



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑOS DEFINITIVOS Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA PARA LA
CONSTRUCCIÓN DE UNA EDIFICACIÓN DE TRES PISOS DE USO
RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”**

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

MIGUEL ANDRÉ TAY LEE MACÍAS

DAVID ENRIQUE VALVERDE BURNEO

GUAYAQUIL-ECUADOR

2017

DEDICATORIA

A mi familia, por su apoyo incondicional y por permanecer conmigo en esta etapa de mi vida.

Miguel André Tay Lee Macías

DEDICATORIA

A mis padres, por darme seguridad, a
mis hermanos por brindarme apoyo y
mis amigos por jamás dejarme caer.

David Enrique Valverde Burneo

AGRADECIMIENTO

A nuestros padres, familiares y amigos, por brindarnos el apoyo necesario para lograr esta meta.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral y a todos los profesores que compartieron sus conocimientos con nosotros y contribuyeron a nuestra formación académica.

Miguel André Tay Lee Macías

David Enrique Valverde Burneo

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

**PhD. Hugo Egeuz Alava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

**MSc. Luis De Grau Vidal
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

Miguel André Tay Lee Macías

David Enrique Valverde Burneo

RESUMEN

La ciudad de Puyo es considerada como uno de los sectores más sísmicos del territorio ecuatoriano. Con el fin de aprovechar el espacio y contribuir al desarrollo urbano de la ciudad, se propone el diseño de un bloque multifamiliar de tres plantas con capacidad sismo resistente. La edificación deberá ser construida al pie de una excavación, por lo que se presentó el requerimiento de diseño de las correspondientes soluciones geotécnicas.

Se plantearon tres alternativas de diseño, variando el sistema estructural. Se analizó la factibilidad del diseño de la edificación utilizando pórticos de concreto resistentes a momento, pórticos de acero resistentes a momento y un sistema dual de pórticos de concreto con muros de corte.

Realizado un análisis técnico económico, se seleccionó el diseño de la edificación utilizando el sistema dual. Se realizaron los diseños definitivos de la estructura y el diseño de la solución geotécnica, para la cual se requirió utilizar tablestacado para estabilizar la excavación pertinente a la cimentación. Se realizó el presupuesto de la obra y se estudiaron los impactos ambientales generados por la implementación del proyecto.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN	V
DECLARACIÓN EXPRESA	VI
RESUMEN	VII
ÍNDICE GENERAL.....	VIII
ABREVIATURAS	XVI
SIMBOLOGÍA	XVIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XXVII
ÍNDICE DE TABLAS	XXXVI
CAPÍTULO 1.....	43
INTRODUCCIÓN	43
1.1 Antecedentes	44
1.2 Descripción del problema	46

1.3 Objetivos	49
1.3.1 Objetivo General	49
1.3.2 Objetivos Específicos.....	50
1.4 Justificación.....	51
CAPÍTULO 2.....	52
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO.....	52
2.1 Ubicación General	53
2.2 Infraestructura existente	55
2.3 Estudios preliminares	56
2.3.1 Estudio topográfico	56
2.3.2 Información geológica y estudio de suelos	58
2.4 Aspecto Poblacional	66
2.4.1 Actividades económicas	66
2.5 Evaluación del riesgo sísmico	67
CAPÍTULO 3.....	69
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS	69
3.1 Descripción del bloque multifamiliar	70
3.2 Alternativas de diseño propuestas	72
3.3 Definición de cargas	74
3.3.1 Cargas gravitacionales	74

3.3.2 Cargas sísmicas por análisis estático	75
3.3.3 Análisis dinámico con ETABS.....	86
3.3.4 Combinaciones de carga	87
3.4 Sistema de pórticos de concreto resistentes a momento	88
3.4.1 Configuración estructural del edificio	88
3.4.2 Resultados del análisis estático	90
3.4.3 Resultados del análisis dinámico	92
3.4.4 Metodología del pre dimensionamiento	93
3.4.5 Dimensiones adoptadas de los elementos estructurales	97
3.4.6 Pre diseño de la cimentación de la estructura	102
3.5 Sistema dual de pórticos de concreto y muros de corte de hormigón armado	105
3.5.1 Configuración estructural del edificio	105
3.5.2 Resultados del análisis estático	108
3.5.3 Resultados del análisis dinámico	110
3.5.4 Metodología del pre dimensionamiento	111
3.5.5 Dimensiones adoptadas de los elementos	112
3.5.6 Pre diseño de la cimentación.....	117
3.6 Sistema de pórticos de Acero resistente a momento	120
3.6.1 Configuración estructural del edificio	120
3.6.2 Resultados del análisis estático	124
3.6.3 Resultados del análisis dinámico	125

3.6.4 Metodología del pre dimensionamiento	126
3.6.5 Dimensiones adoptadas de los elementos estructurales	130
3.6.6 Cimentación de la estructura	132
CAPÍTULO 4.....	135
ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA	135
4.1 Análisis Comparativo y selección de alternativas.....	136
4.2 Parámetros de comparación	136
4.2.1 Costo Aproximado según alternativa	136
4.2.2 Tiempo de construcción.....	142
4.2.3 Aceptación social.....	143
4.2.4 Disponibilidad de materiales en la zona.....	144
4.2.5 Asentamientos	144
4.2.6 Desempeño Sísmico.....	146
4.3 Selección de la alternativa.....	147
4.3.2 Restricciones	149
4.3.3 Alternativa seleccionada	150
CAPÍTULO 5.....	151
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN.....	151
5.1 Diseño de losa de piso	152
5.2 Diseño de vigas.....	158
5.2.1 Revisión de las dimensiones de la sección.....	158

5.2.2 Fuerzas internas	162
5.2.3 Diseño por flexión	169
5.2.4 Diseño por corte	172
5.2.5 Diseño por torsión.....	176
5.2.6 Refuerzo por retracción y temperatura	179
5.2.7 Revisión de deflexiones	180
5.2.8 Consideraciones adicionales	182
5.2.9 Resumen de vigas	188
5.3 Diseño de columnas	191
5.3.2 Diseño de columna considerando esbeltez	194
5.3.3 Diseño por criterio columna fuerte viga débil	202
5.3.4 Confinamiento.....	206
5.3.5 Revisión por corte	209
5.4 Diseño de muros de corte	212
5.4.2 Fuerzas internas	213
5.4.3 Diseño por flexo-compresión	219
5.4.4 Diseño por corte	226
5.4.5 Diseño por confinamiento	229
5.4.6 Detallamiento del muro	236
CAPÍTULO 6.....	238
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	238
6.1 Solución geotécnica para estabilización de la excavación	239

6.1.2 Solución geotécnica seleccionada	240
6.2 Diseño de la solución geotécnica con tablestacado	241
6.2.1 Parámetros de resistencia del suelo	242
6.2.2 Información del problema	246
6.2.3 Identificación de presiones actuantes en la tablestaca	248
6.2.4 Cálculo de la profundidad de hincado D	256
6.2.5 Chequeo del diseño con el software GEO5	262
6.2.6 Chequeo estructural de la tablestaca.....	265
6.3 Diseño geotécnico de la cimentación	268
6.3.1 Mejoramiento de suelo.....	268
6.3.2 Profundidad de cimentación	270
6.4 Diseño estructural de la cimentación.....	279
6.4.2 Modelado de Cimentación	281
CAPÍTULO 7.....	289
ANÁLISIS DEL COSTO DE LA OBRA.....	289
7.1 Análisis de precios unitarios	290
7.2 Duración y cronograma del proyecto.....	295
CAPÍTULO 8.....	297
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	297
8.1 Datos generales del proyecto	298
8.2 Justificación del EIA	299

8.3 Marco legal ambiental	300
8.4 Descripción de la línea base	302
8.4.1 Recurso agua	302
8.4.2 Recurso aire	303
8.4.3 Recurso suelo.....	303
8.4.4 Factor socio económico.....	303
8.5 Identificación de actividades e impactos ambientales	303
8.5.1 Etapa de Construcción.....	304
8.5.2 Etapa de Operación y Mantenimiento.....	305
8.5.3 Impactos positivos	305
8.5.4 Impactos negativos	306
8.6 Metodología de evaluación del impacto ambiental.....	308
8.7 Matrices de evaluación ambiental	313
8.8 Actividades críticas y recursos afectados.....	317
8.9 Plan de manejo ambiental.....	318
8.9.1 Programa de prevención y mitigación de la contaminación.....	319
8.9.2 Programa de contingencias y riesgos	321
8.9.3 Programa de capacitación ambiental y seguridad laboral.....	322
8.9.4 Programa de manejo de desechos sólidos	325
8.9.5 Programa de manejo de efluentes y sanidad.....	327
8.9.6 Programa de monitoreo y auditoría ambiental	328

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	330
CONCLUSIONES	331
RECOMENDACIONES.....	337

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AE	Acero Estructural
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Acero Construcción).
EPP	Equipo de protección personal
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
HA	Hormigón Armado
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización
LRFD	Load and Resistance Factor Design
msnm	Metros sobre el nivel del mar
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PARM	Pórtico de Acero Resistente a Momento
PCRM	Pórtico de Concreto Resistente a Momento
PGA	Peak Ground Acceleration
PMA	Plan de Manejo Ambiental
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

TULSMA	Texto Unificado de Legislación Ambiental
USGS	United States Geological Survey
UTM	Universal Transverse Mercator
VIA	Valoración de Impacto Ambiental

SIMBOLOGÍA

A_s	Área del acero de refuerzo a flexión
$A_{s\min}$	Acero de refuerzo mínimo
A_{st}	Área del acero de refuerzo transversal
A_{sv}	Área nominal de la varilla
A_v	Área de refuerzo a cortante
A_w	Ancho del alma
B	Ancho de cimentación
b_f	Ancho del ala
b_w	Ancho del alma de la sección
C	Cohesión de suelos y rocas
cm	Centímetro
ϕ_E	Coefficiente de configuración en elevación
ϕ_P	Coefficiente de regularidad de planta
C_s	Coefficiente sísmico
C_t	Coefficiente que depende del tipo de edificio
C_v	Coefficiente de corte del alma

d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
ρ	Densidad / Cuantía de refuerzo A_s evaluado sobre el área bd
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
ϕ	Diámetro de la varilla / Factor de reducción de resistencia
e	Espesor
e	Módulo de elasticidad del acero
E_c	Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	Módulo de elasticidad de los suelos
$e_x e_y$	Excentricidad real medida desde el centro de masa de la estructura más el 5% de la dimensión más larga de la planta de la edificación
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
F_d	Coeficiente de amplificación del suelo. amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de

desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Φ'	Ángulo de fricción interna en los suelos y rocas
FS	Factor de seguridad
F_s	Coefficiente de amplificación del suelo.
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
G	Aceleración o Intensidad de la gravedad
H	Altura de elementos estructurales
H_i	Altura del piso i considerado
H_{min}	Altura mínima
H_n	Altura total de la edificación
I	Coefficiente de importancia de la estructura
I, I_x, I_y	Inercia, en sentido x y en sentido y
IP	Límite plástico de los suelos
K	Coefficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura/ Factor de longitud de pandeo efectivo
Kg	Kilogramo
Kg/cm^2	Kilogramo por centímetro cuadrado
k_h	Coefficiente sísmico horizontal
l_d	Longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas
LL	Límite líquido de los suelos

l_n	Luz libre medida entre caras de los apoyos
Mt	Metro
m^2	Metro cuadrado
mm	Milímetro
mm^2	Milímetro cuadrado
M_n	Resistencia nominal a la flexión en la sección
M_p	Momento plástico
M_u	Momento mayorado en la sección
N	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en el perfil del suelo / Número de pisos
η	Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T=0.1$ s
N_{spt}	Números de golpes del ensayo SPT
γ_h	Peso específico del hormigón
σ_o	Esfuerzo efectivo
P_i	Carga de servicio en columna
%	Porcentaje
σ	Presión por unidad de área
P_u	Fuerza de compresión axial
pulg	Pulgadas
Q	Carga distribuida

q_{adm}	Esfuerzo admisible del suelo
Q_i	Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
r	Radio de giro
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
S	Ancho de influencia/ Modulo de sección
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad),definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%
S_{D1}	Aceleración espectral para un periodo de 1 seg
S_e	Asentamientos elásticos del suelo
Seg	Segundos
SPT	Estándar Penetration Test (Prueba de penetración estándar)
S_u	Resistencia al corte no drenado de suelos
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
t_f	Espesor del ala
Ton	Toneladas
t_w	Espesor del alma
V_c	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el

concreto

V_i	Cortante sísmico del piso i
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
V_u	Fuerza cortante mayorada en la sección
V_x, V_y	Cortante total en el piso $x(y)$ de la estructura
W	Peso sísmico
W_d	Carga Muerta
W_i	Carga Uniformemente distribuida que incluye la carga muerta y la carga viva
W_l	Carga Viva
W_{pp}	Carga muerta propia
W_u	Carga última uniformemente repartida
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad.

K_m	Kilometro
M_s	Magnitud de onda superficial.
M_l	Magnitud local
M_w	Magnitud de momento
M_s	Magnitud de onda superficial.
M_l	Magnitud local
Φ_p	Coefficiente de planta
Φ_e	Coefficiente de elevación
d_{req}	Peralte requerido
Z_c	Modulo plástico de la columna
F_{yc}	Fluencia de la columna de AE
P_{uc}	Carga Axial en columna
A_g	Área gruesa
M_{pc}	Momento probable en Columna
M_{pv}	Momento probable en viga
R_y	Sobre resistencia del AE
F_{yv}	Fluencia de la viga de AE
Z_v	Modulo plástico en viga
λ_{ps}	Límite de sección, sísmicamente compacto
A_w	Área de alma
ϕ	Factor de reducción según filosofía LRFD
Z_x	Modulo plástico

Z_v	Modulo plástico en viga
A_{oh}	Área encerrada por eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir torsión.
p_{min}	Cuantía mínima
p_{max}	Cuantía máxima
T_n	Torsión nominal
T_u	Torsión ultima mayorada
A_{cp}	Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto.
p_{cp}	Perímetro exterior de la sección transversal de concreto.
T_{th}	Momento de umbral de torsión
T_{cr}	Momento de fisuración por torsión
A_l	Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión
A_t	Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión.
p_h	Perímetro de la línea central del refuerzo transversal para torsión localizado mas cerca del exterior de la sección.
λ_Δ	Multiplicador usado para deflexiones adicionales debidas a efectos de largo plazo

p'	Cuantía de acero de refuerzo a compresión en el área bd.
l_d	Longitud de desarrollo
d_b	Diámetro de varilla
l_d	Longitud de desarrollo
Ψ_t	Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base al vaciado del concreto
Ψ_e	Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el recubrimiento del refuerzo
l_{sc}	Longitud del empalme por traslapo en compresión
l_{st}	Longitud del empalme por traslapo en tensión
l_{dh}	Longitud de anclaje
V_{us}	Cortante mayorado de piso
L_c	Luz libre de columna
Δ_0	Desplazamiento lateral relativo de primer orden

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Mapa geográfico del sector Puyo.	53
Figura 2.2 Ubicación del área de trabajo.	54
Figura 2.3 Área donde se construirá el bloque de vivienda multifamiliar.	54
Figura 2.4 Ubicación de la vivienda dentro del Terreno de zona de construcción.....	56
Figura 2.5 Muro de mampostería de la vivienda aledaña.	57
Figura 2.6 Acercamiento del muro de mampostería.	58
Figura 2.7 Mapa geológico de Puyo.	59
Figura 2.8 Ubicación de los sondeos.	60
Figura 2.9 Perforaciones en campo.	60
Figura 2.10 Muestra alterada de Suelo.....	61
Figura 2.11 Límites de Atterberg y Granulometría.	62
Figura 2.12 Resultados del ensayo SPT y clasificación SUCS.....	63
Figura 2.13 Factor Z de diferentes ciudades del Ecuador.	68
Figura 3.1 Vista frontal, Arquitectónico.	70
Figura 3.2 Fachada lateral del edificio.	71

Figura 3.3 Diseño arquitectónico del edificio (Planta baja).	71
Figura 3.4 Modelo de cálculo del espectro de respuesta elástica.....	79
Figura 3.5 Espectro elástico del sitio de implantación del edificio en Puyo. .	80
Figura 3.6 Espectro inelástico del sitio de implantación del edificio en Puyo.	81
Figura 3.7 Planta tipo del edificio (PCRM).	89
Figura 3.8 Modelo en 3D de la edificación (PCRM).	89
Figura 3.9 Pórtico tipo en la dirección Y (PCRM).....	90
Figura 3.10 Pórtico tipo en la dirección X (PCRM).....	90
Figura 3.11 Sección de losa nervada en una dirección (PCRM).	98
Figura 3.12 Sección gruesa de columnas en el sistema PCRM.	99
Figura 3.13 Dimensiones de vigas del sistema PCRM.	102
Figura 3.14 Perfil de la zapata (PCMR).	103
Figura 3.15 Material de mejoramiento bajo zapatas (PCRM).	103
Figura 3.16 Vista en planta de la zapata (PCRM).....	104
Figura 3.17 Planta tipo del edificio (Sistema dual).	106
Figura 3.18 Modelo en 3D de la edificación (Sistema dual).....	107
Figura 3.19 Pórticos tipo en la dirección Y (Sistema dual).....	107
Figura 3.20 Pórtico tipo en la dirección X con muros (Sistema dual).....	108
Figura 3.21 Pórtico tipo en la dirección Y (Sistema dual).	108
Figura 3.22 Sección de losa nervada para el sistema dual.....	113
Figura 3.23 Sección gruesa de columnas del sistema dual.	114
Figura 3.24 Dimensiones de vigas del sistema dual.	117

Figura 3.25 Perfil de zapata central del sistema dual.	119
Figura 3.26 Vista en planta de la zapata central del sistema dual.	119
Figura 3.27 Material de mejoramiento bajo zapatas del sistema dual.	119
Figura 3.28 Planta del Edificio alternativa PARM.....	122
Figura 3.29 Vista en 3D del edificio alternativa PARM.....	122
Figura 3.30 Vista en Elevación lateral del Edificio alternativa PARM.....	123
Figura 3.31 Vista en Elevación frontal del edificio alternativa PARM.....	123
Figura 3.32 Diagrama de momento y fuerza cortante en viga continua.....	128
Figura 3.33 Perfil de Novalosa utilizado.....	130
Figura 3.34 Sección de columna para alternativa.....	131
Figura 3.35 Sección transversal de zapata corrida (PARM).	133
Figura 3.36 Modelamiento de dimensiones transversales de zapata corrida en software GEO 5 (PARM).....	133
Figura 3.37 Modelamiento de mejoramiento en software GEO 5 (PARM)..	133
Figura 5.1 Vista en planta de losa de piso.	153
Figura 5.2 Sección de losa peraltada a usar en modelo.....	155
Figura 5.3 Modelo de losa de piso en SAFE.....	155
Figura 5.4 Análisis de losa de piso en SAFE.	156
Figura 5.5 Sección con acero de refuerzo longitudinal y retracción.....	157
Figura 5.6 Secciones definitivas de las vigas de la edificación.	162
Figura 5.7 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico exterior en la dirección Y.	163

Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico interior en la dirección Y.	163
Figura 5.9 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico exterior en la dirección X.	164
Figura 5.10 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico interior en la dirección X.	164
Figura 5.11 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección Y.	165
Figura 5.12 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico interior en la dirección Y.	165
Figura 5.13 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección X.	166
Figura 5.14 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico interior en la dirección X.	166
Figura 5.15 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección Y.	167
Figura 5.16 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico interior en la dirección Y.	167
Figura 5.17 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección X.	168
Figura 5.18 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico interior en la dirección X.	168

Figura 5.19 Requerimientos de diseño por flexión en vigas.	171
Figura 5.20 Refuerzo transversal en vigas.	174
Figura 5.21 Requerimientos para empalmes por traslape de varillas.	183
Figura 5.22 Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal en vigas.	184
Figura 5.23 Ganchos estándar del refuerzo longitudinal (a) y transversal (b).	186
Figura 5.24 Espaciamiento entre varillas longitudinales en vigas.	187
Figura 5.25 Viga principal del eje X.	189
Figura 5.26 Viga principal del eje Y.	190
Figura 5.27 Viga Secundaria del eje X.....	190
Figura 5.28 Viga Secundaria del eje Y.....	190
Figura 5.29 Área de influencia para columna de estudio.	191
Figura 5.30 Vista en planta de edificio, se aprecian las columnas seleccionadas para el diseño.....	193
Figura 5.31 Sección con 8 varillas longitudinales de 14 mm.	196
Figura 5.32 Diagrama de interacción de columna armada.	196
Figura 5.33 Diagrama de interacción con combinaciones de carga aplicadas.	198
Figura 5.34 Re-representación de nodos en columna.	200
Figura 5.35 Abaco para determinación de k en columnas arriostradas.....	201
Figura 5.36 Vigas que llegan a columna de estudio.	203
Figura 5.37 Diagrama de interacción sin factores de reducción.	204

Figura 5.38 Separación de estribos según Norma Ecuatoriana.....	206
Figura 5.39 Sección transversal con acero longitudinal y transversal.....	209
Figura 5.40 Representación de conexión viga-columna.	210
Figura 5.41 Identificación de muros de corte en la edificación.	212
Figura 5.42 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje X en muros 1 y 2.....	213
Figura 5.43 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje X en muros 3 y 4.....	214
Figura 5.44 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje Y en muros 1 y 4.....	215
Figura 5.45 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje Y en muros 2 y 3.....	215
Figura 5.46 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección X en muros 1 y 4.....	216
Figura 5.47 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección X en muros 2 y 3.....	216
Figura 5.48 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección Y en muros 1 y 2.....	217
Figura 5.49 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección Y en muros 3 y 4.....	217
Figura 5.50 Diagrama de fuerza axial (Ton) en muros 1 y 2.....	218
Figura 5.51 Diagrama de fuerza axial (Ton) en muros 3 y 4.....	218

Figura 5.52 Armado del acero longitudinal de los muros.	221
Figura 5.53 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 1.	222
Figura 5.54 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 1.	222
Figura 5.55 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 2.	223
Figura 5.56 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 2.	223
Figura 5.57 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 3.	224
Figura 5.58 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 3.	224
Figura 5.59 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 4.	225
Figura 5.60 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 4.	225
Figura 5.61 Requerimientos del ACI para el refuerzo transversal en muros.	233
Figura 5.62 Detalle de la sección del muro.	236
Figura 5.63 Alzado del muro (igual para dirección X y Y).	237
Figura 6.1 Perfil topográfico del área de la vivienda.	239
Figura 6.2 Perfil típico de un muro de contención estructural.	240
Figura 6.3 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir del IP, según Kenney.	243
Figura 6.4 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir del IP, según Holtz y Kovacs.	243
Figura 6.5 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir de los límites de Atterberg.	244
Figura 6.6 Información pertinente para el diseño de tablestaca.	248

Figura 6.7 Acción de la presión hidrostática en la tablestaca.	252
Figura 6.8 Modelo de aceleración de cuña de suelo ante sismo.	254
Figura 6.9 Presiones actuantes sobre la tablestaca.	259
Figura 6.10 Modelo del terreno en GEO5.	263
Figura 6.11 Perfil del terreno incluyendo la acción sísmica.	263
Figura 6.12 Presiones de suelo y desplazamiento de la tablestaca.....	264
Figura 6.13 Verificación de estabilidad del talud.....	265
Figura 6.14 Desplazamiento y fuerzas internas generadas en la tablestaca.	266
Figura 6.15 Perfil de tablestaca seleccionado.	267
Figura 6.16 Tablestaca utilizada para la solución geotécnica.....	267
Figura 6.17 Perfil del terreno.....	269
Figura 6.18 Modelaje de cimentación Eje 1 y 3 en GEO 5. Nivel de desplante.	274
Figura 6.19 Modelaje de cimentación Eje 1 y 3 en GEO 5. Mejoramiento..	275
Figura 6.20 Dimensiones de Zapata corrida.	275
Figura 6.21 Modelaje de cimentación Eje 2 en GEO 5. Nivel de desplante.	277
Figura 6.22 Modelaje de cimentación Eje 2 en GEO 5. Mejoramiento.....	277
Figura 6.23 Modelaje de cimentación Eje 2 en GEO 5. Dimensiones de Zapata corrida.....	277
Figura 6.24 Bosquejo de cimentación.....	282
Figura 6.25 Modelo de Cimentación en SAFE. Vista en planta.	283

Figura 6.26 Modelo de Cimentación en SAFE. Vista en 3D.	284
Figura 6.27 Acero longitudinal en Vigas de cimentación. Proporcionado por SAFE.	285
Figura 6.28 Acero transversal en Vigas de cimentación. Proporcionado por SAFE.	286
Figura 6.29 Planos de zapatas corridas por eje en Auto CAD.	287
Figura 6.30 Cortes de zapata corrida por eje en Auto CAD.	288
Figura 8.1 Ubicación del área de implantación del edificio	299

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Historia Sísmica de los últimos 70 años en Ecuador.	48
Tabla II. Parámetros del estudio de suelos.	64
Tabla III. Compacidad relativa y consistencia de suelos según ensayo SPT.	65
Tabla IV. Resumen de ensayos SPT y Humedad relativa.	66
Tabla V. Factor Z para la ciudad de Puyo.	68
Tabla VI. Cargas gravitacionales actuantes sobre la losa.	74
Tabla VII. Coeficiente de importancia según el tipo de edificación.	76
Tabla VIII. Coeficiente de reducción R según el sistema estructural.	77
Tabla IX. Parámetros para el cálculo del espectro elástico.	79
Tabla X. Coeficientes C_t y α para el cálculo del periodo.	82
Tabla XI. Cálculo del coeficiente k para distribución vertical de fuerzas sísmicas.	84
Tabla XII. Combinaciones de carga utilizadas para diseño estructural.	87
Tabla XIII. Resultados del análisis estático para el sistema de PCRM.	91

Tabla XIV. Distribución vertical de fuerzas sísmicas en el sistema de PCRM.	91
Tabla XV. Fuerzas sísmicas actuantes en el sistema PCRM.	92
Tabla XVI. Resultados del análisis dinámico para el sistema PCRM.....	93
Tabla XVII. Espesores mínimos de losa en una dirección.	94
Tabla XVIII. Carga axial de servicio en columna del sistema PCRM.	98
Tabla XIX. Pre dimensionamiento de las vigas principales del piso 2 del sistema PCRM.	100
Tabla XX. Dimensiones de vigas del sistema PCRM.....	101
Tabla XXI. Factor de seguridad para la cimentación del sistema PCRM....	104
Tabla XXII. Resultados del análisis estático para el sistema dual.	109
Tabla XXIII. Distribución vertical de fuerzas sísmicas en el sistema dual..	109
Tabla XXIV. Fuerzas sísmicas actuantes en el sistema dual.....	110
Tabla XXV. Resultados del análisis dinámico para el sistema dual.	111
Tabla XXVI. Carga axial de servicio en columna del sistema dual	113
Tabla XXVII. Pre dimensionamiento manual de las vigas principales del piso 2 del sistema dual.	115
Tabla XXVIII. Dimensiones preliminares de vigas del sistema dual.....	115
Tabla XXIX. Pre dimensionamiento final de vigas del sistema dual.....	116
Tabla XXX. Dimensiones finales de vigas del sistema dual.....	116
Tabla XXXI. Factor de seguridad para la cimentación del sistema dual.	120
Tabla XXXII. Resultados del análisis estático para el sistema de PARM. ..	124

Tabla XXXIII. Distribución de fuerzas sísmicas en el sistema de PARM. ...	124
Tabla XXXIV. Fuerzas sísmicas actuantes (PARM).	125
Tabla XXXV. Resultados del análisis dinámico (PARM).....	125
Tabla XXXVI. Separación máxima y carga viva para elección de Novalosa.	126
Tabla XXXVII. Secciones de viga metálica para el eje X, valores en mm...	131
Tabla XXXVIII. Secciones de viga metálica para el eje Y, valores en mm..	132
Tabla XXXIX. Cumplimiento de factores de seguridad según norma NEC, 2015 (PARM).	134
Tabla XL. Volumen de hormigón para Alternativa 1.....	137
Tabla XLI. Acero de refuerzo para Alternativa 1.	137
Tabla XLII. Resumen de materiales para Súper Estructura: Alternativa 1..	138
Tabla XLIII. Resumen de materiales para Sub Estructura y costo total: Alternativa 1.....	139
Tabla XLIV. Volumen de hormigón para Alternativa 2.	139
Tabla XLV. Acero de refuerzo para Alternativa 2.....	140
Tabla XLVI. Resumen de materiales para Súper Estructura: Alternativa 2.	140
Tabla XLVII. Resumen de materiales para Sub Estructura y costo total: Alternativa 2.....	140
Tabla XLVIII. Resumen de materiales: Alternativa 3.....	141
Tabla XLIX. Resumen de Costo aproximado por alternativa.	142
Tabla L. Asentamientos máximos por alternativa.	145

Tabla LI. Parámetros técnicos por alternativa.....	146
Tabla LII. Valoración por parámetro.....	147
Tabla LIII. Resumen de parámetros por alternativa.	148
Tabla LIV. Valoración por alternativa.	149
Tabla LV. Cálculo de espesor y peso de Losa en una dirección.....	154
Tabla LVI. Cargas a usarse en modelo SAFE.	154
Tabla LVII. Combinaciones de carga a usarse en modelo SAFE.	155
Tabla LVIII. Control de deflexiones admisibles para losa de piso 3.	157
Tabla LIX. Control de deflexiones admisibles para losa de piso 1 y 2.	157
Tabla LX. Valores de β_1 en función de la resistencia f'_c	159
Tabla LXI. Espaciamiento máximo entre estribos en vigas.....	174
Tabla LXII. Deflexión máxima admisible en vigas.....	180
Tabla LXIII. Detalles del refuerzo longitudinal y transversal en vigas.	188
Tabla LXIV. Cargas a considerar para predimensionamiento de columnas.	192
Tabla LXV. Características de la columna de estudio.....	195
Tabla LXVI. Resultados del análisis estructural para columna.	197
Tabla LXVII. Separación de estribos para columna de estudio.	206
Tabla LXVIII. Acero transversal mínimo en columna según Norma Ecuatoriana.....	207
Tabla LXIX. Acero transversal requerido en columna.....	208
Tabla LXX. Demanda de carga axial y momentos flectores en muros.....	220

Tabla LXXI. Amplificación del cortante en la base del muro.	227
Tabla LXXII. Esfuerzo de compresión y longitud de la zona a compresión en muros.	230
Tabla LXXIII. Comparación de cuantías de acero longitudinal en los cabezales del muro.	234
Tabla LXXIV. Espaciamiento de estribos en los cabezales del muro.	234
Tabla LXXV. Cálculo de ϕ a partir de correlaciones.	244
Tabla LXXVI. Cohesión efectiva a partir del SPT.	245
Tabla LXXVII. Correlación de N, N60, γ , Dr y ϕ	246
Tabla LXXVIII. Correlación de la resistencia al corte no drenado y N60.	246
Tabla LXXIX. Coeficientes de empuje lateral del suelo.	256
Tabla LXXX. Fuerzas y momentos actuantes sobre la tablestaca sobre el punto O.	258
Tabla LXXXI. Fuerza y momento resultante en la tablestaca sobre el punto O.	259
Tabla LXXXII. Fuerzas actuantes sobre la tablestaca bajo el punto O aumentando la profundidad en $0.20d_0$	260
Tabla LXXXIII. Fuerzas actuantes sobre la tablestaca bajo el punto O aumentando la profundidad en $0.25d_0$	261
Tabla LXXXIV. Longitud total de la tablestaca.	261
Tabla LXXXV. Características del material de mejoramiento.	268
Tabla LXXXVI. Esfuerzo admisible del suelo.	270

Tabla LXXXVII. Ancho de cimentación para Zapatas del eje 1 y 3.....	271
Tabla LXXXVIII. Ancho de cimentación para Zapatas del eje 2.....	272
Tabla LXXXIX. Fuerzas para Zapata del Eje 1 y 3.....	273
Tabla XC. Fuerzas para Zapata del Eje 2.....	273
Tabla XCI. Factor de Seguridad Eje 1 o 3.	276
Tabla XCII. Factor de Seguridad Eje 2.	278
Tabla XCIII. Valores propuestos por Terzagui	280
Tabla XCIV. Valores propuestos por Rodriguez	280
Tabla XCV. Coeficiente de balasto para la cimentación.	281
Tabla XCVI. Secciones de Vigas T de Cimentación.	283
Tabla XCVII. Combinaciones de carga utilizadas para zapatas corrida.....	284
Tabla XCVIII. Rubros para el diseño estructural.....	290
Tabla XCIX. Porcentaje por rubro.....	294
Tabla C. Cronograma valorado de la obra.....	296
Tabla CI. Datos generales del proyecto.....	298
Tabla CII. Valoración respecto a la extensión del impacto ambiental.....	310
Tabla CIII. Valoración respecto a la duración del impacto ambiental.....	310
Tabla CIV. Valoración respecto a la reversibilidad del impacto ambiental..	312
Tabla CV. Valoración respecto a la riesgo de impacto ambiental.....	312
Tabla CVI. Evaluación del impacto ambiental según su valoración.....	313
Tabla CVII. Matriz de magnitud del impacto ambiental.....	314
Tabla CVIII. Matriz de valoración del impacto ambiental.	315

Tabla CIX. Matriz de evaluación del impacto ambiental.	316
Tabla CX. Actividades críticas en la fase de construcción.....	317
Tabla CXI. Actividades críticas en la fase de operación y mantenimiento..	317
Tabla CXII. Clasificación de señales en obra.	324
Tabla CXIII. Clasificación de contenedores de desechos sólidos.	327

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Debido al crecimiento poblacional y a la disminución de área para la construcción de viviendas dentro de la ciudad se requiere que las construcciones sean masivas, es decir, que se construyan edificaciones multifamiliares para así optimizar área en el uso de suelo correspondiente. Lo ideal y en lo que se han orientado las empresas constructoras e inmobiliarias es en el aprovechamiento máximo del recurso suelo en espacios útiles para un mayor número de viviendas y de cierta manera disminuir el precio las mismas.

