	1.150,00	0,83	954,50
5.5	esterilla de guadua	m2	495,00	2,06	1.019,70
5.6	guadua Gak fi=10 cm, t=0.8	m	601,14	0,83	498,95
5.7	guadua Gak fi=11 cm, t=0.8	m	1.144,00	0,83	949,52
6. Impermeabilización cubierta					
Suministro e Instalación de					
6.1	membrana impermeabilizante	m2	495,00	7,58	3752,10
TOTAL					27772,45

Tabla 146*Costo referencial estructura de guadua laminada*

Rubro N°	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
1. Trabajos preliminares					
1.1	Limpieza y desbroce del terreno	m2	192,00	1,88	360,96
1.2	Replanteo y nivelación	m2	165,00	2,13	351,45
2. Movimientos de tierras					
2.1	Excavación de plintos	m3	135,20	3,70	500,24
2.2	Desalojo	m3	56,50	10,63	600,60
3. Hormigones					
3.1	Replanto f'c= 140 kg/cm2	m3	8,19	166,58	1.364,32
3.2	Hormigón en cadenas f'c=210kg/cm2	m3	11,50	162,03	1.863,35
3.3	Encofrado para sobrecimiento	m3	45,00	22,30	1.003,50
3.4	Hormigón en plintos f'c= 210kg/cm2	m3	51,37	124,74	6.407,89
3.5	Hormigón f'c= 240kg/cm2	m3	19,80	165,45	3.275,88
4. Acero de refuerzo					
4.1	Acero de refuerzo	kg	3.342,88	1,93	6.455,05
5. Elementos estructurales					
5.1	Conector de corte 5/8"	u	504,00	0,18	90,72
5.2	laminado de guadua GaK (19 cmx30cmx850cm)	u	57,00	975,25	55.589,25
5.6	esterilla de guadua	m2	495,00	2,06	1.019,70
5.5	guadua GaK fi=10 cm, t=0.8	m	601,14	0,83	498,95
5.6	guadua GaK fi=11,5 cm, t=0.9	m	1.030,28	0,83	855,13
6. Impermeabilización cubierta					
Suministro e Instalación de					
6.1	membrana impermeabilizante	m2	495,00	7,58	3.752,10
TOTAL					80236,98

Tabla 147*Costo referencial estructura de hormigón armado*

Rubro N°	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	VALOR TOTAL
1. Trabajos preliminares					
1.1	Limpieza y desbroce del terreno	m2	192,00	1,88	360,96
1.2	Replanteo y nivelación	m2	165,00	2,13	351,45
2. Movimientos de tierras					
2.1	Excavación de plintos	m3	92,34	3,70	341,66
2.2	Desalojo	m3	39,36	10,63	418,40
3. Hormigones					
3.1	Replantillo f'c= 140 kg/cm2	m3	6,22	166,58	1036,15
3.2	Hormigón en cadena f'c=210kg/cm2	m3	11,50	162,03	1863,35
3.2	Hormigón en plintos f'c= 210kg/cm2	m3	36,32	159,37	5788,32
3.3	Hormigón en losas f'c= 240kg/cm2	m3	51,48	172,59	8884,93
3.4	Hormigón en vigas f'c=240kg/cm2	m3	10,06	165,45	1664,43
3.5	Hormigón en columnas f'c=240kg/cm2	m3	20,95	165,45	3466,18
3.6	Encofrado para vigas	m2	258,75	31,30	8098,88
3.7	Encofrado para columnas	m2	80,00	22,30	1784,00
3.8	Encofrado para losas	m2	405,96	23,65	9600,95
3.9	Alivianamiento 40X20X15	u	3.960,00	0,53	2098,80
4. Acero de refuerzo					
4.1	Acero de refuerzo	kg	13.527,99	1,93	26122,359
TOTAL					71880,80

Tabla 148*Costos referenciales*

	Hormigón Armado	Guadua Rolliza	Guadua laminada
Precio (USD)	71880,80	27772,45	80236,98

Como se puede apreciar en cuanto a costo referencial la estructura de guadua rolliza es 2.59 veces más económica que la diseñada en base a hormigón armado y 2.89 veces más económica que la estructura de guadua laminada. Además, se determinó un costo por metro cuadrado referencial de 56.11 dólares para la estructura de guadua rolliza, 145.21 dólares para la estructura de hormigón armado mientras que para la estructura de guadua laminada se obtuvo un valor de 162.10 dólares.