La solución ante este problema de espacio, crecimiento poblacional y económico de la población es unificar varios proyectos de vivienda en un solo bloque multifamiliar cuyo costo estará regido por el sistema estructural, materiales a usarse, arreglos arquitectónicos, volumen de material, mano de obra y tiempo de ejecución.

Los materiales más usados para el diseño y construcción de estructuras en el Ecuador son el hormigón armado y el acero estructural, siendo el primero el más preferido por la población en general. El hormigón es una piedra artificial que con una buena dosificación puede llegar a ser muy resistente, ideal para todo tipo de construcciones. En Ecuador este material sigue siendo el más usado en la construcción debido a su gran

versatilidad y facilidad de uso, además de ser el material más aceptado por la sociedad.

El concreto es un material sumamente resistente a la compresión, pero frágil y débil cuando se requiere resistir esfuerzos de tensión, por lo que se lo tiene que combinar con acero de refuerzo para disminuir las demandas de tracción en el concreto, este material que resulta de la combinación del hormigón y acero de refuerzo se lo conoce como hormigón armado.

Ambos materiales; hormigón armado y acero estructural pueden ser utilizados en cualquier sistema estructural. Sin embargo, el sistema más utilizado en el Ecuador es el de pórticos resistente a momento. Este sistema consiste en la combinación de elementos estructurales viga, columna y losa con su correspondiente cimentación. Con el pasar de los años diferentes sistemas estructurales han sido introducidos en Ecuador, tales como los sistemas duales de pórticos con muros estructurales, paredes portantes, sistemas con aislamiento sísmico en su base, etc.

Considerando que todo el territorio de Ecuador se considera de alto peligro sísmico, el concebir una estructura sismo resistente es primordial y no debería ser una opción el diseñar las estructuras únicamente para resistir

cargas gravitacionales. Uno de los motivos por el cual el sistema de pórticos resistente a momento es el más utilizado en el Ecuador es el desconocimiento de las ventajas estructurales que pueden ofrecer otros sistemas, además de la falta de experiencia de los Ingenieros y obreros al diseñar y construir con los diferentes sistemas estructurales. Esto da a lugar que el sistema tradicional de pórticos se siga utilizando, aunque no siempre sea el más conveniente ante eventos sísmicos, especialmente en zonas de alto peligro sísmico.

En vista a lo anterior mencionado, en el presente estudio se diseñará un bloque multifamiliar ubicado en la ciudad de Puyo utilizando como alternativa de diseño los siguientes sistemas estructurales: pórticos especiales resistente a momento, con este sistema estructural se tendrán 2 configuraciones, uno con el material de acero estructural y otro de hormigón armado. La tercera alternativa de diseño es con el sistema dual de pórticos de concreto resistente a momento con muros cortantes, los cuales brindan rigidez y un mayor desempeño sísmico a la estructura.

1.2 Descripción del problema

Ecuador se define como una zona de alto riesgo sísmico por encontrarse situado en el cinturón de fuego del pacífico, sobre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana, las cuales tienen un límite convergente, es decir

que el mismo movimiento hacia adentro de las placas produce una acumulación de energía que luego llega a liberarse originando los sismos. Al encontrarse una placa oceánica con una placa continental, como se presenta en Ecuador y al existir entre las mismas un límite convergente se produce el fenómeno de subducción, el cual es el proceso de hundimiento de la placa oceánica con respecto a la placa litosférica. El fenómeno de subducción provoca constantes sismos que pueden llegar desde movimientos terráqueos mínimos imperceptibles hasta considerarse terremotos.

En la historia sísmica de Ecuador se tienen muchas catástrofes, las más recordadas en los últimos 70 años son las que se presentan en la tabla I, en la cual se muestra la fecha, ubicación, magnitud y muertes ocasionadas por el sismo. Sólo en el sismo de Pedernales ocurrido el 16 de abril del 2016, aproximadamente 28.000 personas resultaron sin hogar, siendo albergadas en lugares provisionales hasta poder brindarles ayuda. Esta tragedia se pudo haber prevenido en gran proporción con diseños de viviendas sismo resistentes, evitando la construcción informal, las cuales son las construcciones que son lideradas por personas sin algún criterio ingenieril, solo empírico.

Tabla I. Historia Sísmica de los últimos 70 años en Ecuador.

Fecha			Epicentro	Profundidad al hipocentro (Km)	Magnitud	Muertes Estimadas
Día	Mes	Año				
5	Agosto	1949	Ambato	40	6.8 M_l	5000
19	Enero	1958	Esmeraldas	60	7.6 M_s	111
5	Marzo	1987	Napo	10	6.5 M_s	300
4	Agosto	1998	Bahía de Caraquez	33	7.2 M_w	3
12	Agosto	2010	Riobamba	211	7.1 M_w	0
12	Agosto	2014	Quito	12	5.1 M_w	4
16	Abril	2016	Pedernales	20	7.8 M_w	Más de 650

Fuente: United States Geological Survey (USGS).

Aunque el sistema de pórticos de concreto resistente a momento (PCRM) sea el más común en Ecuador al momento de diseñar, este no es el único, existe una variedad de sistemas estructurales con las que se puede diseñar una edificación con mejor desempeño ante eventos sísmicos pero muchas veces el factor costo y la falta de personal calificado en el sector influye al momento de tomar la decisión.

En zonas de alto riesgo sísmico como lo está catalogado Ecuador es imprescindible que las edificaciones se diseñen con un sistema estructural adecuado para resistir las fuerzas sísmicas. El sistema más usado en Ecuador junto con el material más empleado; Pórticos de Concreto Resistente a Momento (PCRM) resulta ser muy flexible y para casos de edificaciones con gran periodo de vibración este sistema no es la mejor

opción. Para estos casos, lo que se debe hacer es optar por otros sistemas estructurales que brinden un mejor desempeño sísmico, rigidez y estabilidad como lo son las estructuras con muros de corte.

Los muros de corte se utilizan cuando se requiere rigidizar una edificación, cuando se quiere controlar las deflexiones del edificio, cuando los edificios son muy altos es necesario colocar muros de corte para disminuir las derivas de piso. Además de proporcionar rigidez al sistema, el utilizar diseños con muros de corte disminuye la sección transversal de otros elementos estructurales, tales como las vigas las cuales recibirán menor esfuerzo debido a la absorción de energía que aporta el muro.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar un prediseño estructural de un bloque de vivienda multifamiliar de 3 pisos ubicada en la ciudad de Puyo usando como alternativa de diseño tres sistemas estructurales; pórtico de hormigón armado resistente a momento (PCRM), pórtico de acero resistente a momento (PARM) y sistema dual de pórticos de concreto armado con muros de corte. Luego, en función de un análisis comparativo, tomando en cuenta varios parámetros técnico, social y económico, establecer cuál es la alternativa más factible y diseñar la

escogida. Además, diseñar la solución geotécnica para estabilizar el desnivel entre el terreno adyacente y el de estudio.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Presentar 3 alternativas de diseño, definiendo el sistema estructural, configuración en su forma, cargas a usarse y niveles de fuerza para cada una de ellas.
- Pre-dimensionar estructuralmente y modelar las alternativas con la ayuda del software computacional ETABS.
- Diseñar una solución geotécnica para estabilizar la excavación en el terreno con ayuda del software GEO5.
- Pre-dimensionar, modelar y diseñar la cimentación y losa de piso con la ayuda del software SAFE.
- Establecer mediante un análisis comparativo cual es la alternativa más viable considerando aspectos técnicos-económicos.
- Obtener el diseño definitivo de la alternativa escogida considerando los aspectos técnicos, éticos, sociales y ambientales que presenta la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC, 2015.
- Elaborar los planos estructurales de la edificación, mediante el uso de software AutoCAD.

- Realizar el estudio de impacto ambiental correspondiente para la obra.
- Determinar el presupuesto de construcción de la obra.

1.4 Justificación

El proyecto se realiza como respuesta a la necesidad de vivienda en la ciudad de Puyo. Mediante la implementación del bloque habitacional se espera poder albergar 4 familias. Se busca proporcionar un lugar seguro, cómodo y accesible para las personas que habiten el edificio.

Debido a que la ciudad de Puyo se encuentra en una zona sísmica, cuya aceleración del suelo puede llegar hasta 0.3 veces la de la gravedad, el nivel de seguridad que brinde el edificio es uno de los principales factores que se deben tomar en cuenta al diseñar la estructura. Por esta razón, se requiere analizar varios sistemas estructurales, de forma que se compare su desempeño, parámetros técnicos, así como el aspecto económico.

El edificio será diseñado con la alternativa de sistema estructural que presente el mejor desempeño y a la vez sea económica. De esta forma se puede obtener una edificación segura para los habitantes y; por otro lado, se implementa la construcción de edificaciones con sistemas estructurales diferentes a lo tradicional en nuestro país.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

2.1 Ubicación General

Geográficamente la ubicación del área de trabajo es en la ciudad de Puyo, cabecera cantonal del cantón Pastaza, ubicada en la provincia de Pastaza, Ecuador. Se encuentra al sureste de Quito con 240 km de distancia y al noreste de Guayaquil con 350 km. La ciudad de Puyo está situada en el oriente ecuatorial cuyas coordenadas Universal Transverse Mercator (UTM) son 833797 Este y 9881938 Norte, correspondientes a la zona 17S.

Puyo limita al norte con la parroquia Fátima, al sur con las parroquias Tarqui y Madre Tierra, al este con las parroquias Diez de Agosto y Veracruz, al oeste con la parroquia Shell. En las figuras siguiente figura se presentan la ubicación de la ciudad de Puyo.

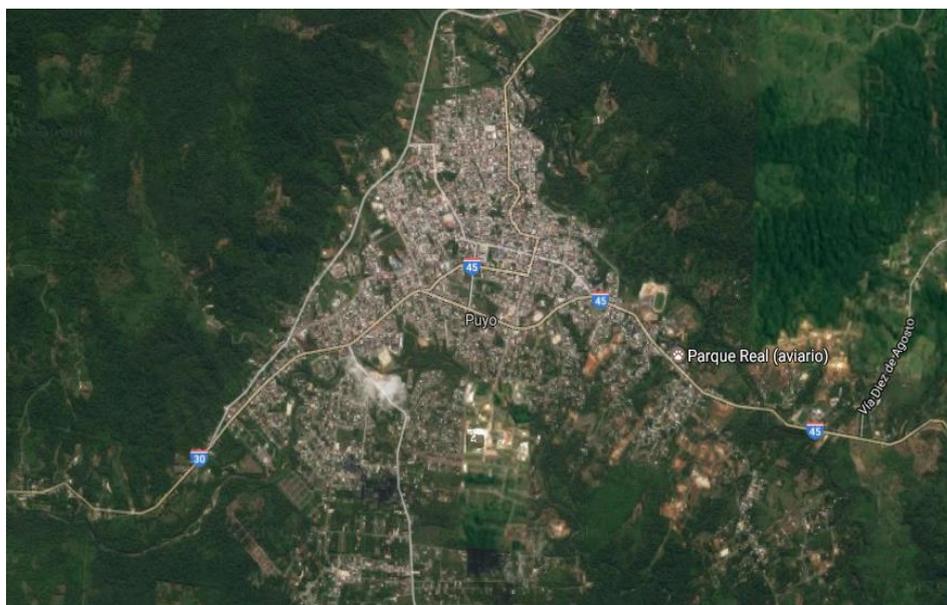


Figura 2.1 Mapa geográfico del sector Puyo.

Fuente: Google Earth, 2017.

El bloque habitacional se construirá en la ciudad de Puyo, en la Ave. Alberto Zambrano Palacios, aledaño a los hangares del Consejo Provincial de Pastaza. La Ave. Alberto Zambrano es un tramo de la troncal amazónica E45. La zona del proyecto actualmente disponible para la construcción de la nueva infraestructura es de 290m², la cual se encuentra ubicado en el centro sur de la ciudad de Puyo.



Figura 2.2 Ubicación del área de trabajo.
Fuente: Google Earth, 2017.



Figura 2.3 Área donde se construirá el bloque de vivienda multifamiliar.
Fuente: Arq. Quishpe, 2017.

2.2 Infraestructura existente

La ciudad de Puyo es uno de los mayores destinos turísticos en la Amazonía, por lo cual cuenta con la infraestructura necesaria para hospedar a los turistas. Existen viviendas de hasta 3 pisos, hostales y hoteles para albergar a los ciudadanos y visitantes. Así mismo existen iglesias, restaurantes, cafeterías, bares, discotecas, entre otros sitios de recreación. La ciudad también cuenta con infraestructura para la educación, destacando entre ellas varias escuelas y la Universidad Estatal Amazónica.

Cabe recalcar que la mayoría de las edificaciones utilizan el sistema estructural de pórticos de concreto resistente a momento (PCRM), utilizando paredes de mampostería no estructural (bloques y ladrillos no reforzados). Existen casos de construcción informal, es decir, sin evidente presencia de ingeniería en el diseño, los cuales se pueden apreciar en viviendas de bajos recursos las cuales son de hormigón armado, madera o construcción mixta.

Por otro lado, existen galpones de estructura metálica que se utilizan para la actividad comercial o para almacenaje de materiales, grandes bodegas de almacenamiento construidas con pórticos, silos de almacenamiento, entre otros.

2.3 Estudios preliminares

Para poder hacer el diseño estructural del edificio se requieren estudios previos, tales como el estudio topográfico y el estudio de suelos. Éstos influirán posteriormente en la determinación de las fuerzas sísmicas laterales, el diseño del sistema estructural y el diseño de la cimentación.

2.3.1 Estudio topográfico

La ciudad de Puyo se encuentra ubicada a una altura de 930 metros sobre el nivel del mar (msnm). Las cotas del terreno en donde se propondrá la construcción del bloque no varían significativamente, por lo que se puede considerar el terreno plano. Al tratarse de un terreno de dimensiones menores (290 m^2), la cota topográfica se puede considerar constante en toda la extensión del área de construcción.

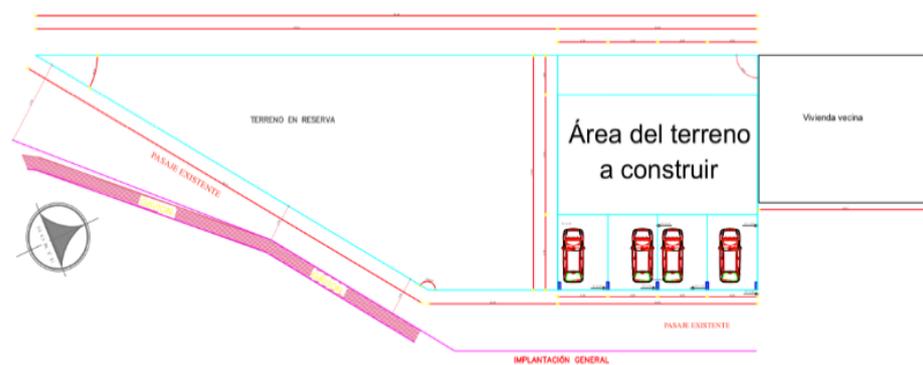


Figura 2.4 Ubicación de la vivienda dentro del Terreno de zona de construcción.

Fuente: Arq. Quishpe, 2017.

También se consideró la influencia topográfica de las viviendas aledañas, siendo evidente la diferencia de cota entre la estructura que se encuentra en el lateral derecho del terreno del bloque de vivienda a construir. Como se puede apreciar en las figuras 2.5 y 2.6, en este lado se tiene un muro de mampostería no estructural aparentemente de construcción informal. Este muro presenta un potencial riesgo al bloque habitacional, teniendo en cuenta que el muro podría fallar al momento de un sismo. La falla del muro ocasionaría daños importantes a la estructura del bloque multifamiliar, por lo que se tiene que plantear una solución geotécnica al problema de desnivel. El muro de mampostería de la vivienda aledaña llega a tener una altura de 2 metros medido desde la cota de implantación del proyecto.



Figura 2.5 Muro de mampostería de la vivienda aledaña.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.



Figura 2.6 Acercamiento del muro de mampostería.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

2.3.2 Información geológica y estudio de suelos

Según el mapa geológico, Puyo está ubicado al este de la cordillera de los Andes, en la parte occidental del oriente del Ecuador. La misma se encuentra atravesada por la formación geológica Arajuno, la cual tiene un espesor aproximado de 1000 metros y está dividida en 3 capas. La capa más superficial contiene suelos de arenisca, lignita y arcilla repartidas en sus estratos. Esta configuración en su perfil geotécnico propone un diseño más exhaustivo en la cimentación considerando posibles asentamientos unitarios, ya que el tener material blando (arcillas), esta es más susceptible a hundimientos.

Cabe recalcar que el estudio de suelos que se obtuvo no fue realizado en la zona de construcción, este tiene lugar a 70 metros de la implantación del edificio. Considerando el mapa geológico, la uniformidad de los suelos en la zona y la estratigrafía constante del lugar se puede asumir que el estudio de suelo en la zona es acertado para el sitio de implantación.

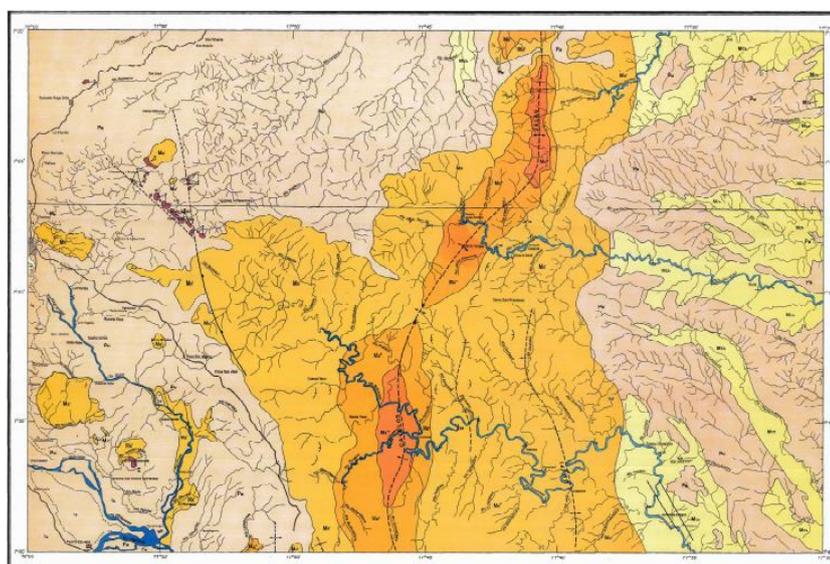


Figura 2.7 Mapa geológico de Puyo.
Fuente: Geo-Investigación, 2017.

El trabajo de campo consistió de 2 perforaciones o ensayos de penetración estándar (SPT), ubicadas como se indica en la figura 2.8. En cada una de las perforaciones se realizó un ensayo de penetración cada 0.5 metros y se recuperó muestras alteradas con la misma frecuencia.



Figura 2.8 Ubicación de los sondeos.
Fuente: Ecuasuelos, 2013.

Los trabajos en el laboratorio de suelos consistieron en la obtención de humedad natural, clasificación manual de todas las muestras recuperadas, obtención de los límites de Atterberg y granulometría de las muestras representativas de cada estrato.



Figura 2.9 Perforaciones en campo.
Fuente: Ecuasuelos, 2013.



Figura 2.10 Muestra alterada de Suelo.
Fuente: Ecuasuelos, 2013.

En general, los suelos detectados en la zona corresponden a limos areno-arcillosos de alta compresibilidad con clasificación SUCS MH, limos de alta plasticidad, en la parte superficial se tiene material sedimentario menos compacto.

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.		PROYECTO : EDIFICIO "CA CEP"	OBRA : CIMENTACION	LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO	PERF. N° : -1-	PROFUND. : 1,00-1,50 m	MUESTRA N° : -3-	OPERADOR : M.R.
ESTUDIO DE LOS SUELOS R.P. 17 - 01 - 5489 Teléfono 2286-600								
ENSAYOS DE CLASIFICACION							ASTM D422- D423-D424	
	GOLPES	PESO CAPSULA (g)	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	CONT. DE AGUA (%)	RESULTADO %		
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	8,44	60,48	48,25	30,72			
	-----	8,79	60,74	48,53	30,72	30,7		
2.- LIMITE LIQUIDO	39	7,55	22,58	17,58	49,85			
	29	8,39	21,52	17,10	50,75			
	21	8,07	20,85	16,53	51,06			
	13	8,32	23,04	17,95	52,86	51,0		
3.- LIMITE PLASTICO	-----	8,00	12,15	11,05	36,07			
	-----	8,76	12,35	11,39	36,50			
	-----	8,23	12,74	11,54	36,25	36,3		
4.- GRANULOMETRIA					5.- CLASIFICACION			
Masa del recipiente =		102,32 (g)			GRAVA = 0 %			
Masa recip. + suelo hum. =		224,87 (g)			ARENA = 5 %			
Masa de suelo humedo. =		122,55 (g)			FINOS = 95 %			
Masa de suelo seco =		93,75 (g)						
TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)				
3"	0	0,00	0,00	100	W _L = 51,0 %			
1 1/2"	0	0,00	0,00	100	W _P = 36,3 %			
1"	0	0,00	0,00	100	I _P = 14,7 %			
3/4"	0	0,00	0,00	100				
1/2"	0	0,00	0,00	100				
3/8"	0,00	0,00	0,00	100				
4	0,00	0,00	0,00	100	CLASIFICACION			
10	0,12	0,13	0,13	100	SUCS = MH			
40	0,81	0,86	0,99	99	AASHTO = -----			
200	4,06	4,33	5,32	95	IG (86) = -----			
					IG (45) = -----			

Figura 2.11 Límites de Atterberg y Granulometría.
Fuente: Ecuasuelos, 2013.

La capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo es otro parámetro importante para el diseño la cimentación de la estructura. De este parámetro depende la configuración estructural de la cimentación, el ancho y espesor de zapata, además nos indica si es recomendable usar plintos aislados, zapatas corridas o losa de cimentación. De los resultados del estudio de suelo se determinó que la capacidad portante o esfuerzo último es de 18 Ton/m².

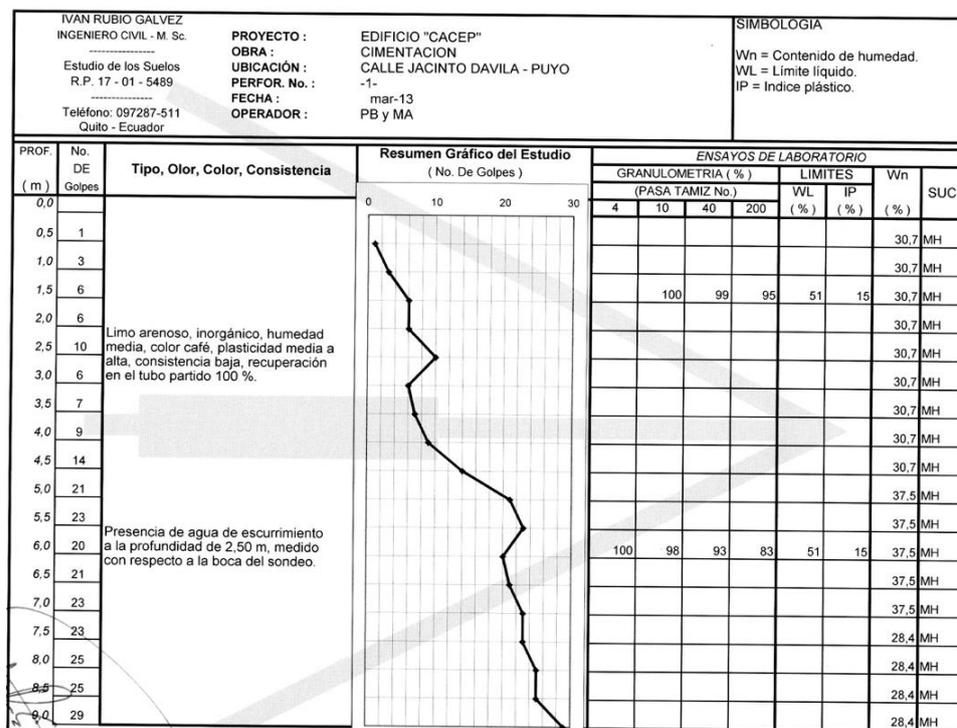


Figura 2.12 Resultados del ensayo SPT y clasificación SUCS.
Fuente: EcuSuelos, 2013.

Para estimar el empuje lateral en estructuras de contención (tablestacas, pilotines, micropilotes, muros de

contrafuerte) se consideró el peso seco de suelo de 1.2 Ton/m³. El ángulo de fricción, la cohesión efectiva y la cohesión no drenada fueron estimados por medio de correlaciones con el número de golpes y los límites de Atterberg. Esta estimación se explica con detenimiento en el capítulo 6. En la tabla II se muestran los parámetros utilizados para el empuje de suelos.

Tabla II. Parámetros del estudio de suelos.
Parámetros del estudio de suelos

Parámetro	Simbología	Magnitud	Unidades
Esfuerzo último	σ_u	18	Ton/m ²
Peso Unitario	γ	1.2	Ton/m ³
Ángulo de fricción Efectivo	ϕ	28.5	Grados °
Cohesión Efectiva	C_r	5	Ton/m ²

Fuente: Ecuasuelos, 2013.

2.3.2.2 Estratigrafía del suelo

En base a las 2 perforaciones que se hicieron en el estudio de suelos, se determinó en ambas que el primer y único estrato que se encontró hasta los 10 metros de profundidad es un limo areno-arcilloso de alta compresibilidad, de color café, plasticidad media a alta, humedad media y consistencia

baja. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar (NSPT) varía entre 1 y 29, lo cual indica una compacidad relativa muy dispersa, de suelta a compacta, y la humedad se encontró entre 28 y 37 %.

Dentro de la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) se considera que el suelo presente es un limo de alta plasticidad (MH). Se detectó la presencia de agua de escurrimiento a la profundidad de 2.50 metros, medido con respecto a la boca de sondeo. En la tabla IV se muestra un resumen de resultados del estudio de suelos.

Tabla III. Compacidad relativa y consistencia de suelos según ensayo SPT.

Arenas		Arcillas	
Bastante Segura		Relativamente Insegura	
Número de Golpes por 30 cm. N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm. N	Consistencia
0 a 4	Muy suelta	Menos de 2	Muy blanda
4 a 10	Suelta	a 4	Blanda
10 a 30	Media	4 a 8	Media
30 a 50	Compacta	8 a 15	Firme
Más de 50	Muy Compacta	15 a 30	Muy firme
		Más de 30	Dura

Fuente: Braja, M., 2013.

Tabla IV. Resumen de ensayos SPT y Humedad relativa.

Estratigrafía del Suelo		
Número de perforaciones	2	
Profundidad de perforación	10 Metros	
Clasificación SUCS	MH	
Parámetro	Simbología	Magnitud
Número de golpes en el ensayo de penetración Estándar	NSPT	1 a 29
Humedad Relativa	%H	28 a 37 %

Fuente: Ecuasuelos, 2013.

2.4 Aspecto Poblacional

Puyo es la tercera ciudad con mayor población dentro de la Amazonía ecuatoriana. Según el censo del 2010 proporcionado por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC), la ciudad cuenta con 33,557 habitantes.

2.4.1 Actividades económicas

Las principales actividades económicas en la ciudad de Puyo son el comercio, el turismo y la agricultura. Debido a su ubicación en medio de la selva amazónica, la ciudad se ha convertido en uno de los mayores destinos turísticos durante los últimos años. La oferta

turística se centra en la diversidad ecológica, interculturalidad, gastronomía, y deportes de aventura.

La agricultura de la ciudad se basa principalmente en la piscicultura, avicultura, así como en la extracción de madera. El comercio dentro de Puyo se da de manera formal e informal. La inversión privada ha sido esencial para el crecimiento de la ciudad, el comercio consta de pymes, microempresas, así como negocios informales.

2.5 Evaluación del riesgo sísmico

Puyo se considera como una zona de alto riesgo sísmico dentro de Ecuador, esto se puede observar de mejor manera en el espectro de aceleraciones de la ciudad. Dentro de la Norma Ecuatoriana de Construcción vigente, la NEC 2015, se establece que el valor del 'Peak Ground Acceleration' o aceleración en roca "Z" es de 0.3 veces el valor de la gravedad.

Considerando el PGA de la ciudad, sumado a las condiciones geotécnicas desfavorables que se tiene en el Puyo, las edificaciones que se construyan en la ciudad tienen que tener un diseño sismoresistente adecuado para resistir las demandas y sollicitaciones ante eventos sísmicos.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN FRANCISCO DE BORJA	SAN FRANCISCO DE BORJA	QUIJOS	NAPO	0.40
EL CHACO	EL CHACO	EL CHACO	NAPO	0.40
BAEZA	BAEZA	QUIJOS	NAPO	0.40
PAPALLACTA	PAPALLACTA	QUIJOS	NAPO	0.40
ARCHIDONA	ARCHIDONA	ARCHIDONA	NAPO	0.35
COTUNDO	COTUNDO	ARCHIDONA	NAPO	0.35
TENA	TENA	TENA	NAPO	0.35
LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	0.15
TARACOA	TARACOA	ORELLANA	ORELLANA	0.15
NUEVO ROCAFUERTE	NUEVO ROCAFUERTE	AGUARICO	ORELLANA	0.15
TIPUTINI	TIPUTINI	AGUARICO	ORELLANA	0.15
PAYAMINO	PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	ORELLANA	ORELLANA	0.25
SAN SEBASTIAN DEL COCA	SAN SEBASTIAN DEL COCA	LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	0.25
PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	PUERTO FRANCISCO DE ORELLANA	ORELLANA	ORELLANA	0.25
SHELL	SHELL	MERA	PASTAZA	0.30
PUYO	PUYO	PASTAZA	PASTAZA	0.30
MERA	MERA	MERA	PASTAZA	0.35
SIMÉN BOLIVAR	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.50

Figura 2.13 Factor Z de diferentes ciudades del Ecuador.
Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

Tabla V. Factor Z para la ciudad de Puyo.

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
Puyo	Puyo	Pastaza	Pastaza	0.30

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

CAPÍTULO 3

PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

3.1 Descripción del bloque multifamiliar

El edificio residencial propuesto posee tres niveles y tiene dimensiones de 9 metros de ancho por 16.20 metros de largo. El área en planta del edificio es de 145.8 m² sin incluir la zona de garaje ni el patio trasero. La altura del edificio al nivel de la terraza es de 8.10 m, y la altura de cada entrespiso es de 2.70 m.

La edificación es simétrica y se divide en 4 apartamentos idénticos para albergar 4 familias, cada familia tendría una residencia con planta baja, 2 pisos altos y una terraza accesible en común.



Figura 3.1 Vista frontal, Arquitectónico.
Fuente: Arq. Quishpe, 2017.

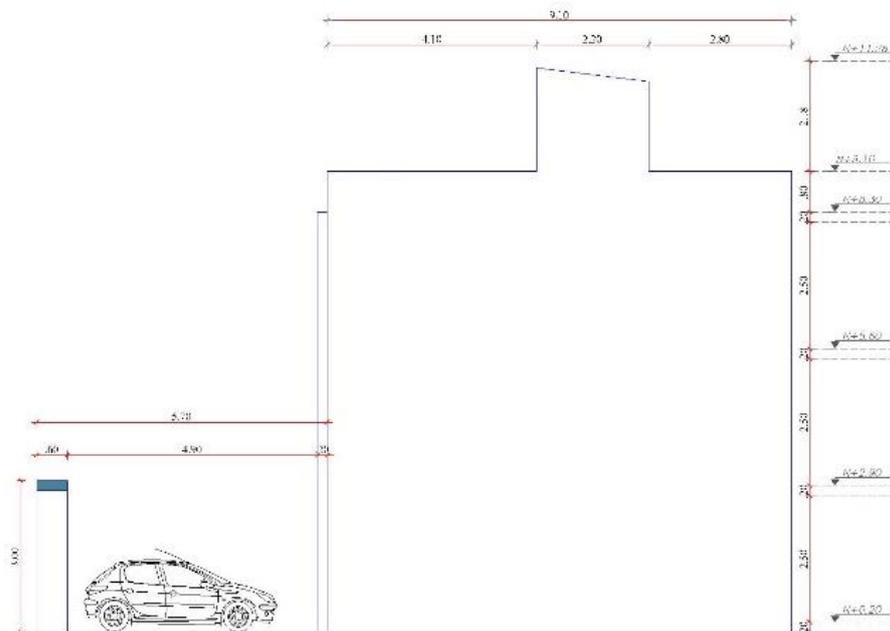


Figura 3.2 Fachada lateral del edificio.
Fuente: Arq. Quishpe, 2017.

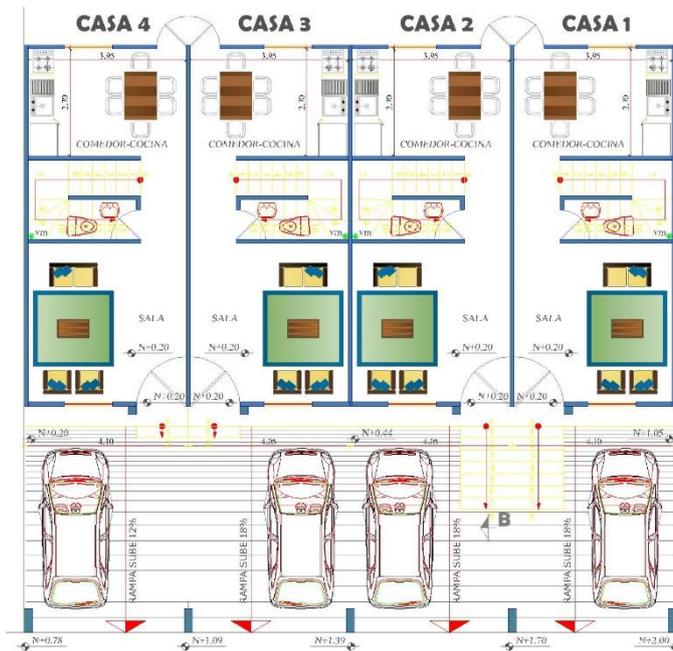


Figura 3.3 Diseño arquitectónico del edificio
(Planta baja).
Fuente: Arq. Quishpe, 2017.

Del diseño arquitectónico se puede apreciar que cada vivienda posee su propia área de parqueo. La planta baja consiste de una sala con baño social, comedor-cocina, además de un patio trasero. En el primer y segundo piso de la planta alta se encuentran las habitaciones, en el último piso se tiene una terraza común con una bodega para cada vivienda.

3.2 Alternativas de diseño propuestas

Se planteó diseñar el bloque multifamiliar utilizando uno de los tres sistemas estructurales propuestos, éstos son:

- Pórticos de concreto resistente a momento.
- Sistema dual de pórticos de concreto resistente a momento y muros de corte de hormigón armado.
- Pórticos de acero resistentes a momento.

Se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales para cada alternativa de sistema estructural. A partir de este dimensionamiento se logró realizar un análisis técnico-económico, con el cual se eligió la alternativa más factible.

Se identificaron las cargas gravitacionales y sísmicas actuantes en la estructura. La carga muerta sobreimpuesta y la carga viva se asumieron

independientes del sistema estructural. La carga muerta por peso propio de elementos estructurales y la carga sísmica varían para cada alternativa. En cada alternativa, se pre dimensionó la superestructura y la subestructura. El pre dimensionamiento de la superestructura se realizó en base a cada sistema estructural. No así, se siguió el mismo procedimiento para pre diseñar la subestructura de cada alternativa, la cual consiste de zapatas corridas para los tres sistemas estructurales, se eligió zapatas corridas para controlar los asentamientos diferenciales que se pueden producir en arcillas.

Las dimensiones de las zapatas se calcularon preliminarmente en base al esfuerzo admisible del suelo, proporcionado por el estudio de suelos. Seguido de esto se utilizó el software de geotecnia GEO5 para refinar las características de la cimentación.

El programa de cimentaciones de GEO5, utiliza la teoría de Brinch y Hansen para calcular la capacidad portante del suelo en base a los parámetros de resistencia del suelo. A partir de la capacidad portante del suelo, el programa verifica las características de la cimentación, incluyendo la profundidad de cimentación, el suelo de mejoramiento y las dimensiones requeridas de la zapata.

3.3 Definición de cargas

3.3.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales que actuarán en la estructura serán la carga viva y la carga muerta. La carga muerta depende del peso propio de los elementos estructurales en cada sistema estructural, mientras que la carga muerta sobrepuesta dependerá del peso propio de los elementos no estructurales.

Tabla VI. Cargas gravitacionales actuantes sobre la losa.

CARGA MUERTA SOBREPUESTA (Ton/m²)			
Entrepisos 1-2		Entrepisos 1-2	
Baldosas	0.12	Baldosas	0.12
Paredes	0.18	Paredes (50%)	0.09
Enlucidos	0.02	Enlucidos (50%)	0.01
Ductos	0.02	Ductos	0.02
Cielo raso(Gypsum de 13mm)	0.01	Cielo raso(Gypsum de 13mm)	0.01
W_d Total	0.35	W_d Total	0.25
CARGA VIVA SOBREPUESTA			
Entrepisos 1-2		Entrepisos 1-2	
W_i	0.20	W_i	0.20

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

La carga muerta sobrepuesta que actuará sobre la losa del edificio se encontró a partir de estimaciones del peso propio los elementos no estructurales que inciden sobre ésta. La carga viva se tomó de la norma ecuatoriana de la construcción vigente, NEC 2015. En la tabla

VI se puede apreciar el resumen de cargas gravitacionales actuantes sobre la losa, indiferente a la alternativa de sistema estructural.

3.3.2 Cargas sísmicas por análisis estático

El análisis estático nos permite representar la carga sísmica que se genera en la estructura al momento de un evento sísmico. Estas cargas se modelan a través de fuerzas estáticas actuantes en el centro de masa de cada entrepiso, aumentando su magnitud con la altura de cada entrepiso.

3.3.2.1 Tipo de edificación

Es necesario conocer el tipo de edificación para conocer el factor de importancia I que se debe tener en cuenta al momento del diseño sismo resistente. La norma NEC clasifica las estructuras en base a la tabla VII. Debido a que la edificación será de uso residencial, se tomó el factor de importancia I igual a 1.

Por otro lado, en base al sistema estructural utilizado en cada alternativa se definió el factor de reducción de resistencia sísmica R . Se utilizó la tabla VIII, establecida por la NEC, para hallar este factor en cada alternativa. El coeficiente R se

estableció equivalente a 8, para los tres sistemas estructurales.

Tabla VII. Coeficiente de importancia según el tipo de edificación.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Entre otros.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Edificios públicos.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

Tabla VIII. Coeficiente de reducción R según el sistema estructural.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

3.3.2.2 Espectro de respuesta elástica

Con el fin de llevar a cabo el análisis estático se debió construir el espectro elástico de respuesta sísmica y el

espectro de diseño, con el que se encontró el porcentaje del peso sísmico que generará las fuerzas sísmicas. El espectro elástico de respuesta compara las aceleraciones S_a generadas en la estructura en función de su periodo fundamental T .

El espectro de respuesta según la NEC 2015, dependerá de los siguientes parámetros.

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio.
- Los coeficientes de amplificación del sitio F_a , F_d y F_s .
- La razón η , entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Este factor depende de la región del Ecuador.

El espectro de respuesta elástica para el sitio de construcción se graficó utilizando el modelo de espectro de la figura 3.4. Los parámetros necesarios para la elaboración del espectro se detallan en la tabla IX, y el espectro de respuesta elástica graficado se muestra en la figura 3.5.

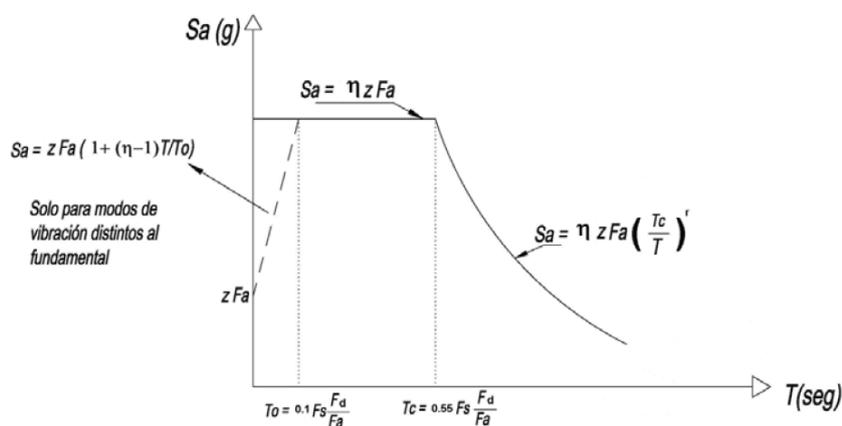


Figura 3.4 Modelo de cálculo del espectro de respuesta elástica.

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

Tabla IX. Parámetros para el cálculo del espectro elástico.

Cálculo del espectro de respuesta sísmica		
Factor de zona sísmica (Puyo)	Z	0.3
Coeficientes NEC 2015	Sitio de tipo	E
	Fa	1.25
	Fd	1.7
	Fs	1.7
	n (Oriente)	2.6
Periodos en la meseta	r	1.5
	To	0.23
	Tc	1.27
Sa (T=0)	zFa	0.375
Sa máx	nZFa	0.975

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

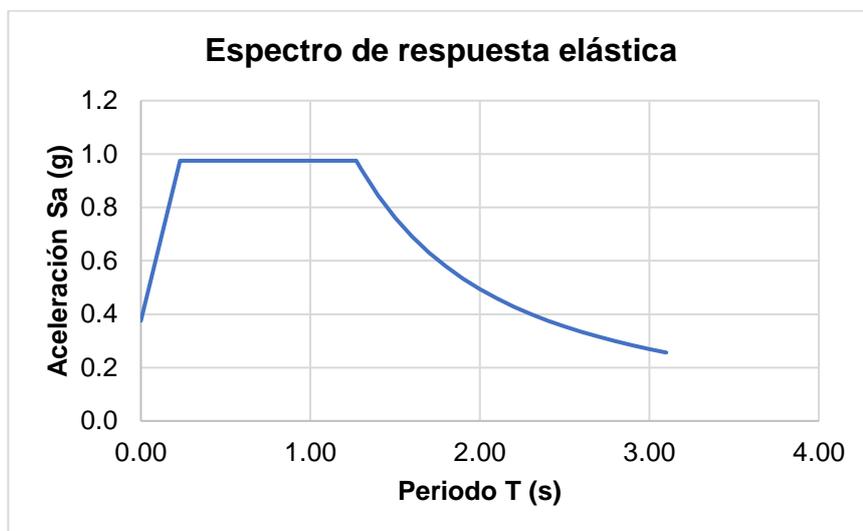


Figura 3.5 Espectro elástico del sitio de implantación del edificio en Puyo.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.3.2.3 Espectro de respuesta inelástica

A partir del espectro de respuesta elástica, se procedió a calcular el espectro de diseño, o de respuesta inelástica. El espectro de diseño se consigue escalando las ordenadas del espectro elástico, de acuerdo con la ecuación 3.1. Este espectro grafica el coeficiente de respuesta sísmica C_s en función del periodo de la estructura.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} \quad (3.1)$$

Los coeficientes de irregularidad en planta ϕ_p y ϕ_e tomaron el valor de 1, debido a que la estructura no presenta irregularidades. Incluso considerando las aberturas del piso

por las escaleras, se encontró que éstas no son de un tamaño significativo para representar una irregularidad. El espectro de respuesta inelástica se muestra en la figura 3.6. A partir de éste, se calcularon las fuerzas sísmicas tanto para el análisis estático, como el dinámico.

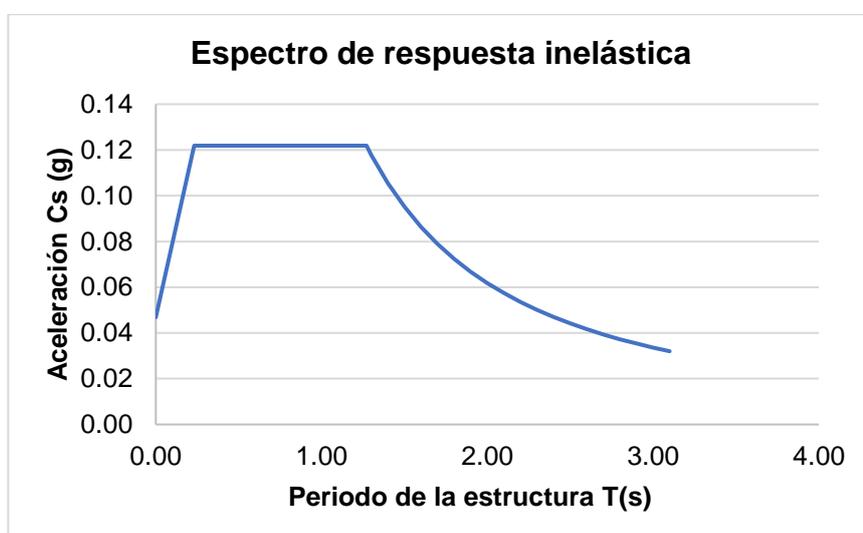


Figura 3.6 Espectro inelástico del sitio de implantación del edificio en Puyo.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.3.2.4 Cálculo del periodo fundamental de la estructura

El periodo de la estructura, tanto en la dirección X como en la dirección Y, se calculó según la norma NEC utilizando la ecuación n. Los coeficientes α y C_t dependen del sistema estructural y se especifican en la tabla X.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (3.2)$$

Tabla X. Coeficientes C_t y α para el cálculo del periodo.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

3.3.2.5 Cálculo del peso sísmico

El peso sísmico de la estructura, o carga sísmica reactiva, incluye la carga muerta total, es decir carga muerta sobreimpuesta y carga por peso propio de los elementos. Además, se incluye el 25% de la carga viva únicamente en el caso de bodegas y almacenes. La carga sísmica resultante se obtiene mediante la expresión 3.3, multiplicando la carga superficial por el área y número de pisos.

$$W = w_d + w_{pp} + 0.25w_l \quad (3.3)$$

3.3.2.6 Cálculo del cortante basal

El cortante basal se encontró como el producto del peso sísmico W y el coeficiente de respuesta sísmica C_s , correspondiente el periodo de la estructura T .

$$V = C_s W \quad (3.4)$$

3.3.2.7 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La distribución vertical de las fuerzas sísmicas se realizó a partir del peso sísmico correspondiente a cada piso y la altura de entresijos. En el caso de que el cortante basal sea el mismo, tanto en la dirección X como en la dirección Y, las fuerzas sísmicas resultantes del sismo en X y el sismo en Y serán de igual magnitud.

Para encontrar la fuerza sísmica correspondiente a cada piso, se utilizó la ecuación 3.5. Por facilidad de cálculo, se tabularon los resultados para cada nivel. Se encontró primero el producto $W_x h_x$ en cada piso, luego su suma total y seguido de esto el factor Cv_x .

A partir de este factor se calcularon las fuerzas sísmicas en cada piso. El coeficiente k se encontró basado en la tabla XI.

$$F_x = Cv_x V \quad (3.5)$$

$$\text{Dónde } Cv_x = \frac{W_x H_x^k}{\sum_{i=0}^N W_i h_i^k}$$

Tabla XI. Cálculo del coeficiente k para distribución vertical de fuerzas sísmicas.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

El cortante de entrepiso V_i , se calculó como la suma acumulada de las fuerzas sísmicas comenzando desde el último piso hasta el piso i. Además, se consideró la posible inclinación en la dirección del sismo, por lo que en cada sismo de diseño se consideró el 100% de la fuerza sísmica en una dirección, más el 30% de la fuerza sísmica en la dirección ortogonal.

3.3.2.8 Cálculo de fuerzas internas por el método del portal

Con el fin de encontrar las fuerzas internas debido al sismo en las vigas y columnas de la estructura, se utilizó el método del portal. Éste es un método aproximado para analizar estructuras hiperestáticas ante cargas laterales, como pueden ser de sismo o viento. Se utilizó este método para el pre diseño de cada alternativa en cuanto a la carga sísmica.

En el método del Portal se resuelve la estructura por medio de las ecuaciones de la estática, basándose en las siguientes hipótesis.

1. En un entrepiso cualquiera, el cortante en las columnas interiores es el doble del cortante en las columnas exteriores.
2. Los puntos de inflexión (PI) están situados en los puntos medios de los elementos.
3. La fuerza horizontal total en un nivel dado es la suma de todas las fuerzas horizontales aplicadas encima de dicho nivel.

Al realizar el cálculo de la estructura, se encuentran las fuerzas cortante y axial en los puntos de inflexión de los elementos. A partir del cortante, se encuentran los momentos máximos en los elementos por el método gráfico.

Este método se limita al análisis de edificios bajos (menos de 25 pisos) y pórticos uniformes. Se ha encontrado que bajo estas condiciones los resultados obtenidos son satisfactorios. En edificios altos, se pueden obtener errores de hasta 50%.

3.3.3 Análisis dinámico con ETABS

Para el análisis sísmico dinámico se consideró el método modal espectral. Este análisis a diferencia del método estático tiene la ventaja de estimar más acertadamente los resultados debido al evento sísmico en los elementos de un sistema estructural. Se calcula únicamente los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo de vibración usando el espectro de diseño. Los valores determinados por el análisis modal espectral se obtienen mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos, a este procedimiento se le conoce por sus siglas en inglés SRSS.

El análisis dinámico se realizó en el software ETABS para cada alternativa. Para esto se debió ingresar el espectro de respuesta del sitio de construcción, en la ciudad de Puyo. Se seleccionó el método SRSS para calcular los parámetros de respuesta sísmica. A partir de este análisis, se obtuvieron de manera más exacta las fuerzas internas generadas en los elementos debido al sismo. Este análisis se utilizó también para el diseño estructural de la alternativa seleccionada.

Según la norma NEC, el cortante basal del análisis dinámico no puede ser menor al 80% del cortante basal del análisis estático. En caso de que esto no se cumpla, se deberá ajustar el análisis dinámico de forma que se obtenga un cortante basal mayor o igual al 80% del estático. Esto se realizó para las alternativas que no cumplieron con este requerimiento, escalando el cortante basal dinámico para obtener resultados adecuados.

3.3.4 Combinaciones de carga

La NEC 2015 establece las siguientes combinaciones de carga para ser consideradas en el diseño estructural.

Tabla XII. Combinaciones de carga utilizadas para diseño estructural.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

En las combinaciones 3, 4 y 5; se puede tomar el factor de carga viva igual a 0.5L cuando ésta sea menor a 4.8 kN/m² (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

3.4 Sistema de pórticos de concreto resistentes a momento

3.4.1 Configuración estructural del edificio

Este sistema estructural es utilizado en las construcciones tradicionales en el Ecuador, consta de pórticos de concreto armado resistentes a momento para resistir las cargas gravitacionales y sísmicas.

Dentro de la configuración estructural, se eligieron 4 ejes principales en el sentido X y 5 ejes principales en el sentido Y. El espaciamiento entre ejes se puede observar en la figura 3.7.

En cuanto al sistema de piso se propuso utilizar una losa nervada en una dirección, con los nervios en sentido paralelo al eje Y. No existen vigas secundarias, a excepción de las vigas colocadas para soporte de las escaleras.

Este sistema no incluye muros de corte, por lo que la fuerza sísmica deberá ser resistida en su totalidad por los pórticos. Además, el sistema puede ser muy flexible, por lo que no es la mejor opción en zonas de alta sismicidad. Los materiales utilizados para el diseño del concreto armado, tienen las siguientes características de resistencia.

Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

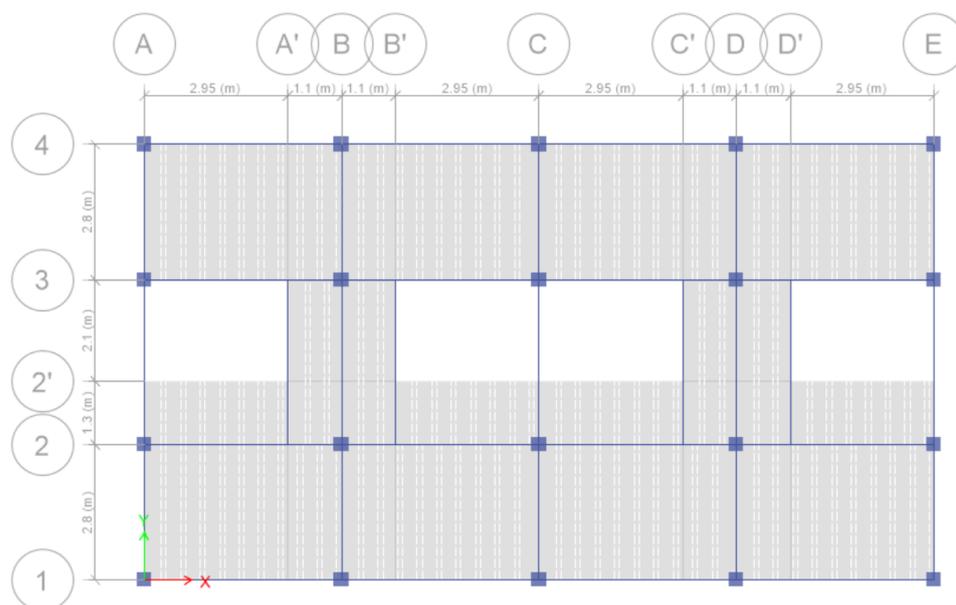


Figura 3.7 Planta tipo del edificio (PCRM).
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

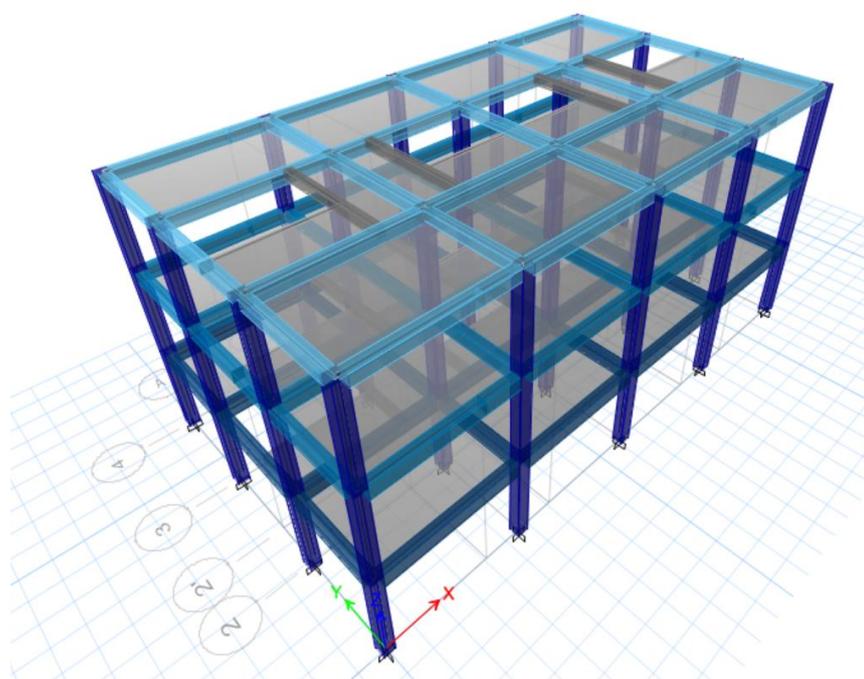


Figura 3.8 Modelo en 3D de la edificación (PCRM).
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

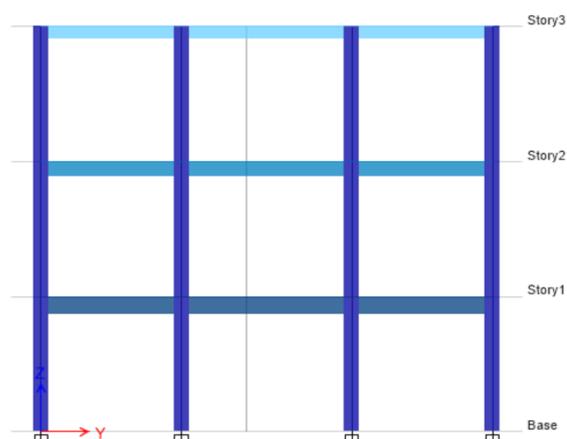


Figura 3.9 Pórtico tipo en la dirección Y (PCRM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

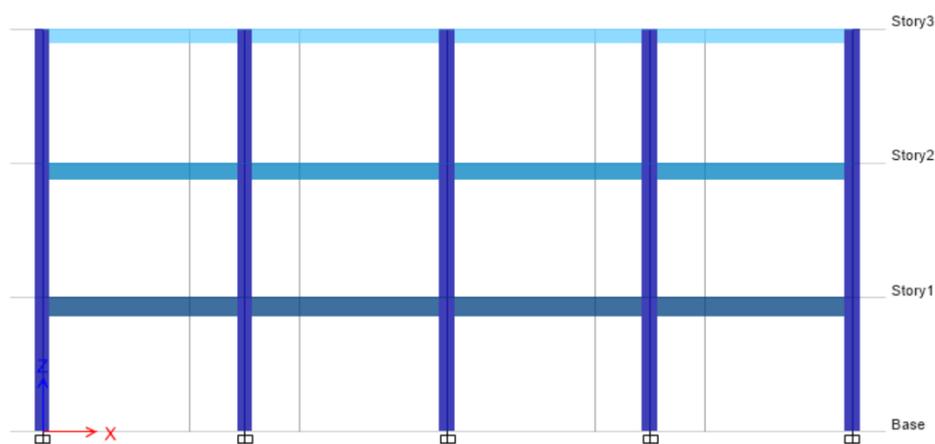


Figura 3.10 Pórtico tipo en la dirección X (PCRM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.2 Resultados del análisis estático

Siguiendo el procedimiento en la sección anterior se encontraron los parámetros necesarios para calcular las fuerzas sísmicas. Éstos se detallan en la tabla XIII. Una vez encontrado el cortante basal, se procedió a calcular la distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

Éstas son las que actuarán en el centro de masa de cada piso. Cabe recalcar que debido a que el sistema estructural es el mismo, pórticos de concreto resistente a momento en ambas direcciones (X y Y), las fuerzas sísmicas serán las mismas.

Tabla XIII. Resultados del análisis estático para el sistema de PCRM.

Periodo fundamental	Ta (s)	0.36
Peso sísmico	W (Ton)	276.73
Aceleración espectral	Sa	0.98
Coefficiente de respuesta sísmica	Cs	0.12
Cortante Basal	V (Ton)	33.63

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XIV. Distribución vertical de fuerzas sísmicas en el sistema de PCRM.

Nivel	Altura H_i (m)	Peso sísmico W_i (Ton)	$W_i h_i$	C_{v_i}	Fuerza por piso F_i (Ton)	Cortante de entrepiso V_i (Ton)
3	8.1	79.32	658.32	0.44	14.83	14.83
2	5.6	98.71	552.76	0.37	12.45	27.28
1	2.9	98.71	286.25	0.19	6.45	33.73
SUMA		276.73	1497.32	1	33.73	-

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

La tabla XIV detalla la distribución de las fuerzas sísmicas para este sistema estructural. Las fuerzas sísmicas actuantes en cada piso

tanto para el sismo en la dirección X como para la dirección Y, se muestran en la tabla XV.

Tabla XV. Fuerzas sísmicas actuantes en el sistema PCRM.

Entrepiso	Sismo en X		Sismo en Y	
	$F_{i,x}$ (Ton)	$F_{i,y}$ (30%) (Ton)	$F_{i,x}$ (30%) (Ton)	$F_{i,y}$ (Ton)
3	14.83	4.45	4.45	14.83
2	12.45	3.74	3.74	12.45
1	6.45	1.93	1.93	6.45

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.3 Resultados del análisis dinámico

Al realizar el análisis modal espectral, se obtuvieron los resultados presentados en la tabla XVI. En cuanto al análisis estático se obtuvieron valores muy similares a los valores obtenidos manualmente. El cortante basal dinámico se obtuvo cerca de 30 Ton en ambas direcciones, mayor al 80% del cortante basal estático, por lo que no fue necesario ajustar. Los periodos fundamentales de la estructura se obtuvieron mayores al periodo teórico, esto representa mayor flexibilidad en la estructura. La aceleración máxima debido al sismo fue de 1.20 m/s^2 para cada dirección.

Tabla XVI. Resultados del análisis dinámico para el sistema PCRM.

Descripción	Sismo en X	Sismo en Y
Peso sísmico (estático) (Ton)	286.27	286.27
Cortante basal estático (Ton)	34.90	34.90
Cortante basal dinámico (Ton)	29.78	30.22
Porcentaje V_d/V_e	85.4%	86.6%
Aceleración máxima (m/s ²)	1.20	1.20
Periodo fundamental de la estructura (s)	0.50	0.46
Amortiguamiento	5%	5%

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.4 Metodología del pre dimensionamiento

Se procedió a pre dimensionar los elementos estructurales, como son las vigas y columnas del edificio. De esta forma se pudo obtener las secciones requeridas para soportar las cargas gravitacionales y sísmicas.

3.4.4.1 Pre dimensionamiento de la sección de losa

La sección de losa nervada se eligió de acuerdo a los requerimientos del código del ACI 318-14. Éste establece que la altura requerida de elementos a flexión, en este caso el nervio de la losa, debe ser mayor al límite establecido en la

tabla XVII. Esta consideración se realiza con el fin de evitar daños debido a deflexiones al momento de la construcción.

Tabla XVII. Espesores mínimos de losa en una dirección.

Espesor mínimo H				
Condición de apoyo	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Fuente: American Concrete Institute (ACI), 2014.

Debido a la configuración de la losa, el nervio tendrá al menos un extremo continuo, por lo que el espesor mínimo requerido es $l/18.5$, donde l es la mayor longitud no apoyada del nervio.

3.4.4.2 Pre dimensionamiento de columnas

Se eligió una sección transversal para todas las columnas del edificio, siguiendo el procedimiento indicado a continuación.

En primer lugar, se tomó una columna interior, al ser éste el

caso más crítico. Por simplicidad de cálculo, no se consideró los espacios de las escaleras en el pre diseño.

Se calculó el área de influencia de la columna tomando el área limitada por la mitad de los vanos adyacentes en la dirección X y en la dirección Y. Seguido se calculó la carga total de servicio actuante en la columna. Las cargas tomadas en consideración fueron gravitacionales únicamente.

La carga viva de servicio se redujo según lo establecido en la NEC 2015, para esto se utilizó la ecuación 3.6, donde el valor de K_{LL} se obtuvo de la tabla 4-2 de la NEC 2015.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right) \quad (3.6)$$

*válido para $K_{LL} * A_i > 37.16 \text{ pies}^2$*

Una vez que se encontró la carga viva reducida, se calculó la carga axial de servicio actuante en la columna de diseño. Finalmente se utilizó la ecuación 3.7 para encontrar el área requerida de la columna.

$$A_e = \frac{P_i}{\alpha f'c} \quad (3.7)$$

El factor α se tomó conservadoramente como un promedio de los valores para columnas esquineras, interiores y exteriores establecidos en la NEC 2015.

3.4.4.3 Pre dimensionamiento de vigas

El pre dimensionamiento de las vigas se lo realizó basado en la resistencia a la flexión y al corte de los elementos. Para esto, se debió encontrar las fuerzas internas actuantes en las vigas a diseñar. Utilizando el método de los coeficientes del ACI y el método del Portal se encontraron las fuerzas cortantes y momentos máximos en las vigas para cada estado de carga. Posteriormente, se mayoraron estas fuerzas utilizando las combinaciones de la NEC 2015 y se encontraron las fuerzas internas a resistir.