Tabla 149*Costo por metro cuadrado de construcción*

Tipo	Número de Pisos	Área de construcción (m ²)	Precio (USD)	Costo/m ²
Hormigón Armado	3	165	71880,80	145,21
Guadua Rolliza	3	165	27772,45	56,11
Guadua laminada	3	165	80236,98	162,10

Capítulo VII

Conclusiones Y Recomendaciones

Conclusiones

- De la presente investigación, una vez concluido con los análisis económicos se concluye que la estructura de guadua rolliza es la mejor opción como sistema constructivo ya que posee un costo de construcción por metro cuadrado de 56.11 USD, siendo esto 2.59 veces menos costo que para la estructura diseñada en hormigón armado y 2.89 veces menor que la estructura de guadua laminada.
- El análisis estático no lineal nos permite concluir que la estructura que mejor comportamiento posee ante la aplicación del sismo de diseño es la de guadua laminada, llegando a soportar 385.33 T antes de colapsar permitiendo un desplazamiento de 1.23 m en la estructura, soportando 1.16 veces más carga que la estructura de guadua laminada y 2.23 veces más carga que la estructura de hormigón armado, en cuanto al desplazamiento la diferencia que muestra la estructura de guadua laminada con respecto a los otros sistemas constructivos es 1.67 mayor que el de guadua rolliza mientras que permite 7.05 veces más desplazamiento con respecto al hormigón armado.
- Concluido el análisis de las áreas útiles de los elementos, se determinó que los elementos conformados en guadua lamina poseen menor sección que en los demás sistemas constructivos lo que provee un aumento en el espacio que las personas pueden ocupar para desenvolverse. Obteniendo como resultado secciones 1.54 veces menores que las de hormigón armado y 2.12 menos sección que la obtenida para guadua laminada, esto en el caso de vigas. Para columnas se obtuvo 1.79 veces menos sección con referencia al hormigón armado mientras que con respecto a la guadua rolliza se obtuvo 1.53 veces menos sección.

- El análisis del peso que generan las estructuras, permitió concluir que la guadua rolliza permite construcciones más livianas, arrojando como resultado una disminución en el peso de 2.62 veces con respecto a la estructura de hormigón armado y 1.12 veces con respecto a la estructura de guadua laminada.
- Con respecto a las derivas de piso, la estructura que mejor trabaja con respecto a la sección de sus elementos es la de guadua rolliza que provee un margen de seguridad mucho más amplio con respecto a las derivas máximas permitidas por la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.
- El generar una mayor cantidad de refuerzo longitudinal en los elementos no siempre es la mejor opción, esto debido a los momentos que genera el acero produciendo en los puntos cercanos a los nodos rotulas plásticas.
- Dentro del análisis estático no lineal se requiere un trabajo en conjunto de vigas y columnas, por tal motivo es mejor tener un armado de columnas, con respecto al armado de vigas, que permita a las vigas fallar primero al momento de suscitarse un sismo.
- Del análisis técnico y económico realizado en la presente investigación se concluye que la guadua rolliza es el mejor sistema constructivo, ya que provee seguridad al momento de producirse un sismo a un bajo costo, con respecto a los sistemas constructivos analizados.
- En base a los costos referenciales obtenidos para cada estructura analizada se concluye que la estructura de guadua laminada es una opción viable y rentable, como sistema constructivo alternativo al hormigón armado, siendo el costo de construcción en base a guadua laminada 1.11 veces más elevado, pero brindando una mayor capacidad de resistencia sísmica.

Recomendaciones

- Generar una normativa que regule la construcción en base a laminados ya sea de guadua o cualquier madera.
- Realizar un estudio sobre la capacidad de los laminados de guadua que permita una mejor visión de su comportamiento.
- Concientizar a las personas sobre los beneficios de construcción en un sistema basado en guadua rolliza.
- Realizar siempre los ensayos pertinentes a los elementos que se usan en la construcción, esto para tener valores reales que permitan un cálculo de las estructuras más óptimos.
- Profundizar en el análisis sísmico en los sistemas constructivos no convencionales, como son las estructuras en base a madera.