Las dimensiones de la sección de viga se seleccionaron a partir del momento máximo. Se seleccionó un ancho b mayor o igual 25 cm y el peralte efectivo de la viga se lo calculó utilizando la ecuación 3.8.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 * f'_c * b}} \quad (3.8)$$

Al peralte efectivo calculado se le sumó 4 cm de recubrimiento, 1 cm del estribo y 1 cm debido a la varilla de acero longitudinal; obteniéndose así la altura requerida de la viga. Finalmente, las dimensiones seleccionadas fueron revisadas por resistencia al corte utilizando la ecuación 3.9 establecida por el ACI. El factor de reducción ϕ toma el valor de 0.75 para resistencia al corte.

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (3.9)$$

$$\text{Donde } V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

3.4.5 Dimensiones adoptadas de los elementos estructurales

3.4.5.1 Sección de losa

Según la configuración en planta del sistema de piso, mostrado en la figura 3.7. La mayor longitud no apoyada del nervio de losa fue de 3.40 m. Siguiendo el límite del ACI $l/18.5$, se obtuvo un espesor de losa requerido de 18.4 cm. Se adoptó una losa de 20 cm de espesor, con una loseta de 5 cm y nervios de 20 cm espaciados 40 cm.

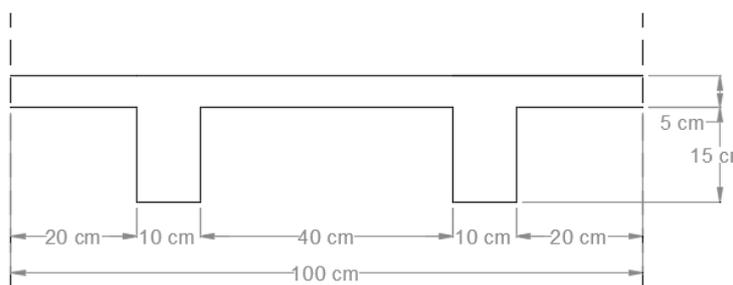


Figura 3.11 Sección de losa nervada en una dirección (PCRM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.5.2 Secciones de columnas

Tabla XVIII. Carga axial de servicio en columna del sistema PCRM.

Entrepiso	Carga Muerta (Ton)	Carga Viva (Ton)	Carga axial (Ton)
3	6.82992	2.247039719	9.08
2	8.499735	2.247039719	10.75
1	8.499735	2.247039719	10.75
Carga total (Ton)			30.57

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se obtuvo que la columna deberá soportar una carga axial total de 30.57 Ton. La columna se eligió de sección cuadrada y el área requerida se calculó de acuerdo con la expresión 3.7, de donde se obtuvo un área requerida de 693.19 cm². La dimensión del lado de la columna debió ser mayor a 26.33 cm, por lo que se adoptó una sección de 30x30 cm².

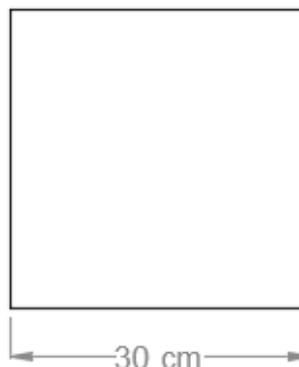


Figura 3.12 Sección gruesa de columnas en el sistema PCRM.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.5.3 Secciones de vigas

El procedimiento detallado para el pre dimensionamiento de vigas se aplicó para obtener las dimensiones de las vigas principales, tanto en la dirección X como en la dirección y. Del mismo modo, se obtuvieron las dimensiones de las vigas de apoyo para las escaleras.

Todas las vigas principales de un mismo piso, en la misma dirección, tienen la misma sección. Se eligió pre dimensionar las vigas del piso 2, al ser este el más representativo. A partir de las secciones obtenidas, se estimaron las secciones para las vigas del piso 1 y 3.

Se calcularon las fuerzas internas, generadas por las cargas gravitacionales y sísmicas. Las cargas fueron mayoradas según las combinaciones de la NEC y se encontraron las fuerzas de diseño.

Tabla XIX. Pre dimensionamiento de las vigas principales del piso 2 del sistema PCRM.

Carga	Viga Principal en X		Viga Principal en Y	
	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)
D	2.98	3.05	0.84	1.48
L	0.85	0.87	0.19	0.34
E	1.64	0.88	1.73	1.11
1.2D+1.6L	4.93	5.05	1.32	2.32
1.2D+0.5L+E	5.64	4.97	2.83	3.06
Fuerzas de diseño (M_u, V_u)	5.64	5.05	2.83	3.06
Pre dimensionamiento por flexión				
B (cm)	25.00		25.00	
d_{req} (cm)	27.22		19.29	
H_{req} (cm)	33.22		25.29	
H (cm)	35.00		30.00	
Revisión por corte				
$\phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd)$ (Ton)	21.51		17.80	
V_u (Ton)	5.05		3.06	
Revisión V_u	OK		OK	
Sección adoptada	25x35		25x30	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se eligieron las dimensiones en base a la demanda por flexión y se revisaron las secciones por resistencia al corte. Los resultados obtenidos para las vigas del piso 2 se muestran en la tabla XIX y las secciones finales para las vigas de la estructura se muestran en la tabla XX.

Tabla XX. Dimensiones de vigas del sistema PCRM

Piso	Vigas principales del eje X		Vigas principales del eje y	
	Base	Peralte	Base	Peralte
3	25	30	25	25
2	25	35	25	30
1	25	40	25	35
Viga secundaria de escalera 20x25				

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

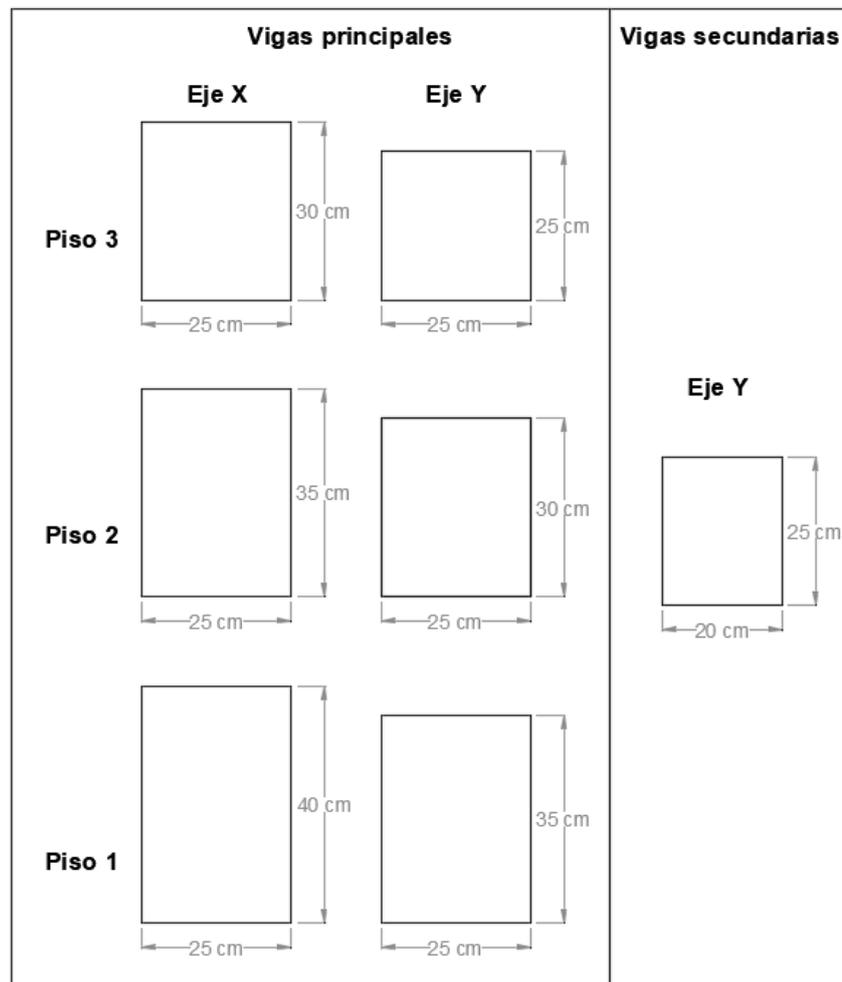


Figura 3.13 Dimensiones de vigas del sistema PCRM.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.4.6 Pre diseño de la cimentación de la estructura

La cimentación del edificio consiste en zapatas corridas en una dirección. Las zapatas fueron dispuestas en la dirección X por lo que ésta alternativa tendría cuatro zapatas. Luego de realizar el diseño preliminar de la cimentación con ayuda del software GEO5, se encontró que las zapatas tendrían 17 m de largo, 85 cm de ancho y

30 cm de espesor. Conjuntamente, la zapata tendrá una viga de cimentación de 30 cm de ancho por 45 cm de alto.

Se requiere que la profundidad de cimentación sea mayor o igual a 65 cm. Además, se deberá colocar 30 cm de material granular de mejoramiento debajo de las zapatas. El material de mejoramiento deberá extenderse 25 cm de los laterales de la zapata. Los detalles de la cimentación pueden apreciarse en las figuras 3.14 a 3.16.

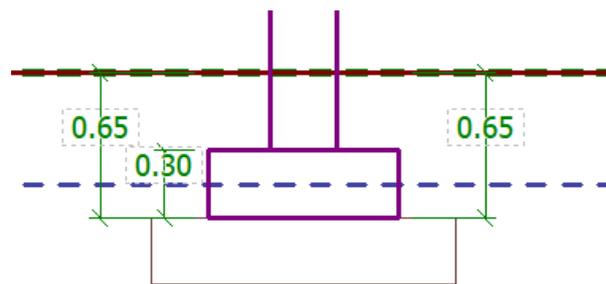


Figura 3.14 Perfil de la zapata (PCMR).
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

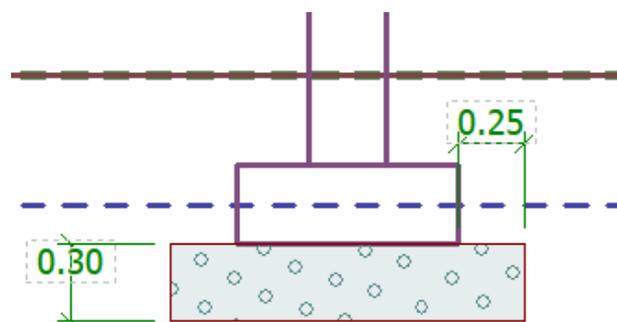


Figura 3.15 Material de mejoramiento
bajo zapatas (PCMR).
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.



Figura 3.16 Vista en planta de la zapata (PCRM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXI. Factor de seguridad para la cimentación del sistema PCRM

Estado de Carga	Servicio	Servicio mas Sismo	Diseño
Base de Zapata (cm)		85	
Bw Viga de Cimentación (cm)		30	
H Viga de Cimentación (cm)		45	
FS	3.16	2.09	2.51
FS Norma NEC	3	1.5	2.5
¿Cumple Factor de Seguridad?	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS
Asentamiento (mm)		22.7	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5 Sistema dual de pórticos de concreto y muros de corte de hormigón armado

3.5.1 Configuración estructural del edificio

Este sistema estructural utiliza pórticos de concreto resistentes a momento junto con muros de corte para resistir las cargas gravitacionales y sísmicas. Los muros de corte le dan mayor rigidez a la estructura, resistiendo en gran parte las fuerzas sísmicas y disminuyendo las deformaciones laterales del edificio.

En la configuración estructural de este sistema, se eligieron tres ejes principales en sentido X y cinco ejes principales en sentido Y, el espaciamiento entre ejes se puede observar en la grilla de la figura 3.17. Similar al sistema de pórticos de concreto, se utilizó una losa nervada en una dirección para el sistema de piso. Los nervios de la losa se ubicaron en sentido paralelo al eje Y.

Debido a que en esta configuración sólo se tienen tres ejes principales en sentido X, se colocaron dos vigas secundarias en sentido X. De esta forma, se logró reducir la longitud no apoyada de la losa, y consecuentemente disminuir su espesor. Además de las vigas secundarias en X, se colocaron 4 vigas secundarias en sentido Y como soporte para las escaleras en cada apartamento.

En cuanto a la configuración de los muros de corte, se propuso utilizar cuatro muros de corte de forma en planta tipo “L”. Los muros fueron ubicados en las esquinas de la edificación. Al tener los muros ubicados de esta forma, se logra mantener en el edificio rigideces similares en ambos sentidos, X y Y.

Los materiales utilizados tienen las siguientes características de resistencia.

Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

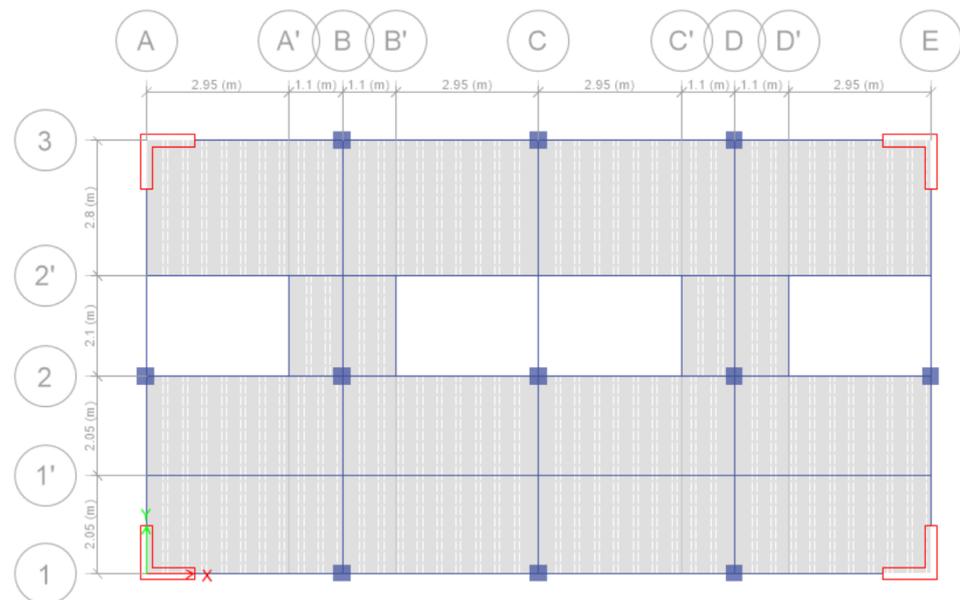


Figura 3.17 Planta tipo del edificio (Sistema dual).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

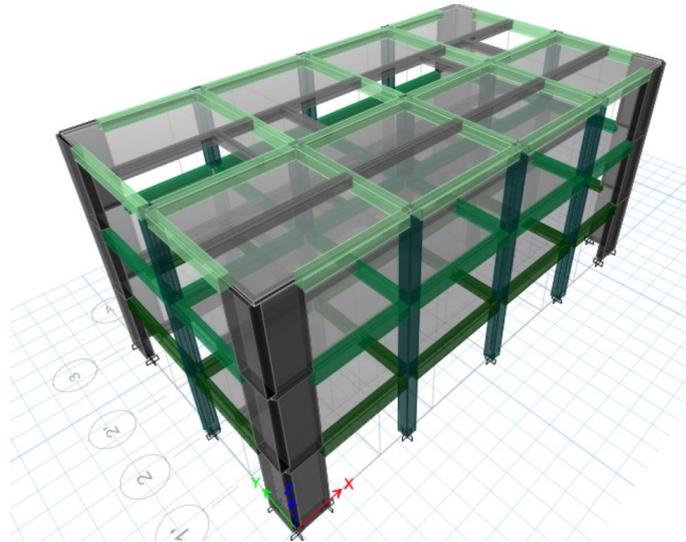


Figura 3.18 Modelo en 3D de la edificación (Sistema dual).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

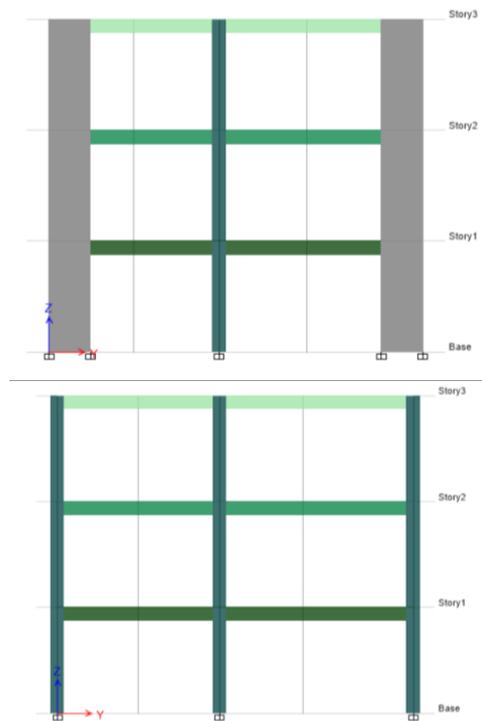


Figura 3.19 Pórticos tipo en la dirección Y (Sistema dual).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

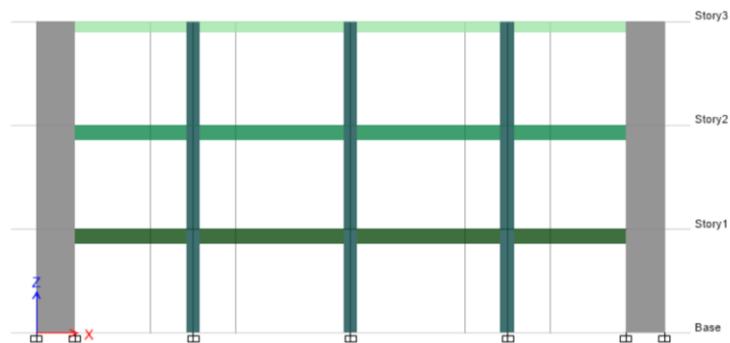


Figura 3.20 Pórtico tipo en la dirección X con muros (Sistema dual).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

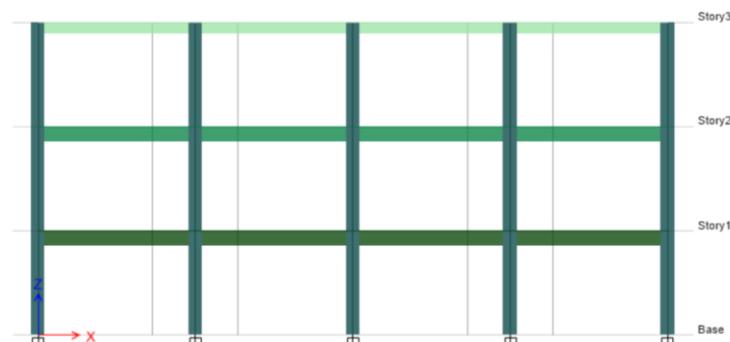


Figura 3.21 Pórtico tipo en la dirección Y (Sistema dual).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.2 Resultados del análisis estático

Se realizó el análisis estático para el sistema dual y se encontraron los parámetros tabulados en la tabla XXII. Se encontró el peso sísmico de la estructura en 281.98 Ton, el cual es ligeramente mayor al del sistema PCRM, debido a la presencia de los muros. El cortante basal calculado fue de 34.37 Ton, y a partir de éste se realizó la distribución vertical de las fuerzas sísmicas mostradas en la tabla

XXIII. Las fuerzas sísmicas por piso debido al sismo se detallan en la tabla XXIV. Debido a que se trata de un sistema dual de pórticos con muros en ambas direcciones, las fuerzas son las mismas.

Tabla XXII. Resultados del análisis estático para el sistema dual.

Periodo fundamental	Ta (s)	0.26
Peso sísmico	W (Ton)	281.98
Aceleración espectral	Sa	0.98
Coefficiente de respuesta sísmica	Cs	0.12
Cortante Basal	V (Ton)	34.37

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXIII. Distribución vertical de fuerzas sísmicas en el sistema dual.

Nivel	Altura H_i (m)	Peso sísmico W_i (Ton)	$W_i h_i$	C_{v_i}	Fuerza por piso F_i (Ton)	Cortante de entrepiso V_i (Ton)
3	8.30	80.19	665.58	0.44	15.02	15.02
2	5.60	100.89	565.00	0.37	12.75	27.76
1	2.90	100.89	292.59	0.19	6.60	34.37
SUMA		281.98	1523.17	1.00	34.37	-

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXIV. Fuerzas sísmicas actuantes en el sistema dual.

Entrepiso	Sismo en X		Sismo en Y	
	$F_{i,x}$ (Ton)	$F_{i,y}$ (30%) (Ton)	$F_{i,x}$ (30%) (Ton)	$F_{i,y}$ (Ton)
3	15.02	4.51	4.51	15.02
2	12.75	3.82	3.82	12.75
1	6.60	1.98	1.98	6.60

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.3 Resultados del análisis dinámico

Se realizó el análisis dinámico en ETABS para esta alternativa, y se obtuvieron resultados más acercados a la realidad, en cuanto al desempeño sísmico. Los parámetros encontrados se tabulan en la tabla XXV. Del análisis estático en ETABS, se obtuvo un peso sísmico de 312.8 Ton y un cortante basal de 38 Ton, lo cuál es ligeramente mayor a lo calculado manualmente en la tabla XXII.

El cortante basal dinámico se encontró alrededor de 29 Ton para ambas direcciones. Este cortante basal fue menor al 80% del estático, por lo que debió ser ajustado por un factor de amplificación de 1.05. El cortante basal dinámico ajustado, se puede ver en la tabla XXV. Los periodos fundamentales de la estructura se obtuvieron alrededor de 0.30 s, menores a los encontrados para el sistema PCRM. La aceleración máxima debido al sismo se encontró alrededor de 1.25 m/s² para cada dirección.

Tabla XXV. Resultados del análisis dinámico para el sistema dual.

Descripción	Sismo en X	Sismo en Y
Peso sísmico (estático) (Ton)	312.75	312.75
Cortante basal estático (Ton)	38.12	38.12
Cortante basal dinámico (Ton)	29.04	29.13
Factor de ajuste	1.05	1.05
Cortante basal dinámico (ajustado) (Ton)	30.51	30.37
Porcentaje V_d/V_e	80.1%	80.2%
Aceleración máxima (m/s^2)	1.25	1.24
Periodo fundamental de la estructura (s)	0.33	0.31
Amortiguamiento	5%	5%

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.4 Metodología del pre dimensionamiento

El pre dimensionamiento de los elementos estructurales en este sistema se realizó en dos partes. Primeramente, se dimensionó manualmente los elementos, asumiendo que el sistema fuera únicamente de pórticos de concreto. De esta forma, se calcularon las dimensiones de los elementos estructurales siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.4.4.

Una vez que se obtuvieron las secciones de vigas y columnas, se definió el espesor de los muros de corte en 25 cm, y se modeló la estructura en el software de análisis estructural ETABS. Debido a la presencia del muro, los elementos estructurales resisten una menor fuerza cortante y momento. Por esta razón, se encontraron las fuerzas internas reales en las vigas con ayuda del software ETABS. A partir de estas fuerzas, se procedió a reducir las secciones de las vigas, de forma que disminuya el costo de la estructura y a la vez se mantenga funcional.

3.5.5 Dimensiones adoptadas de los elementos

3.5.5.1 Sección de losa

La mayor longitud no apoyada del nervio de la losa según la configuración en planta fue de 2.8 m. En función de esta longitud, se calculó el espesor requerido de losa a partir del límite del ACI $l/18.5$. El espesor requerido resultó de 15.1 cm. Por facilidad de construcción, se adoptó una losa de 20 cm de espesor, con una loseta de 5 cm y nervios de 20 cm espaciados 40 cm entre sí.

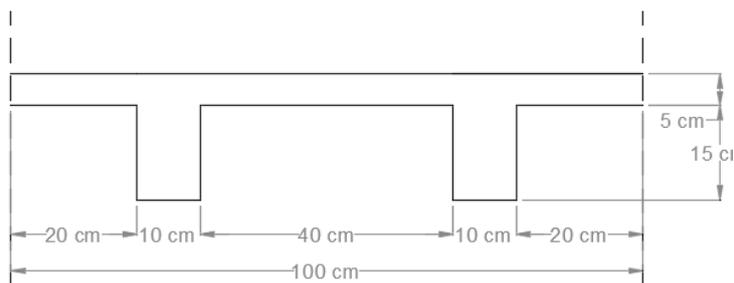


Figura 3.22 Sección de losa nervada para el sistema dual.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.5.2 Secciones de columna

La carga axial de servicio total que deberá resistir la columna se obtuvo igual a 43.83 Ton. Las columnas de la edificación serán cuadradas y utilizando la ecuación 3.7, el área requerida por la columna fue de 993.96 cm². Debido a esto el lado de la columna debió ser mayor a 31.52 cm. Finalmente, se adoptó utilizar columnas cuadradas de 35x35 cm².

Tabla XXVI. Carga axial de servicio en columna del sistema dual

Entrepiso	Carga Muerta (Ton)	Carga Viva (Ton)	Carga axial (Ton)
3	10.02	2.86	12.89
2	12.61	2.86	15.47
1	12.61	2.86	15.47
Carga total			43.83

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

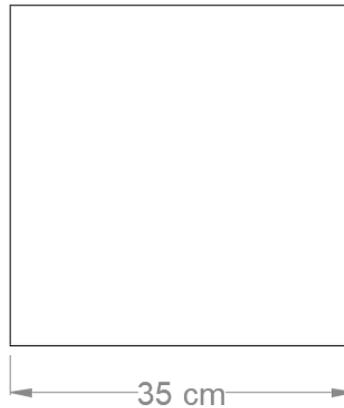


Figura 3.23 Sección gruesa de columnas del sistema dual.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.5.3 Secciones de vigas

Se pre dimensionó las vigas manualmente usando el mismo procedimiento que se usó en el sistema de PCRM. Se eligieron de manera representativa las vigas principales del piso 2, para las cuales se calcularon las fuerzas internas y las dimensiones de la sección. El pre dimensionamiento realizado para estas vigas se muestra en la tabla XXVII.

Del mismo modo, se predimensionaron las vigas secundarias, tanto en la dirección X y en la dirección Y. Las vigas principales del piso 1 y 3 se estimaron en base a las dimensiones de las vigas principales del piso 2.

Tabla XXVII. Pre dimensionamiento manual de las vigas principales del piso 2 del sistema dual.

Carga	Viga Principal en X		Viga Principal en Y	
	M (Ton-m)	V (Ton)	M (Ton-m)	V (Ton)
D	2.11	1.62	5.32	12.62
L	0.57	0.44	1.55	0.00
E	2.20	1.19	2.68	1.18
1.2D+1.6L	3.43	2.64	8.87	15.14
1.2D+0.5L+E	5.01	3.35	9.85	16.32
Fuerzas de diseño (M _u , V _u)	5.01	3.35	9.85	16.32
Pre dimensionamiento por flexión				
B (cm)	25.00		30.00	
d _{req} (cm)	25.65		32.83	
H _{req} (cm)	31.65		38.83	
H (cm)	35.00		40.00	
Revisión por corte				
$\phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd)$ (Ton)	21.51		30.26	
V _u (Ton)	3.35		16.32	
Revisión V _u	OK		OK	
Sección adoptada	25x35		30x40	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXVIII. Dimensiones preliminares de vigas del sistema dual.

Piso	Vigas principales del eje X		Vigas principales del eje Y	
	Base	Peralte	Base	Peralte
3	25	30	30	35
2	25	35	30	40
1	25	40	30	45
Vigas secundarias en la dirección X			25x30	
Vigas secundarias en la dirección Y			20x25	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

La edificación se modeló en el software ETABS, con los elementos pre dimensionados manualmente. Se encontraron las fuerzas internas en los elementos vigas al ejecutar el análisis del programa, y en función del momento flector último se redujeron. Las dimensiones finales de las vigas de la edificación se detallan en la tabla XXX.

Tabla XXIX. Pre dimensionamiento final de vigas del sistema dual.

Viga	Mu (t-m)	d_{req} (b=25)	H_{req} (cm)	H (cm)
VPX1	3.16	20.37	26.37	30.00
VPX2	3.14	20.30	26.30	30.00
VPX3	2.28	17.32	23.32	25.00
VPY1	3.89	22.61	28.61	30.00
VPY2	3.92	22.68	28.68	30.00
VPY3	2.69	18.80	24.80	25.00
VSx	1.56	14.33	20.33	25.00

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXX. Dimensiones finales de vigas del sistema dual.

Piso	Vigas principales del eje X		Vigas principales del eje Y	
	Base	Peralte	Base	Peralte
3	25	25	30	25
2	25	30	30	30
1	25	30	30	30
Vigas secundarias en la dirección X			25x25	
Vigas secundarias en la dirección Y			20x25	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

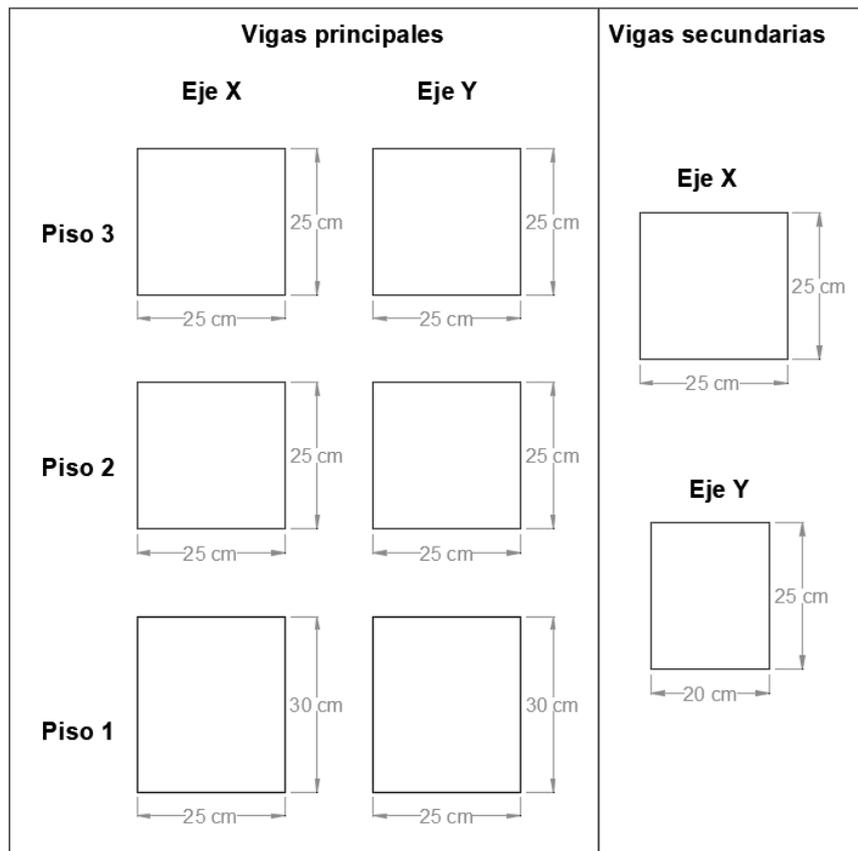


Figura 3.24 Dimensiones de vigas del sistema dual.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.5.6 Pre diseño de la cimentación

Al igual que en la alternativa de pórticos de concreto, la cimentación del sistema dual consiste en zapatas corridas en una dirección. Se colocaron las zapatas en la dirección X. De esta forma, se tiene una menor cantidad de zapatas y se evitan mayores asentamientos diferenciales. Al tener tres ejes principales en la dirección X, se tuvieron tres zapatas corridas para la cimentación.

Se realizó el diseño preliminar en el software GEO5 y se encontraron las condiciones geotécnicas requeridas para la cimentación. Debido a la presencia de los muros, se debió colocar ensanchamientos de la zapata en la zona bajo los muros. De forma que se abarque la geometría del muro y los anclajes del refuerzo.

Las zapatas bajo los muros tendrían un ancho de 0.95 m y ensanchamientos de 1.55 m en los extremos. La zapata central tendría un ancho de constante de 1.05 cm. El largo de ambas zapatas sería de 17 m, y el espesor necesario de la zapata de 30 cm. Además, se requieren vigas de cimentación de 30 cm, con peraltes de 50 cm y 45 cm, para la zapata central y extrema, respectivamente.

La profundidad de cimentación requerida se encontró igual a 65 cm. Se deberá colocar material de mejoramiento bajo las zapatas, con un espesor de 30 cm. El material de mejoramiento se deberá extender 25 cm a ambos lados de cada zapata. La cimentación requerida de la estructura para la zapata central se puede apreciar con mayor detalle en las figuras 3.25 a 3.27..

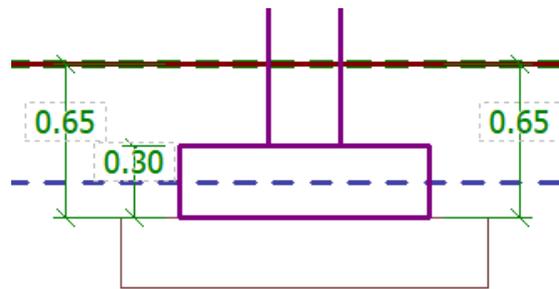


Figura 3.25 Perfil de zapata central del sistema dual.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

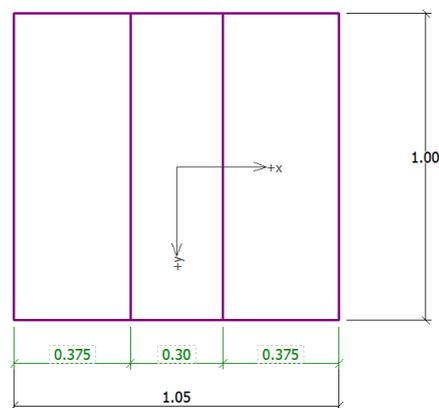


Figura 3.26 Vista en planta de la zapata central del sistema dual.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

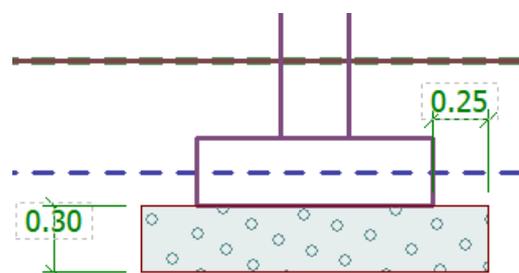


Figura 3.27 Material de mejoramiento bajo zapatas del sistema dual.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXXI. Factor de seguridad para la cimentación del sistema dual.

Estado de Carga	Servicio	Servicio mas Sismo	Diseño
Base de Zapata (cm)		1.05	
Bw Viga de Cimentación (cm)		30	
H Viga de Cimentación (cm)		50	
FS	3.27	2.92	2.6
FS Norma NEC	3	1.5	2.5
¿Cumple Factor de Seguridad?	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS
Asentamiento (mm)		26.6	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6 Sistema de pórticos de Acero resistente a momento

3.6.1 Configuración estructural del edificio

El prediseño de esta alternativa considera las recomendaciones de de la norma American Institute of Steel Construction.

A diferencia del sistema PCRM, este no es tan común en Ecuador, consta de pórticos de acero estructural resistentes a momentos para resistir cargas gravitacionales y sísmicas. Dentro de la configuración estructural, se eligieron 3 ejes principales en la dirección X y 3 ejes principales en la dirección Y. El espaciamiento entre ellas se puede observar en la vista en planta de la configuración.

En cuanto al sistema de piso se utilizó el un perfil de acero Novalosa, el cual distribuye el peso de cargas gravitacionales en 1 dirección, la elegida fue paralela al eje Y, esta misma se apoya sobre vigas principales y secundarias del eje X., la misma se detalla en la sección 3.6.4.1 y 3.6.5.1. Este sistema no incluye muros de corte, por lo que la fuerza sísmica deberá ser resistida en su totalidad por los pórticos de acero estructural.

El acero estructural utilizado para los diferentes perfiles de la estructura es A572 Gr. 50. Para la cimentación se propone el sistema de zapatas corridas en la dirección X, de esta manera sobre cada zapata corrida caen 3 columnas. Los materiales utilizados para el diseño de la cimentación tienen las siguientes características de resistencia.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

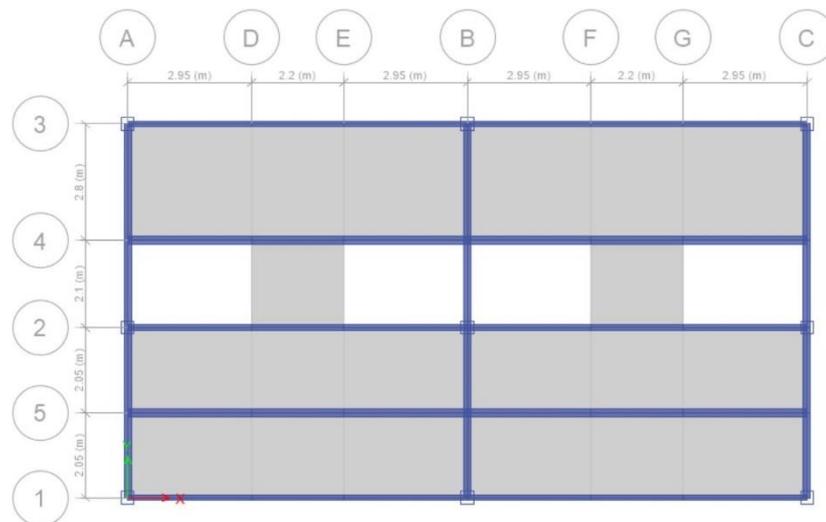


Figura 3.28 Planta del Edificio alternativa PARM.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

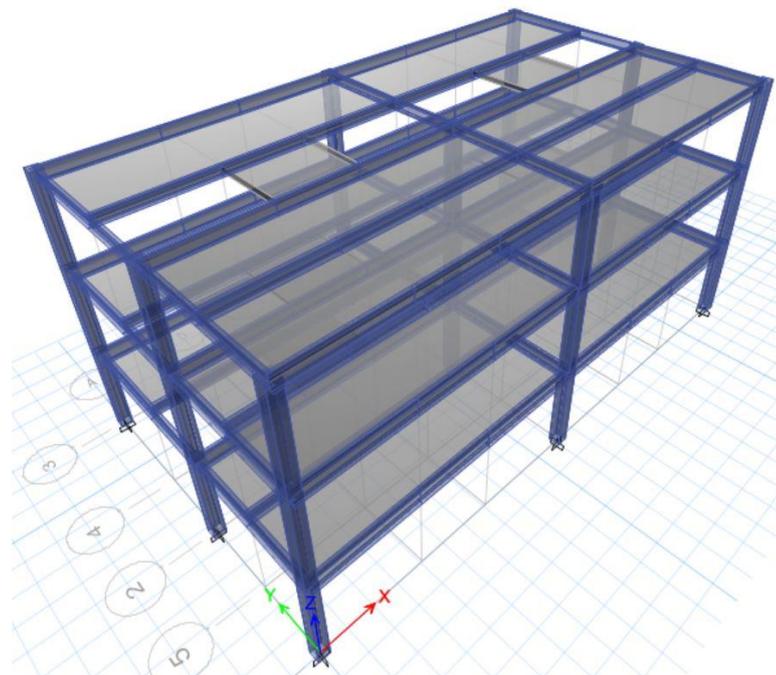


Figura 3.29 Vista en 3D del edificio alternativa PARM.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

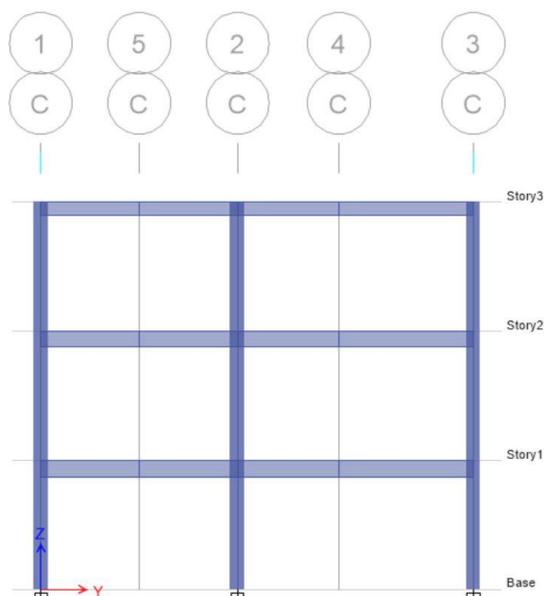


Figura 3.30 Vista en Elevación lateral del Edificio alternativa PARM.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

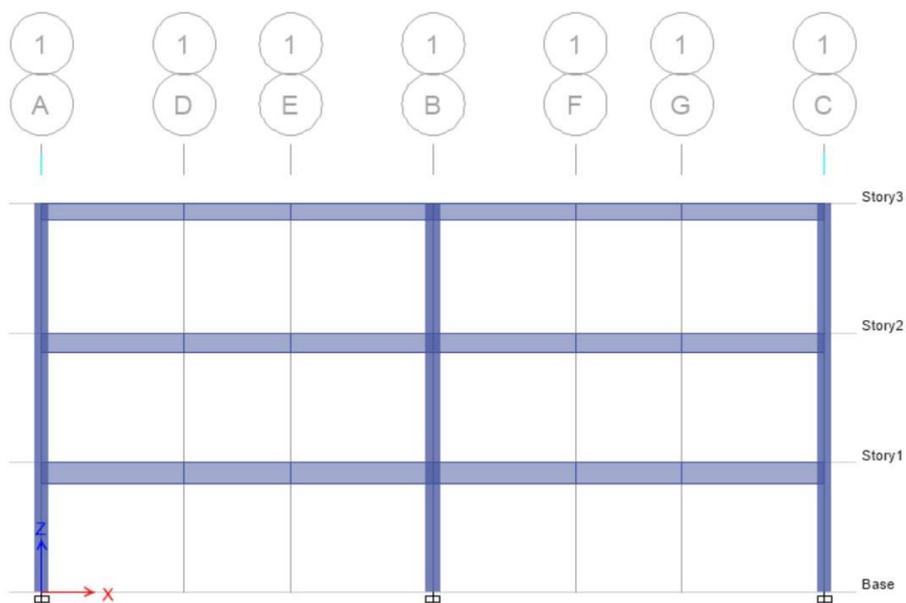


Figura 3.31 Vista en Elevación frontal del edificio alternativa PARM.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6.2 Resultados del análisis estático

Se detallan los parámetros necesarios para calcular las fuerzas sísmicas así como las fuerzas sísmicas actuantes en cada piso tanto para la dirección X y Y. Una vez encontrado el cortante basal, se procedió a calcular la distribución vertical de las fuerzas sísmicas. Éstas son las que actúan en el centro de masa de cada piso. Cabe recalcar que debido a que el sistema estructural es el mismo en ambas direcciones (X y Y), las fuerzas sísmicas serán iguales.

Tabla XXXII. Resultados del análisis estático para el sistema de PARM.

Periodo fundamental	Ta (s)	0.38
Peso sísmico	W (Ton)	284.16
Aceleración espectral	Sa	0.98
Coefficiente de respuesta sísmica	Cs	0.12
Cortante Basal	V (Ton)	34.63

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXXIII. Distribución de fuerzas sísmicas en el sistema de PARM.

Nivel	Altura H_i (m)	Peso sísmico W_i (Ton)	$W_i h_i$	Cv_i	Fuerza por piso F_i (Ton)	Cortante de entrepiso V_i (Ton)
3	8.3	81.79	678.89	0.44	15.27	15.27
2	5.6	101.19	566.64	0.37	12.75	28.02
1	2.9	101.19	293.44	0.19	6.66	34.63
SUMA		284.16	1538.96	1	34.63	-

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXXIV. Fuerzas sísmicas actuantes (PARM).

Entrepiso	Sismo en X		Sismo en Y	
	$F_{i,x}$ (Ton)	$F_{i,y}$ (30%) (Ton)	$F_{i,x}$ (30%) (Ton)	$F_{i,y}$ (Ton)
3	15.27	4.58	15.27	4.58
2	12.75	3.82	12.75	3.82
1	6.66	1.98	6.66	1.98

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6.3 Resultados del análisis dinámico

El cortante basal dinámico que se obtuvo fue cerca de 26 Ton en ambas direcciones, mayor al 80% del cortante basal estático, por lo que no fue necesario ajustar según requerimientos de NEC, 2015. Los periodos fundamentales de la estructura se obtuvieron mayores al periodo teórico, esto representa mayor flexibilidad en la estructura.

Tabla XXXV. Resultados del análisis dinámico (PARM).

Descripción	Sismo en X	Sismo en Y
Peso sísmico (estático) (Ton)	219.82	219.82
Cortante basal estático (Ton)	34,63	34.63
Cortante basal dinámico (Ton)	21.94	21.84
Porcentaje V_d/V_e	82.7%	82.3%
Periodo fundamental de la estructura	0.52	0.49
Amortiguamiento	5%	5%

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6.4 Metodología del pre dimensionamiento

Se pre dimensionaron los elementos estructurales, como son las vigas y columnas del edificio a partir de las fuerzas del análisis estructural usando para las vigas; método del portal y para columnas las recomendaciones de la NEC, 2015., capítulo de diseño en acero. De esta forma se pudo obtener las secciones requeridas para soportar las cargas gravitacionales y sísmicas.

3.6.4.1 Pre dimensionamiento de la sección de losa

La sección de Novalosa que se eligió para la correspondiente alternativa de diseño fue la requerida según las condiciones de borde y fuerzas aplicadas de la losa, es decir, la luz máxima entre apoyos y carga viva.

Tabla XXXVI. Separación máxima y carga viva para elección de Novalosa.

CARGA VIVA NO FACTORADA (kg/m ²) - NOVALOSA 55 mm									
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa ¹ (cm)	Separación entre apoyos (m)							
		1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
0.76	5.0	1809	1400	1107	891	726	598	496	414
	6.0	2000	1622	1284	1034	843	695	577	482
	8.0	2000	2000	1659	1337	1092	902	751	629
	10.0	2000	2000	2000	1657	1355	1121	934	784
	12.0	2000	2000	2000	1987	1627	1347	1124	945
1.00	5.0	1000	1849	1470	1190	978	812	680	574
	6.0	2000	2000	1706	1382	1136	944	792	669
	8.0	2000	2000	2000	1791	1474	1227	1031	872
	10.0	2000	2000	2000	2000	1831	1525	1283	1088
	12.0	2000	2000	2000	2000	2000	1835	1545	1311

Fuente: Novacero, 2017.

3.6.4.2 Pre dimensionamiento de columnas

Se eligió una sección transversal para todas las columnas del edificio, siguiendo el procedimiento indicado a continuación. En primer lugar, se tomó una columna interior, al ser éste el caso más crítico. Por simplicidad de cálculo, no se consideró los espacios de las escaleras en el pre diseño.

Se calculó el área de influencia de la columna tomando el área limitada por la mitad de los vanos adyacentes en la dirección X y en la dirección Y. A partir de la fuerza que demanda una columna interior se calcula cuanto área transversal requiere, es decir, se determina una sección cajón de acero estructural cuya resistencia represente una fuerza mayor a la requerida.

$$P_{ui} = \sum_{i=1}^n W_u * \left(\frac{L1+L2}{2}\right) \left(\frac{L3+L4}{2}\right) \quad (3.10)$$

Además, se consideró el criterio columna fuerte viga débil, el cual asegura que las capacidades de las columnas que lleguen a un nudo de estudio sean mayores a las capacidades de las vigas que llegan al nudo.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}\right) \quad (3.11)$$

$$\sum M_{pv} = \sum 1.20 * R_y * F_{yv} * Z_v \quad (3.12)$$

3.6.4.3 Pre dimensionamiento de vigas

A partir del análisis estructural, de las demandas de momento y fuerza cortante, se pre dimensionaron las secciones requeridas para las vigas de todos los pisos, de cada eje. Se tomó perfiles W para la elección de vigas.

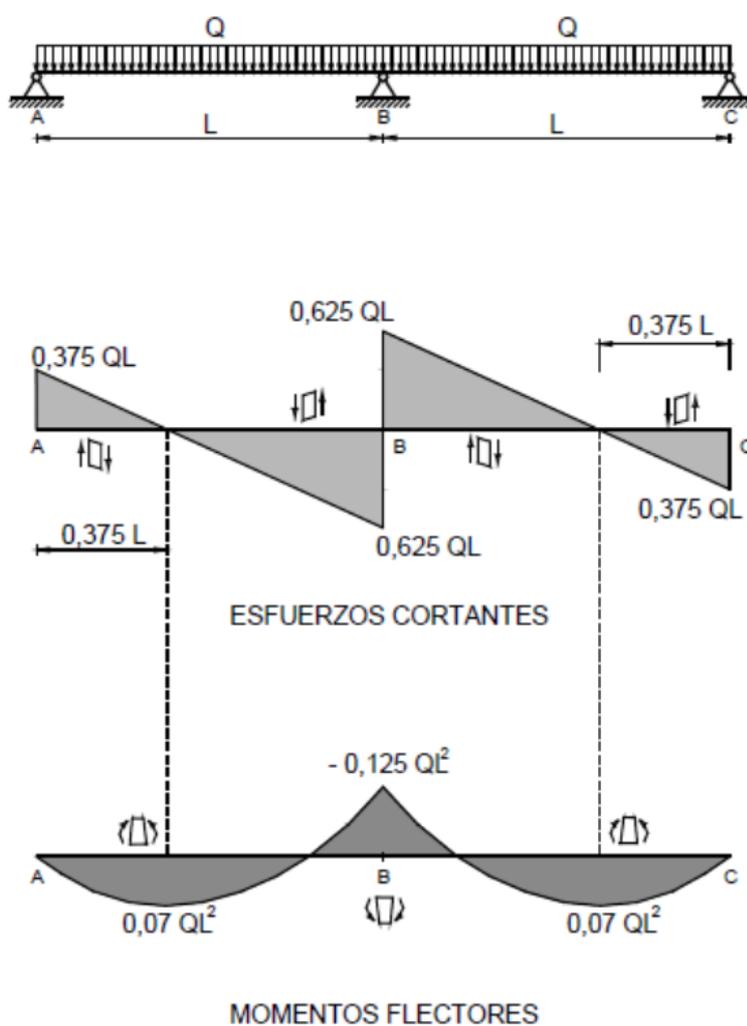


Figura 3.32 Diagrama de momento y fuerza cortante en viga continua.

Fuente: Gere James, 2002.

Además se comprobó que las secciones determinadas cumplan con el criterio de ser sísmicamente compactas. Para los valores de modulo de elasticidad y fluencia se buscan en las características del acero usado, A572 Gr 50.

$$\lambda_{ps} \leq 0.60 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.13)$$

$$\lambda_{ps} = \frac{b-2*t}{t} \quad (3.14)$$

Para determinar que la sección escogida es correcta considerando fuerza cortante, se requiere que la resistencia sea mayor a la demanda.

$$\phi_v * V_n = \phi_v * (0.6 * F_y * A_w * C_v) \quad (3.15)$$

Para determinar que la sección cumpla por momento flector se debe hallar una sección cuyo módulo plástico sea mayor al requerido por la demanda.

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad (3.16)$$

3.6.5 Dimensiones adoptadas de los elementos estructurales

3.6.5.1 Sección de losa

Para la sección de losa se escogió el perfil novalosa de 0.76 mm, con 5 centímetros de hormigón sobre el perfil. Este perfil tiene una longitud de 6 metros de largo y 0.975 metros de ancho.

El perfil escogido se toma a partir de la tabla XXXVI.

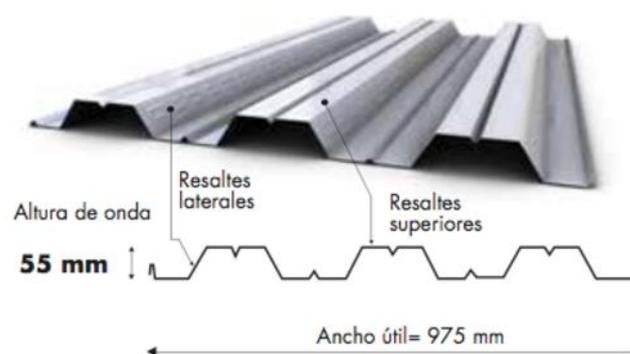


Figura 3.33 Perfil de Novalosa utilizado.

Fuente: Novacero, 2017.

3.6.5.2 Secciones de columnas

Para la sección de columna se escogió un perfil cajón cuadrado con base exterior de 300 mm, cuyo espesor es de 20 mm. Este perfil es el resultado del pre dimensionamiento, y es el requerido para resistir las demandas de fuerzas internas, criterio columna fuerte viga débil y además, ser sísmicamente compacta.

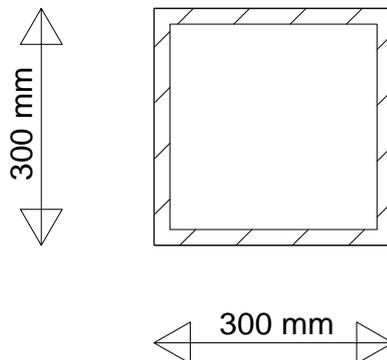


Figura 3.34 Sección de columna para alternativa.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6.5.3 Secciones de vigas

Con los criterios de diseño mencionados en 3.6.4.3 se predimensionó las vigas para cada eje, X y Y. Las dimensiones de las vigas de acero estructural son las siguientes.

Tabla XXXVII. Secciones de viga metálica para el eje X, valores en mm.

Sección de Viga	VS	VX1	VX2	VX3
Peralte Total (h)	403.9	449.6	403.9	403.9
Ancho de Alas (b)	140.5	152.4	177.5	140.5
Espesor de Alas (tf)	11.2	10.8	10.9	11.2
Espesor de Alma (tw)	7	7.6	7.5	7

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XXXVIII. Secciones de viga metálica para el eje Y, valores en mm.

Sección de Viga	VY1	VY2	VY3
Peralte Total (h)	350.5	312.4	266.7
Ancho de Alas (b)	170.9	165.6	147.6
Espesor de Alas (tf)	9.8	11.2	13
Espesor de Alma (tw)	6.9	6.6	7.6

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

3.6.6 Cimentación de la estructura

La cimentación del edificio consiste en zapatas corridas en una dirección. Las zapatas fueron dispuestas paralelas a la dirección X por lo que ésta alternativa tiene 3 zapatas, que es el número de ejes en esa dirección.

Luego de realizar el diseño preliminar de la cimentación con ayuda del software GEO5, se encontró que las zapatas tendrían 17 m de largo, 85 cm de ancho y 30 cm de espesor en sus alas. Conjuntamente, la zapata tiene una viga de cimentación de 30 cm de ancho por 85 cm de alto.

Se requiere que la profundidad de cimentación sea mayor o igual a 85 cm. Además, se colocó 30 cm de material granular de mejoramiento debajo de las zapatas. El material de mejoramiento debe extenderse 25 cm de los laterales de la zapata.

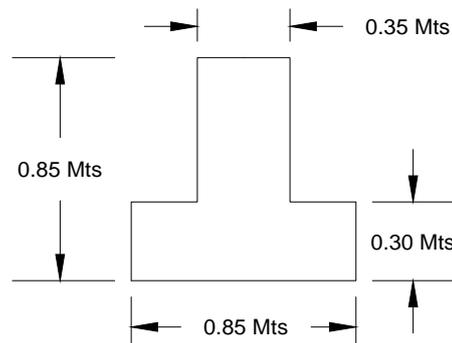


Figura 3.35 Sección transversal de zapata corrida (PARM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

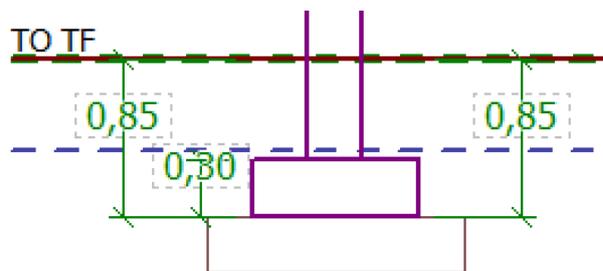


Figura 3.36 Modelamiento de dimensiones transversales de zapata corrida en software GEO 5 (PARM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

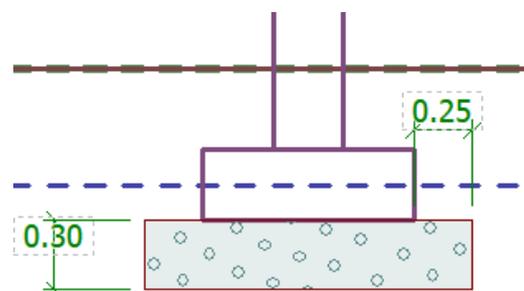


Figura 3.37 Modelamiento de mejoramiento en software GEO 5 (PARM).

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se aseguró que la sección que fue predimensionada cumpla con los factores de seguridad propuestos en la NEC, 2015., los cuales son: 3 para cargas de servicio, 2.5 para cargas de diseño y 1.5 para servicio más sismo.

Tabla XXXIX. Cumplimiento de factores de seguridad según norma NEC, 2015 (PARM).

Estado de Carga	Servicio	Servicio mas Sismo	Diseño
Base de Zapata (cm)		85	
Bw Viga de Cimentación (cm)		30	
H Viga de Cimentación (cm)		85	
FS	3.31	2.01	2.59
FS Norma NEC	3	1.5	2.5
¿Cumple Factor de Seguridad?	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS
Asentamiento (mm)		23.3	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

CAPÍTULO 4
ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA
ÓPTIMA

4.1 Análisis Comparativo y selección de alternativas.

Para seleccionar la alternativa correcta se deben analizar diferentes parámetros de comparación, entre los seleccionados tenemos: desempeño sísmico, costo de construcción, además de la aceptación social en el entorno, disponibilidad de los materiales a usarse en la obra y asentamientos. Dentro del desempeño sísmico del edificio se comparó derivas de piso, índice de estabilidad y cortante basal.

4.2 Parámetros de comparación

4.2.1 Costo Aproximado según alternativa

El factor costo es sin duda el parámetro más importante al momento de diseñar y construir una estructura, pues de este parámetro dependerá el sistema estructural a escoger. El costo que se vaya a destinar al edificio depende de entre muchas cosas, arreglos y detalles arquitectónicos, confort y seguridad del usuario, pero desde el punto de vista estructural, el sistema estructural depende del presupuesto destinado al edificio.

Para este parámetro se considera el material del sistema estructural únicamente, es decir, el hormigón y acero de refuerzo ubicado en columnas, vigas, losa, muro estructural y cimentación. No se consideró mampostería ya que la comparación es a nivel estructural.

En la siguiente tabla se encuentra las cantidades de obra de hormigón para cada elemento (sea este viga, columna, losa o muro) para la alternativa 1, la cual es de Pórtico de Concreto Resistente a Momento.

Tabla XL. Volumen de hormigón para Alternativa 1.

Alternativa 1			
Pórticos de Concreto Resistente a Momento (PCRM)			
Volumen de Hormigón (m ³)			
Vigas	Losa Maciza	Columnas	Muro Estructural
26.93	31.80	14.60	No aplica

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XLI. Acero de refuerzo para Alternativa 1.

Aproximación de Acero de Refuerzo en:			
Losa y Vigas Peraltadas (Ton)	Viga de cimentación (Ton)	Columnas (Ton)	Muro Estructural
10.50	1.65	4.96	No aplica

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Al ser esta alternativa un PCRM, esta no tiene muros, por lo que se especifica "No Aplica". En la tabla XL se observan las cantidades de obra para el acero de refuerzo de la alternativa 1, así mismo, especificado para cada tipo de elemento. Se puede apreciar que

cerca de 10.5 Toneladas de acero de refuerzo se requiere para armar vigas y losas.

Se resumen los materiales que conforman la Súper Estructura del edificio, también se puede apreciar el costo aproximado de hormigón y acero de refuerzo considerando la lista de precios de Ecuador, 2017.

Tabla XLII. Resumen de materiales para Súper Estructura:
Alternativa 1.

Resumen de materiales en Súper Estructura			
Volumen de Hormigón Total (m3)	73.33	Acero de refuerzo Total (Ton)	15.46
Peso Total de la Súper Estructura (Ton)			191.46
Costo de Hormigón (Incluye encofrado) (\$)	12158.67	Costo de Acero de refuerzo (\$)	19170.63

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Así mismo se resumen las cantidades de obra y costo de los elementos que conforman la sub estructura.

Tabla XLIII. Resumen de materiales para Sub Estructura y costo total: Alternativa 1.

Resumen de materiales en Sub Estructura			
Volumen de hormigón para cimentación (m3)	20.40	Costo de cimentación, Incluye Acero de refuerzo. (\$)	7417.24
Volumen de Excavación (m3)	104.65	Mejoramiento Grava y Arena Bien Graduada (m3)	27.54
Costo de excavación (\$)	365.24	Costo de Mejoramiento (\$)	657.38
Costo total, Materiales (\$)		39769.15	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se determinaron las mismas tablas para las alternativas siguientes, se puede observar que para la alternativa 2, las cantidades de obra y costo de materiales del sistema dual no varían significativamente al PCRM.

Tabla XLIV. Volumen de hormigón para Alternativa 2.
Alternativa 2

Sistema Dual de PCRM y Muros Estructurales.			
Volumen de Hormigón (m3)			
Vigas	Losa Nevada	Columnas	Muro Estructural
32.18	23.64	10.93	18.44

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XLV. Acero de refuerzo para Alternativa 2.

Aproximación de Acero de Refuerzo			
Losa y Vigas Peraltadas (Ton)	Viga de cimentación (Ton)	Columnas (Ton)	Muro Estructural
10.50	2.19	3.71	3.69

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XLVI. Resumen de materiales para Súper Estructura:
Alternativa 2.

Resumen de materiales en Súper Estructura			
Volumen de Hormigón Total (m3)	85.18	Acero de refuerzo Total (Ton)	14.19
Peso Total de la Súper Estructura (Ton)	218.62		
Costo de Hormigón (Incluye encofrado) (\$)	14123.26	Costo de Acero de refuerzo (\$)	17590.14

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XLVII. Resumen de materiales para Sub Estructura y
costo total: Alternativa 2.

Resumen de materiales en Sub Estructura			
Volumen de hormigón para cimentación (m3)	19.14	Costo de cimentación, Incluye Acero de refuerzo. (\$)	7824.8 1
Volumen de Excavación (m3)	109.50	Mejoramiento Grava y Arena Bien Graduada (m3)	20.66
Costo de excavación (\$)	382.14	Costo de Mejoramiento (\$)	493.03
Costo total, Materiales (\$)	40413.40		

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se determinaron las cantidades de obra de los materiales y costo aproximado de la alternativa 3, el sistema de PARM presenta un mayor costo que las otras alternativas de diseño.

Tabla XLVIII. Resumen de materiales: Alternativa 3.

Alternativa 3			
Pórticos de Acero Resistente a Momento (PARM)			
Peso del Sistema Estructural (Sin incluir Steel Deck) (Ton)	28.97	Volumen de Acero Estructural (Sin Steel Deck) (m3)	3.69
Área del Steel Deck (m2)	437.40	Densidad superficial de Steel Deck (Kg/m2)	187.92
Volumen de Concreto en Steel Deck (m3/m2)	0.08	Volumen de concreto para Losa Steel Deck (m3)	32.81
Peso Total de la Súper Estructura (Con Steel Deck) (Ton)		111.17	
Costo de la estructura Metálica	48669.60	Costo del hormigón en losa	5439.07
Costo del Steel deck (Novalosa)		6705.34	
Volumen de hormigón para cimentación (m3)	21.42	Costo de cimentación, Incluye Acero de refuerzo.	8612.09
Acero en Viga de cimentación (Ton)	2.34		
Volumen de Excavación	95.01	Mejoramiento Grava y Arena Bien Graduada	28.82
Costo de excavación	331.60	Costo de Mejoramiento	100.56
Costo total, Materiales (\$)		69858.27	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se aprecia que el costo de la alternativa de PARM es la más elevada. Esto es un factor importante al momento de elegir la alternativa más viable.

Tabla XLIX. Resumen de Costo aproximado por alternativa.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Descripción	Pórticos de Concreto Resistente a Momento (PCRM)	Sistema Dual de PCRM y Muros Estructurales.	Pórticos de Acero Resistente a Momento (PARM)
Peso Total de la Súper Estructura (Ton)	191.46	218.62	111.17
Costo aproximado en Materiales (\$)	39769.15	40413.40	69858.27

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

4.2.2 Tiempo de construcción

Este parámetro es vital para construcciones que se requieran hacer en el menor tiempo posible, disminuyendo así el gasto del personal y también reduciendo el tiempo en que la construcción afecta a la comunidad.

La construcción de un edificio usando acero estructural tiene notorias ventajas, una de las más importantes es la rapidez en la que se

puede llevar a cabo la obra. Frente a una construcción usando hormigón armado, la construcción en acero estructural puede llegar a tomar hasta la mitad del tiempo que una de concreto armado.

Considerando lo mencionado en el párrafo anterior, la alternativa 3 la cual es la que tiene Pórtico de Acero Resistente a Momento es la más favorable en este parámetro, pues es la que menor tiempo tomará realizar.