Bibliografía

- Junta del acuerdo de Cartagena PDAT-REFORT. (1984). *Manual de Diseño para maderas del grupo andino*.
- ACI 318SUS-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*. U.S.A: Copyright American Concrete Institute.
- Amaguaña, D., & Yumbay, E. (2016). *Análisis de la influencia del número de modos de vibración en la respuesta total de estructuras de hormigón armado*. Quito.
- Andrade, K., & Flores, K. (2016). *Propiedades Físico-Mecánicas del Hormigón al complementar la mezcla con el compuesto del residuo de factor de craqueo catalítico*. Quito.
- Añazco, M. (2013). *Estudio de vulnerabilidad del Bambú (Guadua angustifolia) al cambio climático en la costa del Ecuador y norte de Perú*. Quito.
- Bazzano, J. B., & Zerpa, J. P. (2017). *Introducción al Análisis no lineal de estructuras*. Montevideo.
- Candelaria, V. O., Saulés, T. M., & Pazoz, G. B. (2002). *Manual para la construcción sustentable con bambú*. Jalisco.
- Cañola, H., Echavarría, C., & Beatriz, E. (2018). Vigas de madera laminada Glulam reforzadas con pletinas metálicas dentadas. *DYNA*, 85 (204), pp. 127-133.
- Carrión, J. M. (1986). *Propuesta de Evaluación de Sistemas de Construcción*. Valladolid.
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe. (2021). *Panorama Social de América Latina*. Santiago.
- Contreras, J. S., & Díaz, G. (2011). *Inmunización de la Guadua*. Bogota.

- Daza, J. F. (2008). *Estudio Exploratorio del potencial estructural de laminados de guadua*. Bogota.
- Delgado, E. S. (2006). *Actualidad y Futuro de la arquitectura de bambú en Colombia*. Barcelona.
- Duarte, C., Marlon, M., & Jose, S. (2017). *Análisis Estático no línea (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador*. San Salvador.
- Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (PUSHOVER)*. San Salvador.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2020). *Encuesta Nacional de Edificaciones (ENED), 2019*. Quito.
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2021). *Boletín Técnico N° 02-2021-ENEMDU*. Quito.
- Jiménez, P., García, Á., & Francisco, M. (2000). *Hormigón Armado*. Barcelona: Gustavo Gili, SA.
- López, L., & Correal, J. (2009). Estudio exploratorio de los laminados de bambú *Guadua angustifolia* como material estructural. *SciELO*, 12.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto Reforzado*. Mexico D.F: Alfaomega.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto Reforzado* (Octava ed.). Mexico D.F: Alfaomega.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, M. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de madera*. Quito: Activa.

- Moreno, J., & Cendales, M. (2018). *Determinación de las propiedades físicas y mecánicas de la guadua angustifolia kunth originaria de Armenia Quindio*. Bogota.
- Naciones Unidas . (13 de Abril de 2021). Obtenido de <https://www.un.org/es/global-issues/population>
- Naciones Unidas. (13 de Abril de 2021). Obtenido de <https://news.un.org/es/story/2020/01/1467501>
- Nazareno, L., & Solís, K. (2019). *Determinación de las propiedades físico-mecánicas del dendrocalamus asper y propuestas de viviendas no-convencionales para el grupo de Fuerzas Especiales N° 26 “Cenepa” y la empresa 3ª Composites de la ciudad de Quevedo - Ecuador*. Sangolquí.
- NEC-SE-CG-Cargas (no sísmicas), N. E. (2015). *Cargas (No sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS, N. E. (2015). *Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-GUADUA, N. E. (2016). *Estructuras de Guadúa (GaK)*. Quito : Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM, N. E. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social, Miduvi.
- NEC-SE-MD. (2015). *Estructuras de Madera*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NSR-10 Título B, R. C. (2010). *Cargas*. Bogota: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- NSR-10 Título G, R. C. (2010). *Estructuras de Madera y Estructuras de Guadúa*. Bogota : Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica.

- ONU-Habitat. (13 de Abril de 2021). Obtenido de <https://onuhabitat.org.mx/index.php/vivienda-y-covid19>
- Perez, V. (1992). *Manual de madera Laminada*. Santiago.
- Ramírez, I. C. (2013). *Estimación de la capacidad sísmo-resistente en edificaciones de concreto armado modeladas con acero comercial aplicando el método análisis estático no lineal "PUSHOVER"*. Caracas.
- Red Internacional de Bambú y Ratán-INBAR. (2015). *Estudio de la cadena desde la producción al consumo del bambu en Ecuador con énfasis en la especie Guadua angustifolia*. Quito.
- Rodríguez, N. (2011). *Elaboración de tablas y gráficos de diseño a flexión de vigas de bambú guadua laminada pegada prensada*. Bogotá.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Sangolquí.
- Sampieri, R. H. (2014). *Metodología de la Investigación* (6 ed.). México D.F, México: McGraw Hill.
- Soler, P. S. (2017). *Uso del bambú en la arquitectura contemporánea*. Valencia.
- Villalba, P., Guaygua, B., López, G., & Verduga, J. (2020). Simplified, prescribing methodologies by performance and resilience, in the study of seismic risks of informal structures. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 25, 4, 581-602.
- Yugcha, I. (2018). *Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha*. Quito.
- Zhou, A., Bian, Y., Shen, Y., Huang, D., & Zhou, M. (2018). Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study. *Bioresources*, 13.1.131-146.