4.2.3 Aceptación social

La población de Ecuador no está acostumbrada a construir o diseñar con Acero Estructural, esto es una desventaja que desacredita al acero en muchos casos. En ciudades pequeñas, las que están alejadas de aquellas que incursionan con construir y diseñar con acero estructural son las que más se niegan aceptar los diseños con este material.

Desafortunadamente, en la ciudad de Puyo no son comunes las construcciones con AE, por lo que la alternativa 3, la cual es de PARM no sería aceptada en este parámetro. Por otro lado, las construcciones en donde se utiliza hormigón armado son más

comunes en la ciudad de Puyo, por consiguiente las alternativas 1 y 2 son favorables.

4.2.4 Disponibilidad de materiales en la zona

Una de las ventajas de diseñar y construir con hormigón armado es su demanda, la cual es que en toda época del año se encuentra disponible en cualquier lugar del Ecuador. Sucede diferente con el AE, no todos los perfiles metálicos se encuentran disponibles, esto se debe a la falta de acereras en el país. Siempre que se requiere de perfiles para la construcción de diversas obras se mandan a importar de otro país. Diferentes empresas en Ecuador obtienen perfiles a partir de planchas de AE, cortando y conectando mediante soldadura para formar perfiles comerciales.

Considerando lo mencionado en el anterior párrafo, existe mayor disponibilidad de materiales para hormigón armado, sin embargo, el acero estructural también es un material que se puede obtener con algo de tiempo.

4.2.5 Asentamientos

El asentamiento que sufre la cimentación depende del tipo y nivel de compactación del suelo, de cargas transmitidas hacia la cimentación,

por lo que el elemento cimentación, sea zapata corrida, aislada o losa de cimentación tendrá menos asentamientos si la carga sobre el elemento es menor. Considerando lo mencionado, es notorio pensar que la alternativa que pese menos será la que tenga menores asentamientos, pero también hay que considerar el número de zapatas que tiene la cimentación.

Para un mayor número de zapatas los asentamientos de cierta manera se controlarán y serán menores que para una estructura con menor número de zapatas, ya que a la misma carga, un menor número de zapatas transmitirá una mayor carga al suelo.

Tabla L. Asentamientos máximos por alternativa.

Descripción	Alternativa 1	Alternativa 2: Sistema Dual de PCRM y Muros Estructurales.		Alternativa 3
	Pórticos de Concreto Resistente a Momento (PCRM)	Zapata Eje 1 o 3	Zapata Eje Central	Pórticos de Acero Resistente a Momento (PARM)
Base de Zapata (cm)	0.85	0.95	1.45	0.85
Bw Viga de Cimentación (cm)	30	35	35	30
H Viga de Cimentación (cm)	45	50	50	85
Asentamientos (mm)	22.7	26.6		23.3

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Otra ventaja de diseñar y construir con AE es la disminución en el peso de la estructura, la cual va a influir en un menor asentamiento de la cimentación. Debido a la configuración en su forma, la alternativa 3(PARM), la cual tiene 3 líneas de zapatas no es la que tiene menor asentamiento pero si el menor peso de las 3 alternativas.

4.2.6 Desempeño sísmico

Tabla LI. Parámetros técnicos por alternativa.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Descripción	Pórticos de Concreto Resistente a Momento (PCRM)	Sistema Dual de PCRM y Muros Estructurales.	Pórticos de Acero Resistente a Momento (PARM)
Derivas máximas de Piso (%)	1.08	0.59	1.1
Índice de Estabilidad Máximo (Adimensional)	0.08	0.04	0.09
Cortante basal (Ton)	34.9	37.52	26.54

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

4.3 Selección de la alternativa

Teniendo en cuenta cuales son los parámetros de evaluación para elegir la alternativa a diseñar, se procedió a cuantificar la valoración de cada parametro para asi calificar cada aletrnativa y elegir la más viable según un marco transparente de calificación. Se propuso que los parámetros que tengan la mayor valoración sean el costo en materiales y el desempeño ante eventos sísmicos de la estructura.

Tabla LII. Valoración por parámetro.

	Parámetro	Valoración
	Costo aproximado en Materiales (\$)	25%
	Tiempo de Ejecución	20%
	Aceptación social	10%
	Disponibilidad del material	10%
	Asentamientos (mm)	10%
Desempeño sísmico	Derivas máximas de Piso (Adimensional)	15%
	Índice de Estabilidad Máximo (Adimensional)	5%
	Cortante basal (Ton)	5%

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se presenta una tabla de resumen de cada parametro por alternativa, de esta manera se pudo cuantificar cual es la mejor opción.

Tabla LIII. Resumen de parámetros por alternativa.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	
Descripción	Pórticos de concreto resistente a momento (PCRM)	Sistema dual de PCRM y muros estructurales.	Pórticos de acero resistente a momento (PARM)	
Costo aproximado en materiales (\$)	39769.15	40413.40	69858.27	
Tiempo de ejecución	Aprox. 6 Meses	Aprox. 6 Meses	Aprox. 4 Meses	
Aceptación social	Favorable ante Sociedad	Favorable ante Sociedad	No tan favorable ante Sociedad	
Disponibilidad del material	Disponibles	Disponibles	Moderado	
Asentamientos (mm)	22.7	26.6	23.3	
Desempeño sísmico	Derivas máximas de piso (Adimensional)	1.08	0.59	1.1
	Índice de estabilidad máximo (Adimensional)	0.08	0.04	0.09
	Cortante basal (Ton)	34.9	37.52	26.54

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Considerando la valoración de cada parámetro, y la evaluación de cada uno de ellos se procedió a calificar, sumando sus porcentajes se determinó la alternativa ganadora.

Tabla LIV. Valoración por alternativa.

	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Descripción	Pórticos de concreto resistente a momento (PCRM)	Sistema dual de PCRM y muros estructurales.	Pórticos de acero R resistente a momento (PARM)
Costo aproximado en materiales	25.00%	25.00%	12.50%
Tiempo de ejecución	20.00%	20.00%	10.00%
Aceptación social	10.00%	10.00%	5.00%
Disponibilidad del material	10.00%	10.00%	10.00%
Asentamientos	5.00%	3.33%	10.00%
Derivas máximas de Piso	7.50%	15.00%	5.00%
Índice de estabilidad máximo	2.50%	5.00%	1.67%
Cortante basal	2.50%	1.67%	5.00%
Valoración total	82.50%	90.00%	59.17

Desempeño sísmico

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

4.3.2 Restricciones

Además de los parámetros de evaluación el diseño del edificio estará regido por las siguientes restricciones: que el material con el cual se vaya a construir sea resistente a la salinidad presente en el ambiente, el presupuesto para el dueño de la obra, que la cimentación no afecte la solución geotécnica que se le vaya a dar a la excavación.

4.3.3 Alternativa seleccionada

Según la tabla LIV, la alternativa de diseño más viable es la del sistema dual de pórticos de concreto resistente a momento con muros de corte. La alternativa seleccionada tiene una valoración del 90%, ganando por casi 30% a la alternativa de AE al ser mas económica y tener una mejor respuesta ante eventos sísmicos.

La alternativa de porticos de concreto resistente a momento también es acertada, pero la seleccionada tiene una mejor respuesta ante eventos sísmicos que PCRM.

CAPÍTULO 5
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LA
EDIFICACIÓN

Se procedió a diseñar la alternativa seleccionada en el capítulo anterior, la cual consta de un sistema dual de pórticos de concreto resistente a momento con muros estructurales de corte. Para el diseño estructural de la superestructura se consideraron las especificaciones y recomendaciones dadas en la norma vigente Ecuatoriana NEC-2015, además, se usa la norma ACI-318 2014 en casos donde NEC no especifique el diseño.

En primer lugar se diseñaron los elementos estructurales correspondientes a la superestructura de la edificación. A partir del diseño de la superestructura se procedió al diseño de la subestructura en el capítulo 6. El diseño de las tablestacas, al ser necesario para la cimentación, se describe en el capítulo 6.

Este capítulo se ha dividido el diseño de la edificación por cada elemento estructural. Se describe el diseño de cada elemento en los subcapítulos siguientes. Los elementos estructurales diseñados en esta sección son: losa de piso, vigas, columnas y muros de corte.

5.1 Diseño de losa de piso

Para el diseño de losas se consideraron las recomendaciones del ACI-2014.

Una de las recomendaciones que brinda la norma ACI es qué tipo de losa usar según las relaciones de luces que existen en el vano. Se determinó

la relación l_1/l_2 , donde l_1 es la longitud de vano con mayor magnitud, si esta relación es mayor o igual 2, la losa tiene que ser diseñada en 2 direcciones, si es menor a 2 puede ser diseñada en 1 dirección. De la configuración del sistema estructural se obtienen las longitudes l_1 y l_2 de donde se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.05}{2.05} = 1.97 < 2, \text{ por lo tanto: losa escogida: Losa en una dirección.}$$

Considerando que las luces de cada paño son menores y que su relación es menor a 2 la losa se pudo diseñar en 1 dirección.

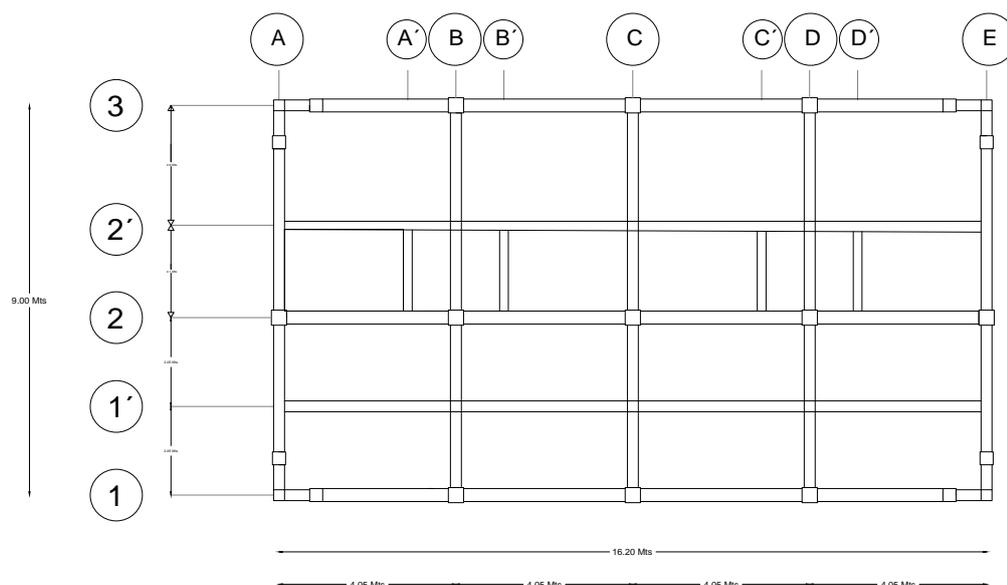


Figura 5.1 Vista en planta de losa de piso.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se procedió a determinar el espesor mínimo de la losa, para esto se utiliza la tabla XVII del ACI-318, 2014. Debido a los elementos de borde y a que

la losa a diseñar sea nervada con bloques aligerados el espesor mínimo debe ser $l/18.5$. El cálculo se detalla a continuación.

Tabla LV. Cálculo de espesor y peso de Losa en una dirección.

Espesor mínimo de losa, con 1 extremo continuo			
Luz neta	L_n	2.8	m
Espesor calculado ($l/18.5$)	E_{min}	0.15	m
Espesor adoptado	E	0.2	m
Densidad del hormigón	ρ	2.4	T/m ³
Peso de la losa	W_{pp}	0.192	T/m ²

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Para el diseño de la losa de piso se utilizó el software SAFE, en el cual se tiene que modelar la vista en planta, tipo de losa, elementos de borde, además de asignar las cargas aplicadas a la misma como también las combinaciones de carga que se consideraron en el diseño. Se especifica que la resistencia a usar del hormigón es 210 Kg/cm² y para el material de refuerzo 4200 kg/cm², además de la sección que se utilizará.

Tabla LVI. Cargas a usarse en modelo SAFE.

Cargas aplicadas a Losa

Entrepiso 1-2	Carga Viva	0.2	T/m ²
	Carga Muerta	0.35	T/m ²
Entrepiso 3 (Terraza)	Carga Viva	0.2	T/m ²
	Carga Muerta	0.25	T/m ²

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LVII. Combinaciones de carga a usarse en modelo SAFE.

Combinaciones de carga utilizadas para losa
1.2D+1.6L
1.4D
D+L (Servicio)

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

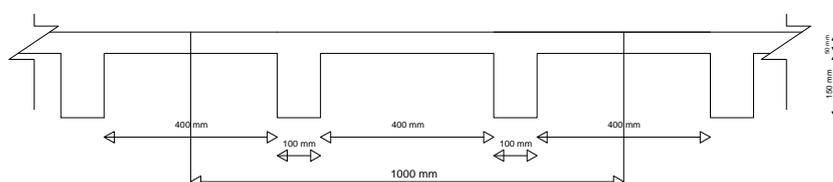


Figura 5.2 Sección de losa peraltada a usar en modelo.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se procedió a modelar la losa de piso considerando los elementos de borde, tales como columnas, vigas principales y secundarias, muros de corte. Con el modelo listo se procedió analizar y diseñar la estructura.

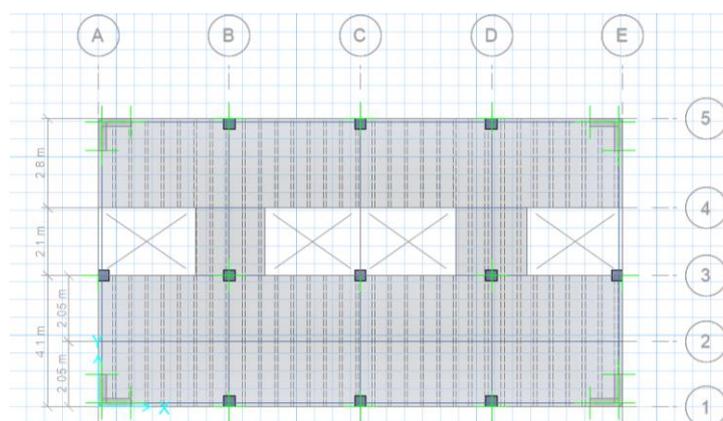


Figura 5.3 Modelo de losa de piso en SAFE.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

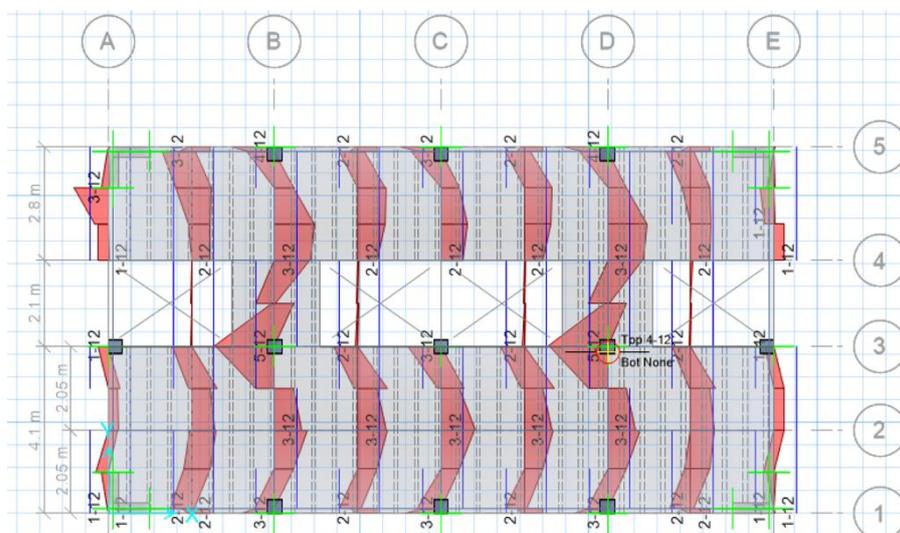


Figura 5.4 Análisis de losa de piso en SAFE.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se aprecia que el elemento losa de piso requiere como máximo 4 varillas de 12 mm tanto para momento positivo como negativo. Este análisis considera una franja de diseño de 2 metros de ancho, es decir, en cada nervio de la losa peraltada cabe una varilla longitudinal para acero positivo, y otra para acero negativo. Además del acero longitudinal se requiere proporcionar acero de retracción, el cual según la norma ACI-318,2014 tiene una cuantía de 0.0018.

$$\text{Acero de retracción: } 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

La demanda de acero de retracción es compensada con una malla electro soldada $\varnothing 10$ cada 20 cm. También se analizó que las deflexiones producidas por las cargas aplicadas en la losa no superen lo admisible según la norma NEC.

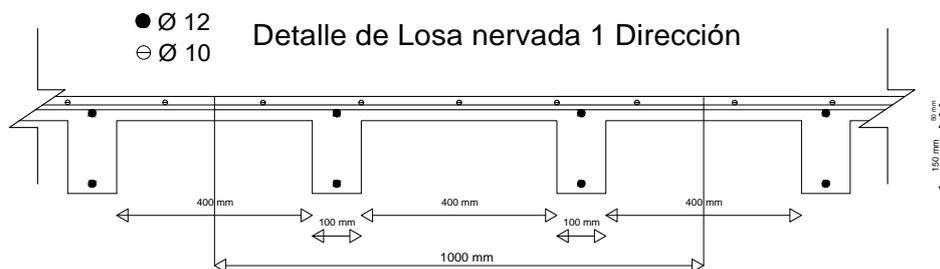


Figura 5.5 Sección con acero de refuerzo longitudinal y retracción.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LVIII. Control de deflexiones admisibles para losa de piso 3.

Deflexiones		Deformaciones			Límite CV	Límite CM		
en Losa 3								
Luz (m)	Por carga viva (mm)	Por carga muerta (mm)	Por creep (mm)	Deflexión después de fundición (mm)	L/360 (mm)	Cum-ple	L/480 (mm)	Cum-ple
2.05	0.54	1.43	2.51	3.05	5.69	OK	4.27	OK
2.1	0.39	1.26	2.21	2.60	5.83	OK	4.38	OK
2.8	0.74	2.31	4.04	4.78	7.78	OK	5.83	OK

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LIX. Control de deflexiones admisibles para losa de piso 1 y 2.

Deflexiones		Deformaciones			Límite CV	Límite CM		
en Losa 1 y 2								
Luz (m)	Por carga viva (mm)	Por carga muerta (mm)	Por creep (mm)	Deflexión después de fundición (mm)	L/360 (mm)	Cum-ple	L/480 (mm)	Cum-ple
2.05	0.54	1.70	2.98	3.51	5.69	OK	4.27	OK
2.1	0.39	1.63	2.86	3.25	5.83	OK	4.38	OK
2.8	0.74	2.65	4.64	5.37	7.78	OK	5.83	OK

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2 Diseño de vigas

Las vigas fueron diseñadas siguiendo los requerimientos del código ACI 318-14. El método de diseño empleado consiste en cumplir con los estados límites de diseño en los elementos estructurales. Se entiende por estado límite, el estado en que la estructura deja de cumplir su función. Los estados límites tomados en consideración fueron los estados límites de resistencia y servicio.

El diseño fue realizado utilizando la filosofía 'Load And Resistance Factor Design' (LRFD), la cual consiste en el empleo de factores de reducción de resistencia y mayoración de cargas. En cuanto a la resistencia de las vigas, se diseñaron con el fin de resistir adecuadamente las cargas de flexión, cortante y torsión. Asimismo, se aseguró el correcto control de fisuras y deflexiones admisibles en las vigas.

5.2.1 Revisión de las dimensiones de la sección

La edificación fue modelada utilizando el software ETABS, de aquí el programa realizó el análisis estructural y se obtuvieron las fuerzas internas en los elementos estructurales. A partir de estas fuerzas se revisaron las dimensiones de la sección según los requerimientos de la NEC 2015 y el ACI.

5.2.1.1 Revisión por flexión

Se revisó que la cuantía de acero de refuerzo en las vigas sea menor a la cuantía máxima permitida para zonas sísmicas. En caso de que la demanda por flexión requiriera mayor acero que el máximo permisible, se aumentó las dimensiones de la sección. La cuantía para zonas sísmicas fue calculada con la ecuación 5.1 y la cuantía máxima se calculó con la ecuación 5.2.

$$\rho_b = 0.85\beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \quad (5.1)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b \quad (5.2)$$

El factor β_1 se calculó utilizando la tabla LX y el módulo de elasticidad del acero equivale a 210 GPa. Para el caso del bloque multifamiliar, se diseñó utilizando hormigón de resistencia a la compresión simple f'_c 210 MPa. Por lo tanto, se utilizó el valor de β_1 equivalente a 0.85.

Tabla LX. Valores de β_1 en función de la resistencia f'_c .

f'_c (Mpa)	β_1
$17 < f'_c \leq 28$	0.85
$28 < f'_c \leq 55$	$0.85 - 0.05 * (f'_c - 28) / 7$
$f'_c > 55$	0.65

Fuente: NEC, 2015.

Al evaluar las ecuaciones 5.1 y 5.2, se obtuvieron los siguientes valores de cuantías.

$$\rho_b = 0.022$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.011$$

Se calculó preliminarmente el máximo acero de refuerzo requerido por flexión en cada viga, y se encontró que las cuantías de trabajo en todas las vigas fueron menores a la cuantía máxima para zonas sísmicas. Consecuentemente, no fue necesario aumentar las dimensiones de las vigas por requerimientos de flexión.

5.2.1.2 Revisión por corte y torsión

Las dimensiones de las vigas fueron revisadas por los requerimientos del ACI en cuanto a su resistencia por cortante y torsión. Sin embargo, no todas las vigas resisten fuerzas de torsión. Las fuerzas de torsión se presentan cuando la carga del elemento no es simétrica alrededor de su eje longitudinal, generándose un momento torsor.

De esta manera, las vigas exteriores del edificio, así como las vigas adyacentes a las aberturas por escaleras, fueron las

que presentaron fuerzas de torsión considerables. Aquellas vigas, que tuvieron fuerza de torsión despreciable fueron revisadas utilizando la ecuación 5.3, mientras que las vigas que presentaron fuerzas de torsión y corte, se revisaron con la ecuación 5.4.

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (5.3)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_wd}\right)^2 + \left(\frac{T_uPh}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi\left(\frac{V_c}{b_wd} + 2\sqrt{f'_c}\right) \quad (5.4)$$

Evaluando las ecuaciones 5.3 y 5.4, se encontró que las secciones planteadas en el capítulo 3 no fueron suficientes para resistir los esfuerzos de torsión. Por esta razón, las secciones fueron aumentadas de manera iterativa, hasta obtener secciones adecuadas para resistir las fuerzas de corte y torsión calculadas por el software ETABS.

5.2.1.3 Secciones definitivas de las vigas

Las dimensiones de las secciones finales de las vigas, revisadas por flexión, cortante y torsión se muestran en la figura 5.6. En base a estas secciones se procedió a realizar el diseño definitivo del acero de refuerzo, utilizando la metodología LRFD.

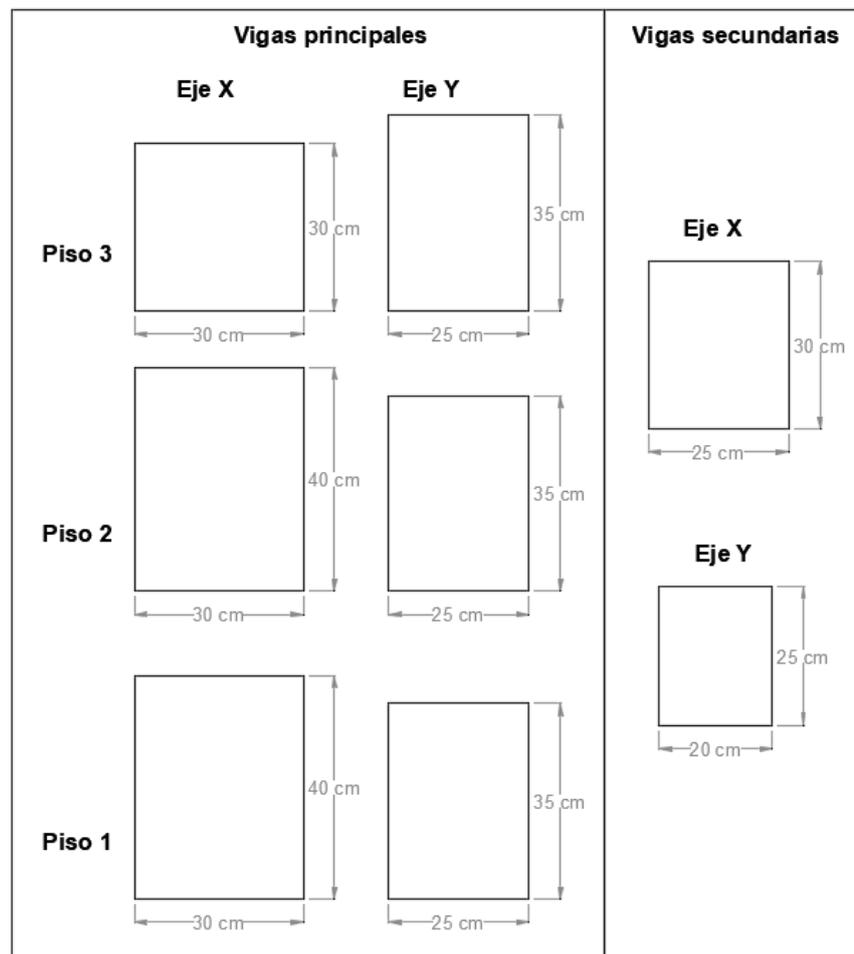


Figura 5.6 Secciones definitivas de las vigas de la edificación.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.2 Fuerzas internas

Las fuerzas internas de diseño fueron obtenidas del programa ETABS. En el programa se ingresaron las cargas gravitacionales y sísmicas actuantes en la estructura; así como las combinaciones de carga establecidas en la NEC 2015, detalladas en la sección 3.3.4. El programa realiza el cálculo de las fuerzas internas y a partir de

esto, muestra los diagramas de fuerzas internas correspondiente a la envolvente de combinaciones.

5.2.2.1 Diagramas de fuerza cortante

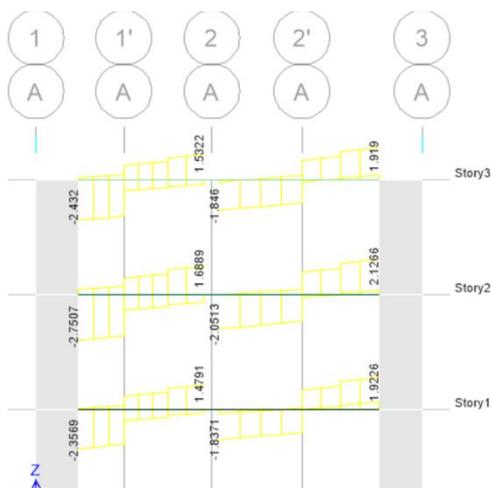


Figura 5.7 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico exterior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

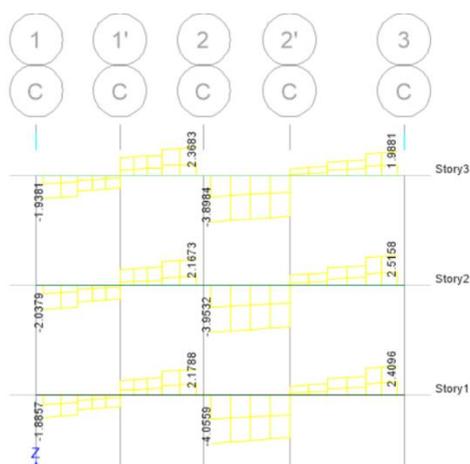


Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de pórtico interior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.



Figura 5.9 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de p6rtico exterior en la direcci3n X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

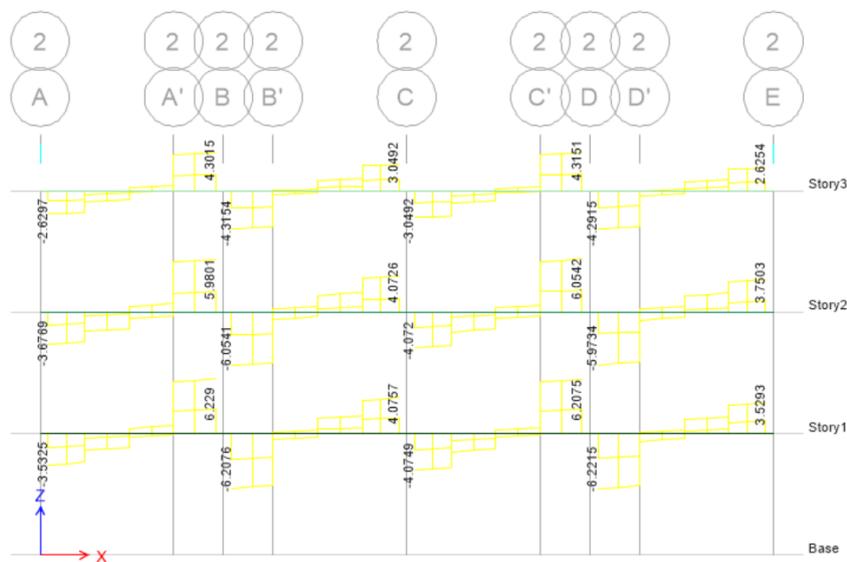


Figura 5.10 Diagrama de fuerza cortante (Ton) de p6rtico interior en la direcci3n X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.2.2 Diagramas de momento flector

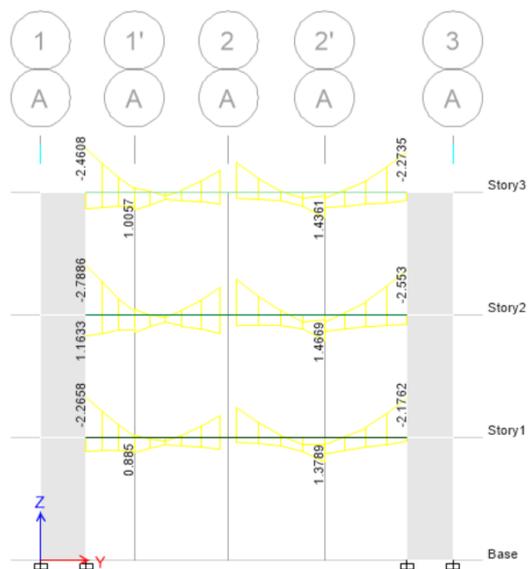


Figura 5.11 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

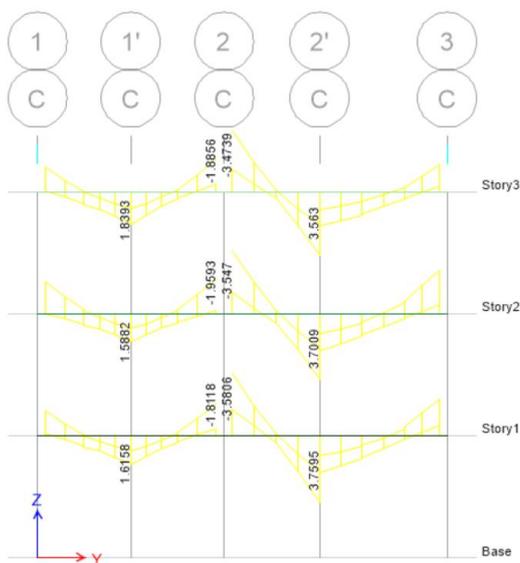


Figura 5.12 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico interior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

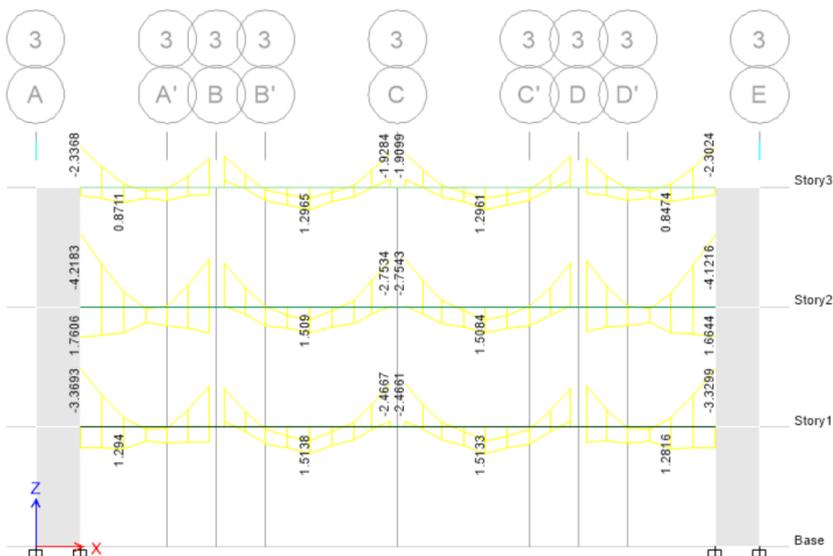


Figura 5.13 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

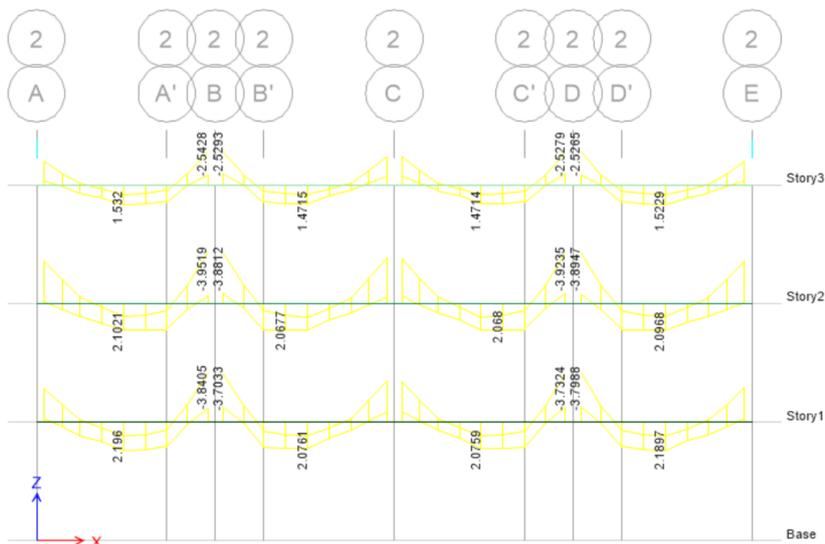


Figura 5.14 Diagrama de momento (Ton-m) de pórtico interior en la dirección X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.2.3 Diagramas de torsión

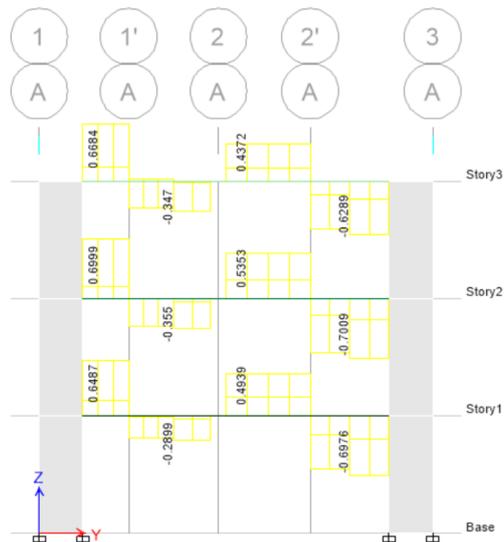


Figura 5.15 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

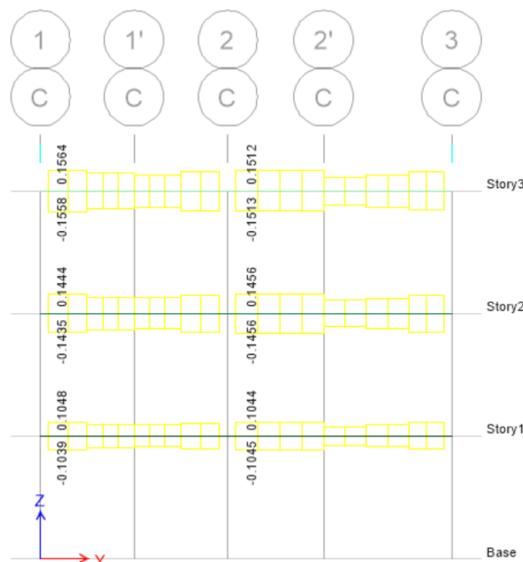


Figura 5.16 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico interior en la dirección Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

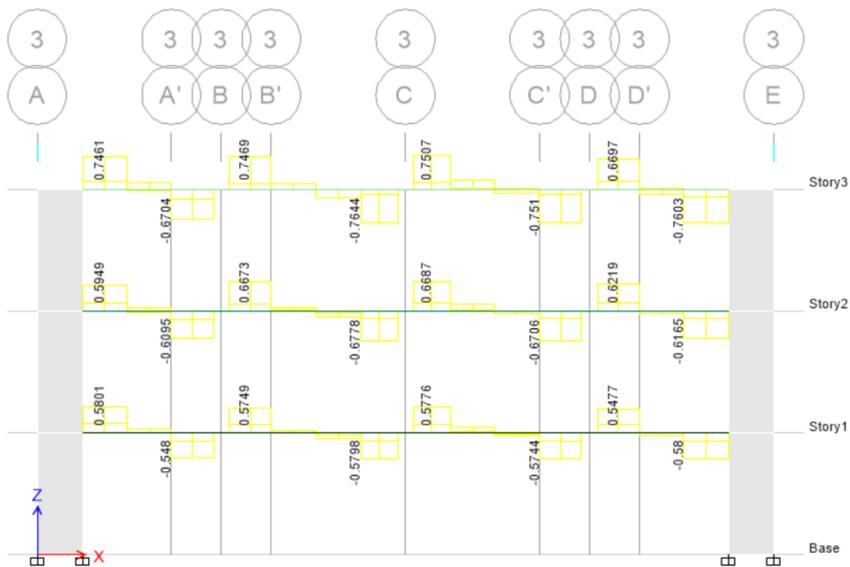


Figura 5.17 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico exterior en la dirección X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

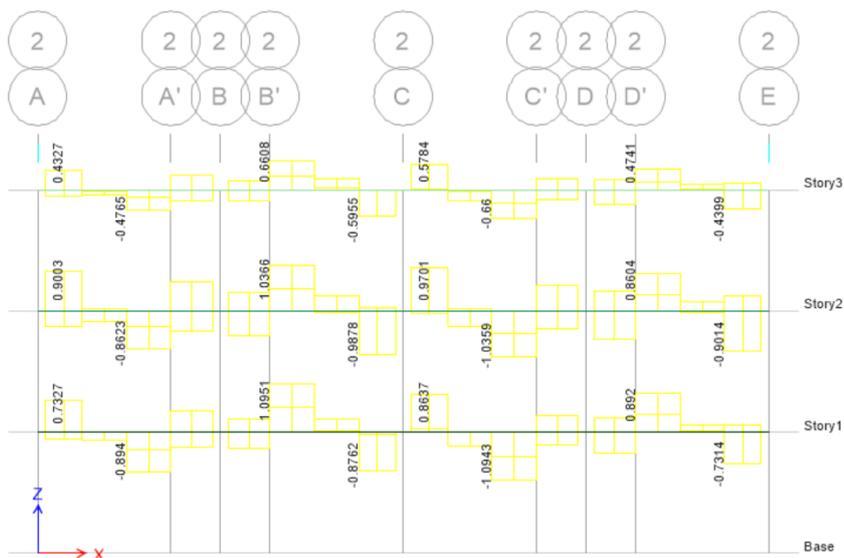


Figura 5.18 Diagrama de torsión (Ton-m) de pórtico interior en la dirección X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.3 Diseño por flexión

El diseño por flexión de las vigas se realizó teniendo en cuenta que, para cualquier sección de la viga, la resistencia de diseño a flexión debió satisfacer la ecuación 5.5. El factor de reducción ϕ toma el valor de 0.9 para flexión y el momento último se obtuvo de la envolvente de momento calculada por el programa ETABS.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5.5)$$

Con el fin de satisfacer la ecuación 5.5 se calculó el acero de refuerzo longitudinal requerido utilizando la ecuación 5.6 expuesta en la guía de diseño de la NEC 2015.

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right) \quad (5.6)$$

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

5.2.3.1 Límites del refuerzo

Según los requerimientos del ACI, la cuantía de refuerzo por flexión debe cumplir con los límites de cuantía mínima y cuantía máxima. La cuantía mínima y máxima se muestran en las expresiones 5.7 y 5.8 respectivamente. Durante el diseño de las vigas se tuvo en cuenta que la cuantía de acero

este dentro de estos límites, para cualquier sección de la viga.

$$\rho_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.80f'_c}{f_y} \\ \frac{14}{f_y} \end{array} \right. \quad (5.7)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.025 \quad (5.8)$$

Por otro lado, si el acero colocado es al menos 4/3 del acero requerido en base a la demanda del análisis estructural; no se requiere cumplir con la expresión 5.7.

5.2.3.2 Requerimientos de diseño sismo resistente

Según la norma NEC 2015, las vigas deberán tener al menos dos varillas longitudinales tanto en la cara superior como inferior, a lo largo de toda su longitud. Las varillas deberán ser ancladas en las columnas proporcionando suficiente longitud de anclaje para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

La resistencia a momento positivo en la cara del apoyo no deberá ser menor a la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma sección. Además, la resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección de la viga,

no deberá ser menor que un cuarto de la resistencia máxima a momento dentro del mismo vano.

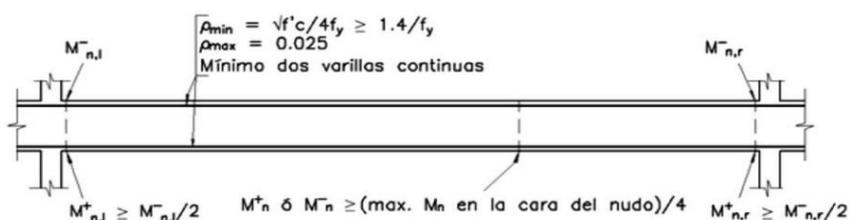


Figura 5.19 Requerimientos de diseño por flexión en vigas.
Fuente: NEC, 2015.

5.2.3.3 Procedimiento de diseño por flexión

Se diseñó cada viga identificando del diagrama de momentos las tres secciones críticas en cada vano de viga. Estas secciones corresponden a los extremos de la viga y el centro de la viga. En los extremos ocurre el momento negativo máximo, mientras que en el centro ocurre el momento positivo máximo.

En cada sección se encontró el momento positivo y momento negativo con ayuda del diagrama de momentos en el software ETABS. A cada demanda de momento, se le calculó su respectivo acero de refuerzo necesario, utilizando la ecuación 5.6. Seguidamente, se verificó los límites del

refuerzo en base a las cuantías mínima y máxima, colocando el acero mínimo en caso de ser necesario.

Asimismo, se verificó que se cumpla con los requerimientos de diseño sismo resistente, colocando el acero de refuerzo necesario para cumplir con las expresiones expuestas en la figura 5.19. Finalmente, al área de acero requerido se le aumentó el área de acero de refuerzo longitudinal requerida por el diseño por torsión. Esto se explica con mayor detalle en la sección 5.2.5.

5.2.4 Diseño por corte

Se diseñó el acero de refuerzo por corte, proporcionando un área de estribo de confinamiento tal que satisfaga la ecuación 5.9. El factor de reducción toma el valor de 0.75 para fuerza cortante. Además, el valor de la fuerza cortante última fue calculada siguiendo los requerimientos de diseño sismo resistente estipulados en el ACI 318.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (5.9)$$

5.2.4.1 Cálculo de la fuerza cortante de diseño

La fuerza cortante de diseño fue calculada considerando que el acero longitudinal de la viga generará momentos plásticos

en los extremos de cada vano, al ocurrir un sismo. De esta forma se dará una doble curvatura en la viga, lo cual provocaría las fuerzas de corte hiperestáticas. El valor del cortante de diseño V_u fue calculado como la suma del cortante generado por las fuerzas gravitacionales y el cortante hiperestático.

La fuerza cortante gravitacional se encontró del diagrama de fuerza cortante generado por el software ETABS, utilizando únicamente la parte de cargas gravitacionales de la combinación de carga. Por otro lado, la fuerza cortante hiperestática fue calculada a partir de los momentos resistentes positivo y negativo en los extremos del vano de la viga.

Se consideró el caso de sismo en la dirección de derecha a izquierda, así como de izquierda a derecha, y se diseñó para la fuerza cortante máxima, generada entre los dos casos. Los momentos resistentes fueron calculados con la ecuación 5.10, mientras que la fuerza de corte hiperestática fue calculada usando la ecuación 5.11.

$$M_p = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (5.10)$$

$$\text{Donde } a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right) \quad (5.11)$$

5.2.4.2 Separación admisible entre estribos

Según la norma NEC 2015, la separación entre estribos de confinamiento debe ser menor o igual a los valores mostrados en la tabla n. La zona 2h implica la zona dónde se producen articulaciones plásticas en la viga. Esta zona generalmente ocurre desde la cara del apoyo hasta una distancia de dos veces el peralte de la viga.

Tabla LXI. Espaciamiento máximo entre estribos en vigas.

	$s = d/4$
Zona 2h	$s = 6\Phi_b$
	$s = 150 \text{ mm}$
Fuera de zona 2h	$S = d/2$
Zona de empalmes	$S = d/4$
	$S = 100 \text{ mm}$

Fuente: ACI, 2014.

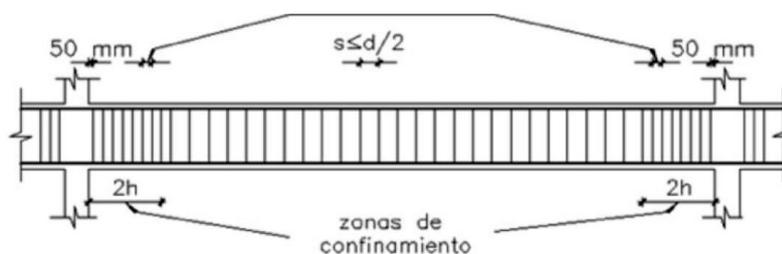


Figura 5.20 Refuerzo transversal en vigas.

Fuente: NEC, 2015.

Debido a la potencial falla de la viga en la zona de articulación plástica, en esta zona los estribos fueron colocados con un menor espaciamiento entre sí. Fuera de esta zona, se permitió un mayor espaciamiento de los estribos. No así, en las zonas de empalme de varillas se disminuyó el espaciamiento entre estribos para evitar una posible falla.

5.2.4.3 Diseño de acero transversal por corte

La resistencia nominal al corte en vigas está dada por la ecuación 5.12. Se diseñó el acero transversal de las vigas colocando estribos de confinamiento del diámetro necesario para una separación dada.

$$V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (5.12)$$

$$\text{Donde } V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

La resistencia al corte del hormigón fue despreciada en caso de que el cortante último de diseño fuera mayor a la mitad del cortante hiperestático. El área de acero transversal requerido para satisfacer la demanda de resistencia al corte se calculó utilizando la ecuación 5.13.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} \quad (5.13)$$

5.2.4.4 Límites del refuerzo

El código ACI establece los límites de refuerzo mínimo por corte expuestos en la expresión 5.14. Estos límites fueron considerados al momento del diseño, colocando el acero mínimo en caso de que el acero calculado sea menor a éste.

$$A_{v,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \end{array} \right. \quad (5.14)$$

5.2.5 Diseño por torsión

El diseño por torsión de las vigas fue realizado, asimismo, utilizando el método LRFD. Se siguió las consideraciones de la NEC 2015 y el código ACI con el fin de que las vigas satisfagan la expresión 5.15.

$$\phi T_n \geq T_u \quad (5.15)$$

5.2.5.1 Consideración de diseño por torsión

Según el código ACI, los efectos de la torsión pueden ser despreciados en el caso de que el valor de momento torsionante no sobrepase el umbral de torsión ϕT_{th} . El valor del umbral de torsión se muestra en la ecuación 5.16. El factor de reducción toma el valor de 0.75 y el valor de λ toma el valor de 1 para hormigón de f'_c igual a 210 kg/cm².

$$T_{th} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (5.16)$$

En el caso de que la torsión de diseño sobrepase el umbral de torsión, se podrá diseñar la viga utilizando el valor de la torsión de fisuración. Teniendo en cuenta que una vez que se dé la fisuración en la viga a causa de los esfuerzos de torsión, se dará una redistribución de los momentos internos en la estructura. Esto ocurre por tratarse de una estructura hiperestática. La torsión de fisuración se muestra en la ecuación 5.17.

$$T_{cr} = \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (5.17)$$

A fin de considerar la redistribución de momentos en las vigas luego de la fisuración, se modificó en el programa ETABS, la inercia torsional de aquellas vigas cuya torsión última sobrepasara el valor de la torsión de fisuración.

5.2.5.2 Diseño de acero longitudinal por torsión

Las vigas que fueron diseñadas por torsión fueron proporcionadas de un área de acero longitudinal y un área de acero transversal. El área de acero longitudinal fue añadida al área de acero longitudinal por flexión. Este acero por

torsión se distribuyó de manera equitativa en las cuatro caras de la viga.

En cada vano de viga, se determinó el acero longitudinal requerido para resistir la torsión última T_u , utilizando la expresión 5.18.

$$Al = \frac{T_u * Ph}{\phi * 2A_o * f_y} \quad (5.18)$$

5.2.5.3 Diseño de acero transversal por torsión

El refuerzo transversal por torsión fue calculado utilizando la ecuación 5.19. Este acero deberá ser añadido al acero transversal por corte para resistir los esfuerzos conjuntos por corte y torsión.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi * 2A_o * f_y} \quad (5.19)$$

El tamaño del estribo de confinamiento fue seleccionado a partir del valor de $\frac{A_v}{2} + A_t$ calculado para cada vano de viga. Esto se debe a que el valor de A_t corresponde al área de acero proporcionado por una rama de estribo, mientras que el valor de A_v equivale al área de acero total de dos ramas de estribo.

5.2.5.4 Límites del refuerzo

Según los requerimientos del ACI, el refuerzo mínimo longitudinal por torsión está dado por la expresión 5.20. Por otro lado, el acero transversal mínimo por torsión y corte está dado por la expresión 5.21. Durante el diseño, se tomó en consideración estos límites. En caso de que algún valor fuera menor al límite, se colocó el valor del acero mínimo requerido.

$$A_{l,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \\ \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75b_w}{f_{yt}}\right)p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \end{array} \right. \quad (5.20)$$

$$(A_v + 2A_t)/s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \\ 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \end{array} \right. \quad (5.21)$$

5.2.6 Refuerzo por retracción y temperatura

Se consideró también el refuerzo por retracción y temperatura en vigas. Según el ACI, la cuantía mínima de acero por retracción, para varillas de f_y igual a 4200 kg/cm², es de 0.0018 del área bruta de concreto. El espaciamiento del refuerzo por retracción y temperatura no debe exceder el menor de $5h$ y 450 mm.

5.2.7 Revisión de deflexiones

Dentro de las consideraciones por estado límite de servicio, está el control de deflexiones en las vigas. Se diseñaron las vigas según los criterios de resistencia necesarios y, además se revisaron las deflexiones en éstas según los requerimientos del ACI.

Tabla LXII. Deflexión máxima admisible en vigas.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.7.2 Deflexión admisible por carga viva

Según la tabla LXII, la deflexión inmediata debida a la carga viva L en entrepisos debe ser menor a $\ell/360$. La deflexión inmediata por carga viva fue obtenida a través del programa ETABS. Se comparó la deflexión por carga viva en cada vano de viga con el límite de deflexión y se obtuvo que todas las deflexiones fueron menores al límite.

5.2.7.3 Deflexión admisible por carga viva y carga sostenida

Esta deflexión corresponde a la parte de la deflexión que ocurre luego de la unión de los elementos estructurales, es decir, luego de la fundición. Esta deflexión fue calculada como la suma de la deflexión inmediata por carga viva y la deflexión debida a la carga sostenida.

La deflexión a largo plazo, o debida al 'creep', se calculó como el producto de la deflexión inmediata por carga muerta y el factor λ_{Δ} . El factor λ_{Δ} se calculó mediante la ecuación 5.22, donde el factor dependiente del tiempo ξ toma el valor de 2 para duración de la carga sostenida mayor o igual a 5 años.

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (5.22)$$

Las deflexiones inmediatas por carga muerta y carga viva se obtuvieron del programa ETABS. Luego de calcular la parte de la deflexión ocurrente luego de la fundición, se comparó este valor con el valor de $l/480$, según la tabla LXII. Las deflexiones fueron calculadas para cada vano de viga, y todas fueron menores al límite de deflexión.

5.2.8 Consideraciones adicionales

5.2.8.1 Longitud de desarrollo

Con el fin de asegurar el correcto funcionamiento de las varillas de refuerzo, se debió proporcionar a las varillas de suficiente longitud de desarrollo. Esta longitud permite desarrollar la resistencia f_y del acero de refuerzo. La longitud de desarrollo, por tratarse de barras menores a la No. 19, se calculó mediante la ecuación 5.23, establecida por el ACI.

$$l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (5.23)$$

Dónde:

- λ toma el valor de 1 por tratarse de hormigón de peso normal.
- ψ_t toma el valor de 1.3 cuando la varilla esté ubicada con más de 30 cm de concreto fresco por debajo, y toma el valor de 1 en caso contrario.
- ψ_e toma el valor de 1 debido a que el refuerzo no tiene ningún recubrimiento.

5.2.8.2 Empalmes de varillas longitudinales

Los empalmes en tracción en las vigas del edificio, fueron de clase B. La longitud de los empalmes a tracción, siguiendo

los requerimientos del ACI, fue la mayor entre $1.3l_d$ y 30 cm. Los empalmes en compresión fueron calculados usando la ecuación 5.24, establecida por el ACI para acero de resistencia 4200kg/cm^2 .

$$L_{sc} = 0.0073f_y d_b \quad (5.24)$$

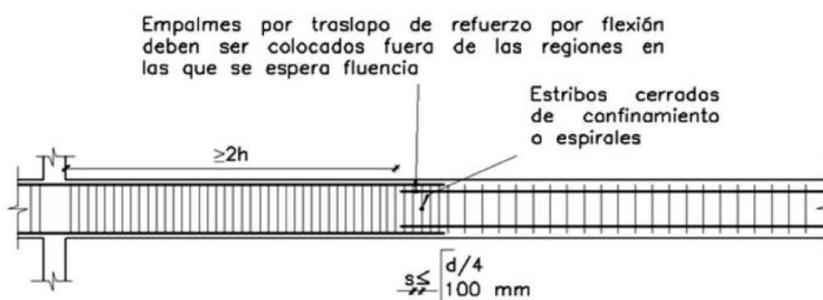


Figura 5.21 Requerimientos para empalmes por traslape de varillas.

Fuente: NEC, 2015.

5.2.8.3 Corte de varillas

Las varillas de refuerzo deberán ser aumentadas en una longitud mayor a d o $12 d_b$ luego de no ser requeridas para resistir el momento flector. Además, la longitud de estas varillas deberá ser mayor o igual a l_d desde el punto de momento máximo, para garantizar su correcto funcionamiento. Estos requerimientos se detallan en la figura 5.22.

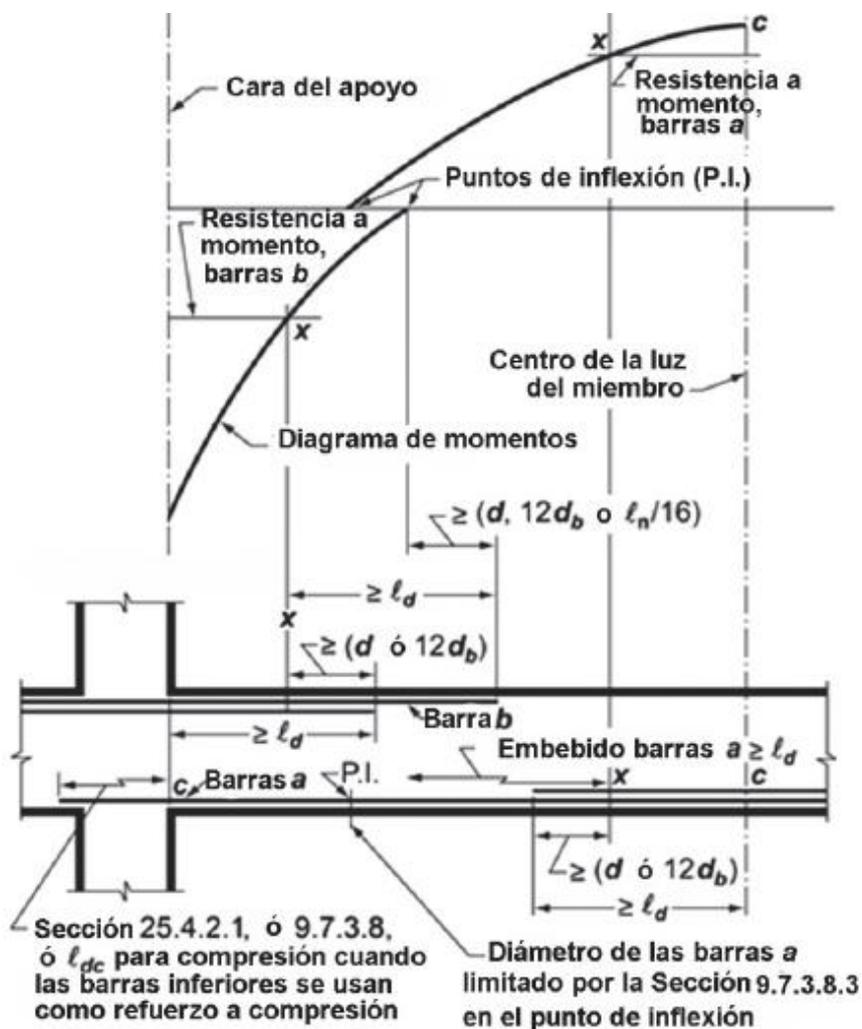


Figura 5.22 Longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal en vigas.

Fuente: ACI, 2014

5.2.8.4 Anclaje del refuerzo

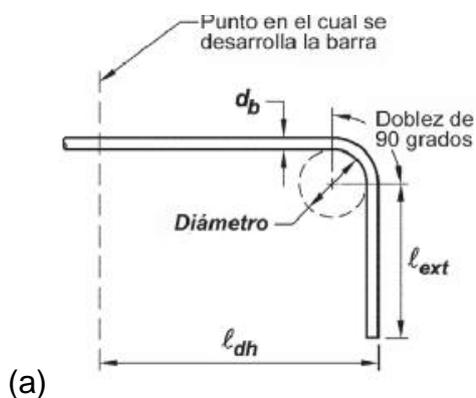
La longitud de anclaje dentro del apoyo, en este caso las columnas, para un diseño sismo resistente, se calculó

mediante la ecuación 5.25, expuesta en los requerimientos del ACI.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17 \sqrt{f'_c}} \quad (5.25)$$

Las varillas se diseñaron para ser colocadas con gancho estándar a 90° dentro de la columna. El diámetro de doblez de las varillas es de $6d_b$ y la longitud de extensión luego del doblez corresponde a $12 d_b$.

Los estribos de confinamiento también fueron diseñados con gancho estándar, doblados a 135°. El diámetro de doblado fue de $4d_b$, mientras que la longitud de extensión fue la mayor entre $6d_b$ y 75 mm. Los ganchos estándar utilizados para las varillas de refuerzo y para estribos se pueden apreciar en la figura 5.23.



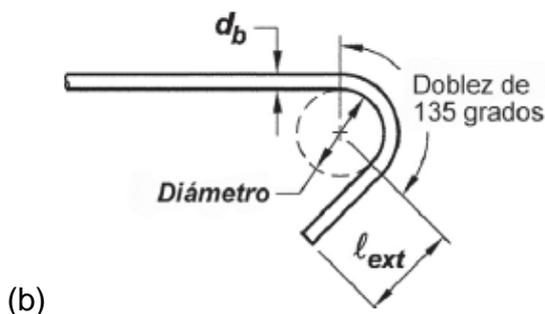


Figura 5.23 Ganchos estándar del refuerzo longitudinal (a) y transversal (b).
Fuente: ACI, 2014.

5.2.8.5 Espaciamiento entre varillas longitudinales

El código ACI, requiere un espaciamiento mínimo entre las varillas longitudinales de las vigas. Esto se hace con el fin de evitar fisuraciones y permitir el flujo del concreto fresco al momento de la fundición.

Según el ACI, el espaciamiento entre varillas deberá ser mayor a 25 mm, el diámetro de la varilla d_b y $4/3$ del tamaño máximo del agregado. En este caso, el tamaño máximo del agregado para el hormigón fue de 1 pulgada.

Luego del diseño, se encontró que el caso más crítico fue el de la colocación de 2 varillas de diámetro 12 y 2 de diámetro 14, en una viga de 30 cm de ancho. Bajo estas condiciones, el espaciamiento entre varillas fue de 4.93 cm. Se concluyó que este espaciamiento es aceptable, luego de la comparación en la tabla 5.22.

Figura 5.24 Espaciamiento entre varillas longitudinales en vigas.

Separación de varillas S (cm)	4.93
Mayor que:	
25mm (cm)	2.50
D_b (cm)	1.40
$4/3 d_{agg}$ (cm)	3.39
Espaciamiento requerido:	Satisfactorio

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.8.6 Detalles del refuerzo

El diseño de vigas requirió el empleo de varillas de diámetro 12 y 14 mm. Consecuentemente, los requerimientos adicionales para un correcto detallamiento, fueron calculados para estos dos tamaños de varilla. Además, los detalles para estribos fueron calculados para varillas de diámetro 8 y 10 mm, las mismos que fueron empleados para el diseño del acero transversal. Los requerimientos del refuerzo por detallamiento, se detallan en la tabla LXIII.

Tabla LXIII. Detalles del refuerzo longitudinal y transversal en vigas.

Varillas longitudinales		Φ 12	Φ 14
Longitud de desarrollo	L_d (cm)	52.70	61.48
Empalmes en tracción	L_{st} (cm)	68.50	79.92
Empalmes en compresión	L_{sc} (cm)	36.79	42.92
Aumento de varillas luego de no ser requeridas, mayor a:	d	Varía	Varía
	12 d_b (cm)	14.40	16.80
Longitud de anclaje	L_{dh} (cm)	20.46	23.87
Diámetro de doblez del gancho (90°)	6 d_b (cm)	7.20	8.40
Extensión l_{ext}	12 d_b (cm)	14.40	16.80
Estribos de confinamiento		Φ 8	Φ 10
Diámetro de doblez del gancho (135°)	4 d_b (cm)	3.20	4.00
Extensión l_{ext} , mayor a:	6 d_b (cm)	4.80	6.00
	7.5 cm	7.50	7.50

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.2.9 Resumen de vigas

El diseño de vigas se realizó tanto para vigas principales como secundarias, en la dirección X y en la dirección Y. En cada piso, para cada dirección (X y Y), se diseñó una viga interior y una viga exterior. Las vigas principales interiores, de un mismo piso en la misma dirección, tuvieron el mismo diseño estructural. Las vigas exteriores, al no estar cargadas simétricamente, debieron ser diseñadas

considerando la torsión. De igual manera, las vigas exteriores, de un mismo piso, en la misma dirección, tuvieron el mismo diseño.

En total se realizaron 12 diseños de vigas principales, 6 vigas en cada dirección, una exterior y una interior para cada uno de los 3 pisos. Además, se realizaron dos diseños de vigas secundarias, uno para la dirección X y otro para la dirección Y. Las vigas secundarias, al soportar principalmente las cargas gravitacionales, tuvieron fuerzas internas similares para cada piso. Debido a esto, se colocó el mismo diseño de viga secundaria en todos los pisos.

Se utilizó varillas de acero de diámetro 12 y 14 mm para el acero de refuerzo longitudinal, y estribos de diámetro 8 y 10 mm para el acero transversal. Se distribuyó el acero de refuerzo adecuadamente según los requerimientos del diseño estructural. El diseño definitivo de las vigas se detalla en los planos adjuntos.

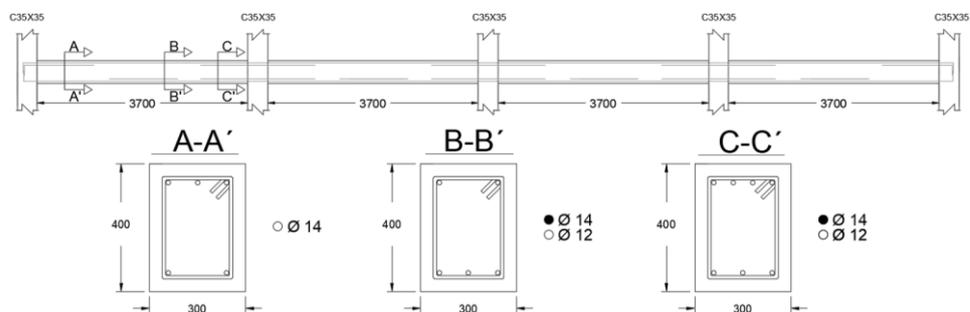


Figura 5.25 Viga principal del eje X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

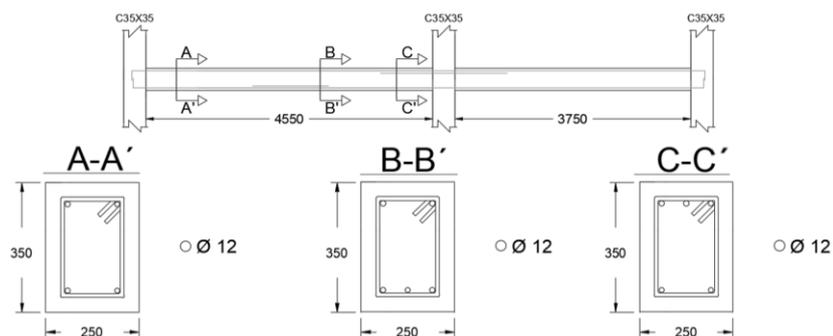


Figura 5.26 Viga principal del eje Y.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

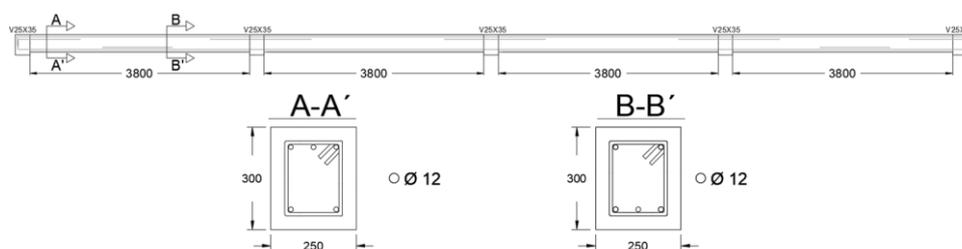


Figura 5.27 Viga Secundaria del eje X.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

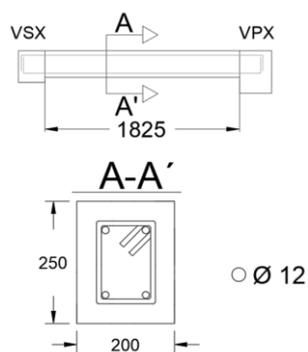


Figura 5.28 Viga
 Secundaria del
 eje Y.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.3 Diseño de columnas

Se utilizan las dimensiones correspondientes en el predimensionamiento de la alternativa escogida, la cual fue una columna cuadrada de 35X35 cm.

El área de influencia escogido es el que se presente en la figura 5.29.

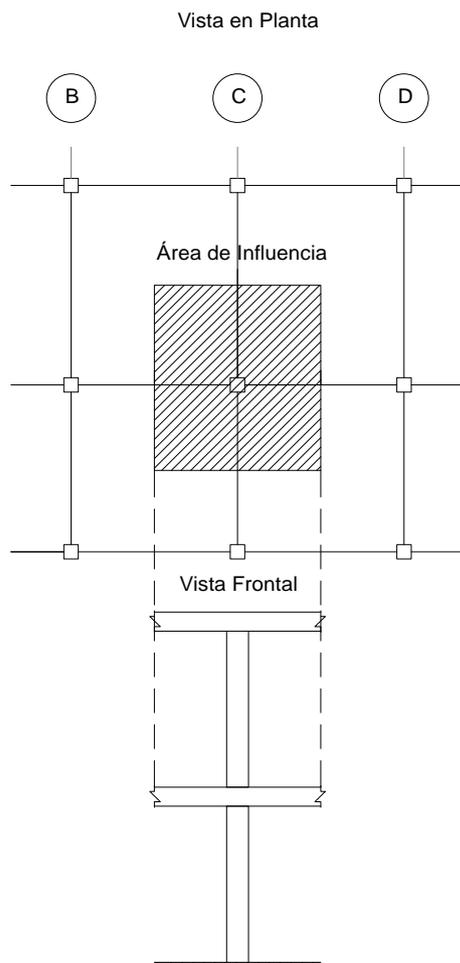


Figura 5.29 Área de influencia para columna de estudio.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

El pre dimensionamiento de columnas se lo realizó a partir de las recomendaciones dadas por la norma ACI-318, 2014.

Tabla LXIV. Cargas a considerar para predimensionamiento de columnas.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS			
Longitud de vanos			
Dirección X	L1 (m)	4.05	L2 (m) 4.05
Dirección Y	L1(m)	4.1	L2 (m) 4.9
Área de influencia		18.225	m2
Según NEC 2015, para columnas interiores		KLL	4
Reducción de la carga viva			
Debido a que $KLL \cdot A_i > 37.16 \text{ m}^2$, se reduce la carga viva			
Carga viva reducida	Lr	0.157048955	T/m2
Carga axial de servicio en columna Pi (Ton)			
Terraza	12.78	Ton	
Piso 2	15.20	Ton	
Piso 1	15.20	Ton	
Carga total	43.18	Ton	
Cálculo de la sección de la columna			
Área de columna requerida	Ac (cm2)	979.09	
Para el coeficiente alfa, de la NEC, conservadoramente, se hace un promedio para todos los casos de columna	α	0.21	
Dimensión de columna cuadrada	l (cm)	31.29	
Dimensión adoptada (cm)	35		

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Recordando del predimensionamiento: se requiere que la columna de estudio tenga un área de 979 cm^2 ., considerando una columna cuadrada se tiene:

$$L_1 = L_2 = \sqrt{979} = 31.29 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm}$$

Para el diseño de columnas se procedió seleccionar aquellas secciones de columnas que tengan la mayor combinación de fuerza axial y momento flector, es decir, aquellas que tengan el caso más crítico de carga.

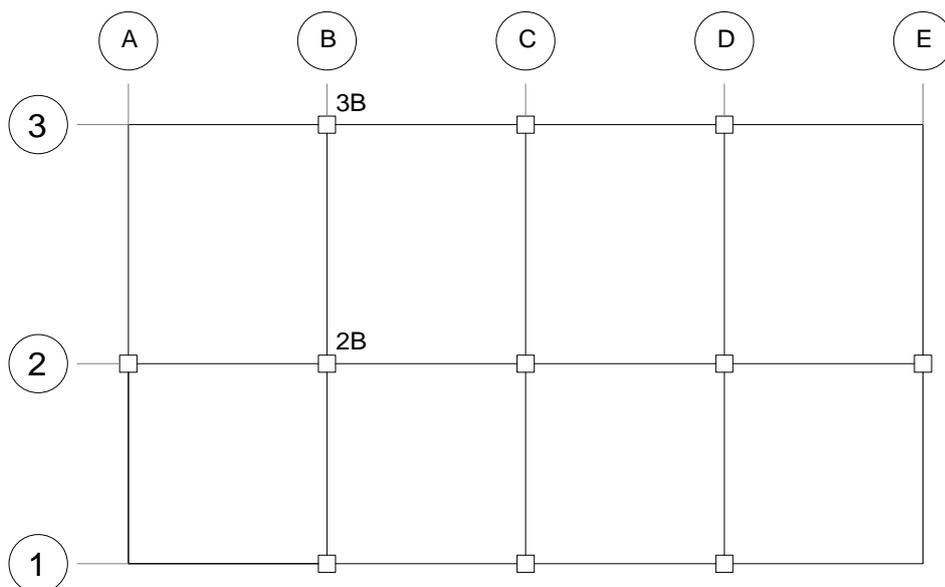


Figura 5.30 Vista en planta de edificio, se aprecian las columnas seleccionadas para el diseño.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Para nuestro análisis se consideró que las columnas que tienen las mayores combinaciones de fuerza axial y momento flector son las columnas 2B y 3B, a las cuales se revisaron los criterios de resistencia y servicio. Además se tuvo que diseñar considerando la esbeltez del elemento, criterio columna fuerte viga débil, confinamiento y fuerzas cortantes en el elemento.

5.3.2 Diseño de columna considerando esbeltez

Se consideraron las especificaciones técnicas que proporciona la norma NEC para el diseño de columnas mediante esbeltez (flexo compresión)

Soportar fuerzas axiales que excedan: $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ en las combinaciones que participen las cargas sísmicas.

$$0.1 \cdot f'_c \cdot A_g = 0.1 \cdot 210 \cdot 35 \cdot 35 = 25.73 \text{ Ton}$$

Máxima fuerza axial considerando sismo = 339.76 Ton

$339.76 > 25.73 \text{ Ton} \rightarrow$ Cumple Condición

La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.

$$b/h = 0.35/0.35 = 1 \geq 0.4 \rightarrow \text{Cumple Condición}$$

La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm.

Dimensión menor de columna = 35 cm > 300 mm \rightarrow Cumple Condición

Se procedió a diseñar la columna de intersección 3B, el diseño por flexo compresión de la columna se debe realizar para ambos ejes de la columna de estudio, Eje X y Y. El siguiente análisis considera la verificación para el eje X de la columna. Las características de la columna son las siguientes:

Tabla LXV. Características de la columna de estudio.

f'c (kg/cm ²)	210	fy (kg/cm²)	4200	Altura de entrepiso (mts)	2.7
Dimensiones	b (cm)	35	h (cm)	35	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Dentro de NEC, 2015 la cuantía de acero longitudinal para el diseño de columnas esta en el rango de 1-3%, se proporcionó la cuantía mínima, la cual es 1% del área gruesa.

$$\text{Acero mínimo} = 1\% * 35 * 35 = 12.25 \text{ cm}^2$$

Con 8 varillas de 14 mm se propone un área de acero de 12.31 cm².

El cual es mayor al mínimo.

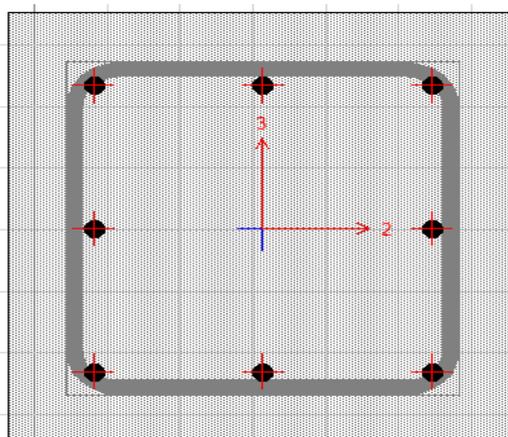


Figura 5.31 Sección con 8 varillas longitudinales de 14 mm.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Con la sección armada longitudinalmente se procedió a determinar el diagrama de interacción de la columna, el cual muestra la resistencia de la combinación fuerza axial y momento flector de la columna.

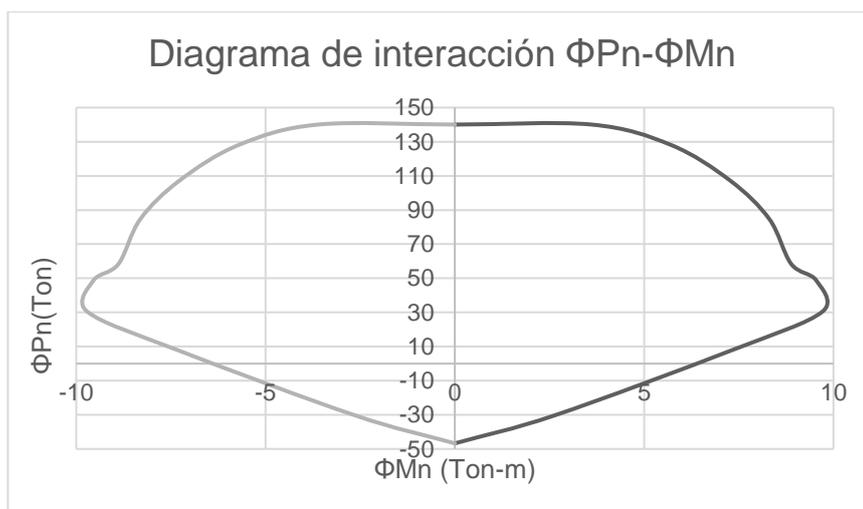


Figura 5.32 Diagrama de interacción de columna armada.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

A continuación se muestran las combinaciones de carga que estarán presentes en la columna de estudio, con esta información se procedió a determinar la amplificación de momentos para la combinación más crítica.

Tabla LXVI. Resultados del análisis estructural para columna.

Combinación de Carga	Momento Alrededor X-X Ton-m	Momento Alrededor Y-Y Ton-m	Carga Axial Ton
1,2D+1,6L	1.0462	-0.1834	31.589
1,2D+0,5L+SX Min	1.0954	0.9531	29.0758
1,2D+0,5L+SX Max	1.1105	0.9763	28.9899
1,2D+0,5L+SY Min	1.7	0.1562	28.6361
1,2D+0,5L+SY Max	1.7491	0.2318	28.3559
1,2D+0,5L+SDX Min	0.6281	-1.0141	28.038
1,4D	0.8632	-0.158	27.6277
1,2D+0,5L+SDY Min	0.1439	-0.4097	27.5251
1,2D+0,5L	0.8356	-0.1504	26.1522
1,2D+0,5L+SDY Max	1.5274	0.1088	24.7792
1,2D+0,5L+SDX Max	1.0431	0.7132	24.2664
1,2D+0,5L-SY Min	-0.0778	-0.5327	23.9484
1,2D+0,5L-SY Max	-0.0287	-0.4571	23.6682
1,2D+0,5L-SX Min	0.5608	-1.2772	23.3145
1,2D+0,5L-SX Max	0.5758	-1.254	23.2286
0,9D+SX Min	0.8147	1.002	20.6843
0,9D+SX Max	0.8298	1.0252	20.5984
0,9D+SY Min	1.4193	0.205	20.2446
0,9D+SY Max	1.4684	0.2806	19.9644
0,9D+SDX Min	0.3474	-0.9652	19.6465
0,9D+SDY Min	-0.1368	-0.3608	19.1336
0,9D+SDY Max	1.2467	0.1576	16.3877
0,9D+SDX Max	0.7624	0.7621	15.8749
0,9D-SY Min	-0.3585	-0.4838	15.5569
0,9D-SY Max	-0.3094	-0.4082	15.2767
0,9D-SX Min	0.2801	-1.2284	14.923
0,9D-SX Max	0.2951	-1.2052	14.8371

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

En la siguiente figura se muestran las combinaciones de carga dentro del diagrama de interacción de la columna, se puede observar que para los niveles de carga presente la capacidad de resistencia de la columna es suficiente.

Resistencia > Demanda

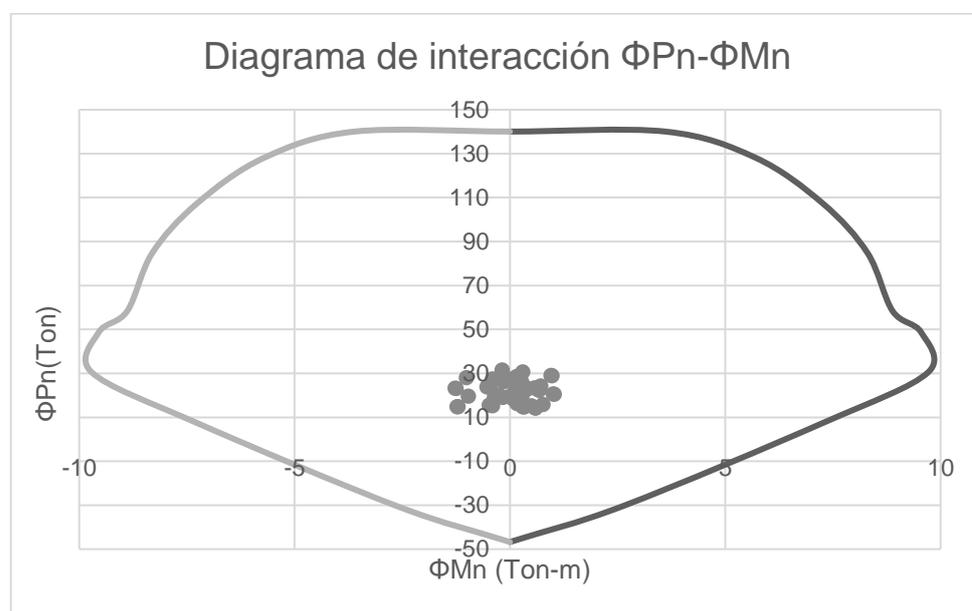


Figura 5.33 Diagrama de interacción con combinaciones de carga aplicadas.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se procedió a determinar el índice de estabilidad “Q” de la columna de estudio, este nos ayuda a verificar si la columna se considera como “arriestrada” o “no arriestrada” y analizarla como tal a partir de este criterio.

Para ello se necesita calcular: $Q = \frac{\Sigma P_u * \Delta_0}{V_{us} * L_c}$

Donde P_u es la carga vertical mayorada de piso, Δ_0 el desplazamiento lateral relative (deriva) de primer orden. L_c es la longitud del miembro a compresión y V_{us} el cortante horizontal mayorado del piso.

Se calcula:

$$Q = \frac{339.76 * 0.00274}{40.63 * 250} = 0.002714$$

Según ACI-318, 2014 si el resultado del coeficiente de estabilidad de la columna es menor a 0.05, la columna de estudio se considera Arriostrada.

$$Q = 0.002714 < 0.05 \rightarrow \text{Columna Arriostrada}$$

Se dispone a seguir las recomendaciones de diseño para columna arriostradas según ACI-318. Se determina la relación de esbeltez

$\frac{k * Lu}{r}$, para la cual se requiere encontrar los valores de ψ_A y ψ_B .

$$\psi_A = \frac{\Sigma \frac{\text{Inercia Columnas que llegan al nodo A}}{\text{Longitud}}}{\Sigma \frac{\text{Inercia Vigas que llegan al nodo A}}{\text{Longitud}}} \quad (5.26)$$

$$\psi_B = \frac{\Sigma \frac{\text{Inercia Columnas que llegan al nodo B}}{\text{Longitud}}}{\Sigma \frac{\text{Inercia Vigas que llegan al nodo B}}{\text{Longitud}}} \quad (5.27)$$

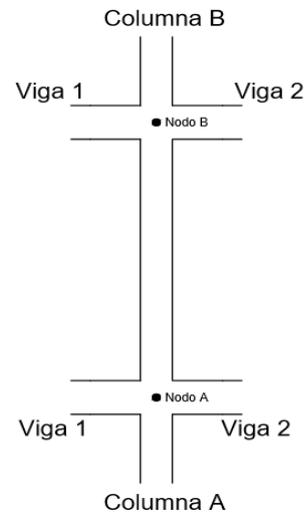


Figura 5.34 Representación de nodos en columna.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Para la columna de estudio, el nodo A se encuentra en el empotramiento, para estos casos el valor de $\psi_A = 0$.

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{\text{Inercia Columnas que llegan al nodo B}}{\text{Longitud}}}{\sum \frac{\text{Inercia Vigas que llegan al nodo B}}{\text{Longitud}}}$$

$$I_{\text{Columna de estudio}} = \frac{1}{12} * 35^4 = 125052.0833 \text{ cm}^4$$

$$L_{\text{columna}} = 250 \text{ cm}$$

$$k_c = \frac{I}{L} = \frac{125052.0833}{250} = 500.21 \text{ cm}$$

$$I_{\text{Columna Superior}} = \frac{1}{12} * 35^4 = 125052.0833 \text{ cm}^4$$

$$k_{1c} = \frac{I}{L} = \frac{125052.0833}{250} = 500.21$$

$$I_{\text{Viga Derecha}} = I_{\text{Viga Izquierda}} = \frac{1}{12} * 30 * 40^3 = 160000 \text{ cm}^4$$

$$L_{\text{viga derecha}} = 370 \text{ cm}$$

$$L_{\text{viga izquierda}} = 287.5 \text{ cm}$$

$$k_{VD} = \frac{I}{L} = \frac{160000}{370} = 432.43$$

$$k_{VI} = \frac{I}{L} = \frac{160000}{287.5} = 556.52$$

$$\psi_B = \frac{500.21 + 500.21}{432.43 + 556.52} = 2.02 * \frac{0.8}{0.5} = 3.23$$

Al valor calculado se lo debe afectar por los factores de inercia agrietada que según NEC, 2015 son: $I_{\text{Columna Agrietada}} = 0.8 I_{\text{Columna}}$ y $I_{\text{viga Agrietada}} = 0.5 I_{\text{viga}}$.

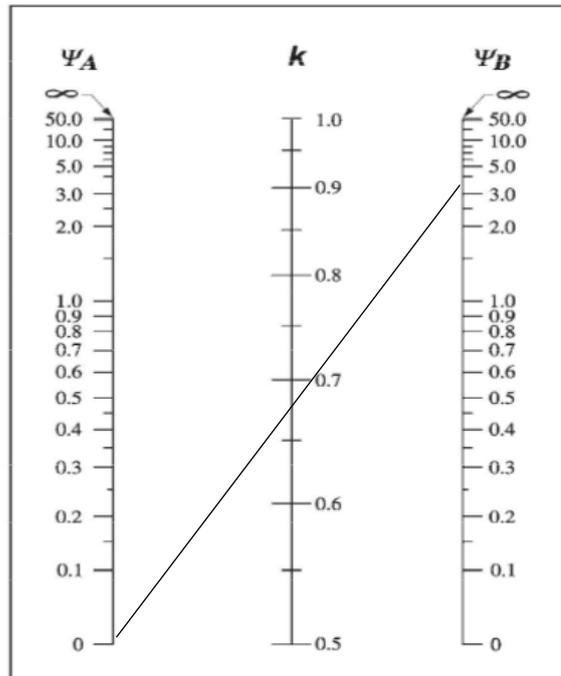


Figura 5.35 Abaco para determinación de k en columnas arriostradas.

Fuente: ACI-318, 2014.

El valor “K” para determinar la relación de esbeltez es 0.67, calculando:

Con los valores ψ_A y ψ_B calculados podemos determinar “K” para la relación de esbeltez.

$$\frac{k*Lu}{r} = 0.67 * \frac{250}{0.3*35} = 15.25$$

Si la relación de esbeltez cumple con la siguiente condición, no se necesita amplificar momentos.

$$\frac{K*Lu}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2} < 40 (\text{Porticos arriostrados}) \quad (5.28)$$

$$M_1 = -1.272 \text{ Ton} - m$$

$$M_2 = 0.664 \text{ Ton} - m$$

$$15.25 < 56.96 < 40 \rightarrow 15.25 < 40$$

Por lo tanto, en la columna de estudio no se necesitó amplificar momentos. Con las combinaciones de momento actuantes en la columna, la misma es suficiente para resistir las fuerzas aplicadas.

Se realizó lo mismo con la columna de estudio para el eje Y, el cual según el análisis también fue satisfactorio.

5.3.3 Diseño por criterio columna fuerte viga débil

Se revisa que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.20 veces la capacidad de la viga.

Se procedió a determinar los momentos nominales de las vigas que llegan al nodo de estudio. De igual manera, el análisis se realizó para cada respectivo eje, el primero, el eje X y el segundo el eje Y.

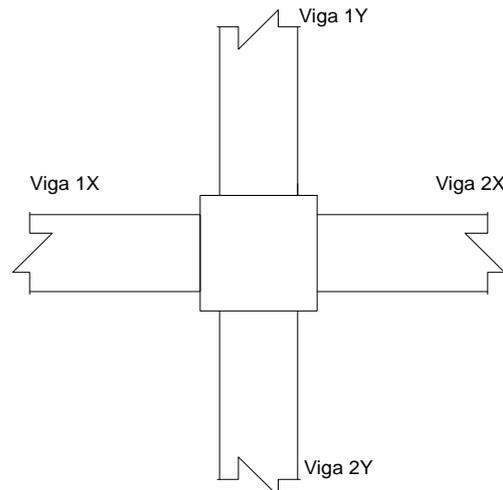


Figura 5.36 Vigas que llegan a columna de estudio.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

$$M_{pn} = \frac{A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})}{1.25}$$

$$a = \frac{A_s * \alpha * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Con el correspondiente armado longitudinal de las vigas que llegan a la columna se procede a calcular el momento probable nominal.

$$A_{s\ 1x\ Superior} = 4.62\ cm^2 = A_{s\ 2x\ Superior}$$

$$A_{s\ 1x\ Inferior} = 3.078\ cm^2 = A_{s\ 2x\ Inferior}$$

$$M_{pn\ 1x\ Superior} = 4.38\ Ton - m$$

$$M_{pn} 2x \text{ Inferior} = 3.0 \text{ Ton} - m$$

$$\Sigma M_{Viga} = 4.38 + 3.0 = 7.38 \text{ Ton} - m$$

Se procedió a calcular el momento nominal de la columna, esto se determina con el diagrama de interacción sin los factores de reducción de la misma. Los valores se determinaron a partir de la carga axial aplicada a la columna, esta carga axial de análisis es la carga de servicio más sismo y debe ser calculada para ambas columnas que llegan al nodo.

$$P_{\text{Columna Inferior}} = 16.11 \text{ Ton}$$

$$M_{pn} \text{ Columna Superior} = 8.8 \text{ Ton} - m$$

$$P_{\text{Columna Superior}} = 23.997 \text{ Ton}$$

$$M_{pn} \text{ Columna Superior} = 10 \text{ Ton} - m$$

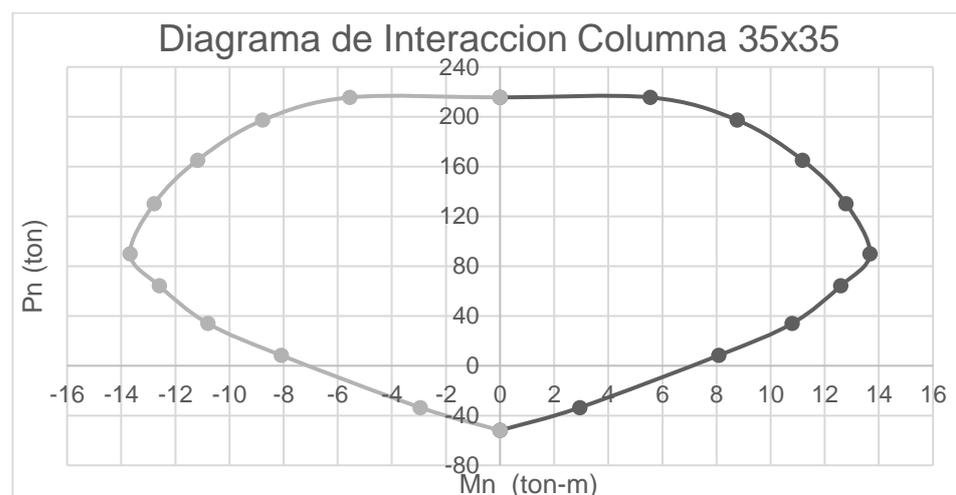


Figura 5.37 Diagrama de interacción sin factores de reducción.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se verificó que la condición de columna fuerte – viga débil cumpla

$$\textit{Capacidad de Columna} \geq 1.2 \textit{ Capacidad de Viga}$$

$$\textit{Capacidad de columna} = 10 + 8.8 = 18.8 \textit{ Ton} - m$$

$$1.2 \textit{ Capacidad de Viga} = 8.856 \textit{ Ton} - m$$

$$18.8 \textit{ Ton} - m \geq 8.856 \textit{ Ton} - m$$

Por lo tanto, la columna con el armado correspondiente es satisfactoria, cumple con tal criterio.

Se realiza lo mismo para el eje Y de la viga:

$$\textit{Capacidad de Columna} \geq 1.2 \textit{ Capacidad de Viga}$$

$$\textit{Capacidad de columna} = 10 + 8.8 = 18.8 \textit{ Ton} - m$$

$$1.2 \textit{ Capacidad de Viga} = 2.10 \textit{ Ton} - m$$

$$18.8 \textit{ Ton} - m \geq 2.10 \textit{ Ton} - m$$

Cumple criterio columna fuerte – viga débil.

5.3.4 Confinamiento

Se deben cumplir los requerimientos de la norma NEC, 2015. Se procedió a calcular la longitud L_o , la separación de estribos para dentro de L_o y fuera de él.

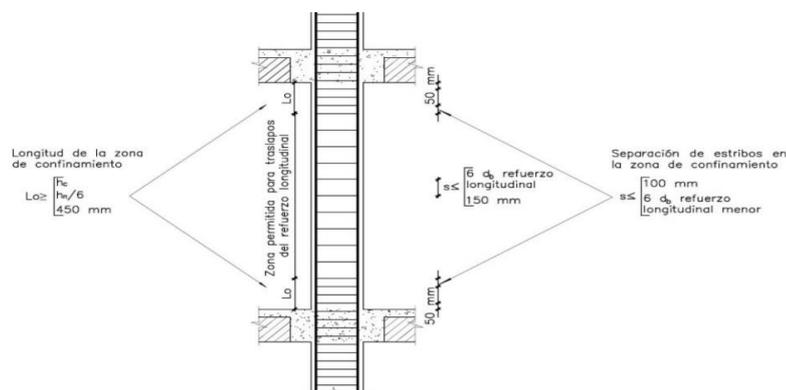


Figura 5.38 Separación de estribos según Norma Ecuatoriana.
Fuente: NEC, 2015.

Tabla LXVII. Separación de estribos para columna de estudio.

Requerimientos de la Norma NEC		
Condiciones	Longitud L_o (cm)	45
Condición 1	45	cm
Condición 2	35	cm
Condición 3	45	cm
Separación en L_o (Zona de confinamiento)		7.5
Condición 1	10	cm
Condición 2	8.4	cm
Separación fuera de L_o (Zona de confinamiento)		7.5
Condición 1	8.4	cm
Condición 2	15	cm

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

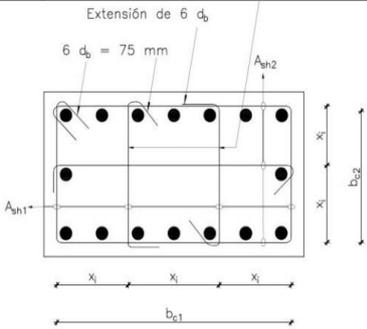
Por lo tanto, la separación mínima de estribos en la columna es 7.5 cm. Se debe calcular el acero transversal mínimo, según requerimientos de la norma Ecuatoriana el refuerzo mínimo debe ser:

Tabla LXVIII. Acero transversal mínimo en columna según Norma Ecuatoriana.

Tabla 15: Cuantías mínimas para estribos de confinamiento (Fuente ACI 318S-14, 18.7.5.4)			
Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)
P_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ y $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35 * k_f * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (f)

Fuente: NEC, 2015.

Tabla LXIX. Acero transversal requerido en columna.

Acero transversal mínimo (cm ²)	Ash Corte en la dirección X	Ash Corte en la dirección Y			
Dentro de Lo	2.07	2.07			
Fuera de Lo	2.07	2.07			
Ash Corte en la dirección X Dentro de Lo			Ash Corte en la dirección Y Dentro de Lo		
Estribo seleccionado			Estribo seleccionado		
#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)
1	10.00	1.57	1.00	10.00	1.57
Vincha Seleccionada			Vincha Seleccionada		
#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)
1	8.00	0.50	1.00	8.00	0.50
Area Transversal total (cm ²)	2.07339	Cumple Acero Minimo	Area Transversal total (cm ²)	2.07339	Cumple Acero Minimo
Ash Corte en la dirección X Fuera de Lo			Ash Corte en la dirección Y Fuera de Lo		
Estribo seleccionado			Estribo seleccionado		
#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)
1	10.00	1.57	1.00	10.00	1.57
Vincha Seleccionada			Vincha Seleccionada		
#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	#	Diámetro (mm)	Area (cm ²)
1	8.00	0.50	1.00	8.00	0.50
Area Transversal total (cm ²)	2.07	Cumple Acero Minimo	Area Transversal total (cm ²)	2.07	Cumple Acero Minimo

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Por lo tanto, se requiere un estribo cerrado de 10 mm más una vincha de 8 mm en cada dirección, tanto en la dirección X o Y, ambos cada 7.5 cm de distancia.

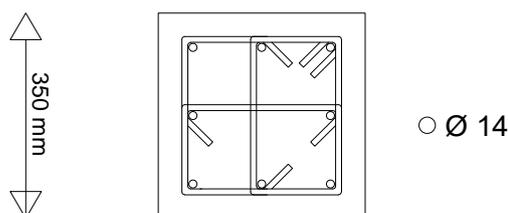


Figura 5.39 Sección transversal con acero longitudinal y transversal.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.3.5 Revisión por corte

Se comprobó que el espaciamiento y acero transversal proporcionado en confinamiento es el necesario según el criterio de fuerza cortante en columna.

A partir de los momentos nominales de las vigas determinados anteriormente y también a partir del momento probable generado en la base de la columna considerando la combinación de carga $1.2D+1.6L+S_x$ se calcula una fuerza cortante V_u , la cual será la demanda real de cortante en el elemento.

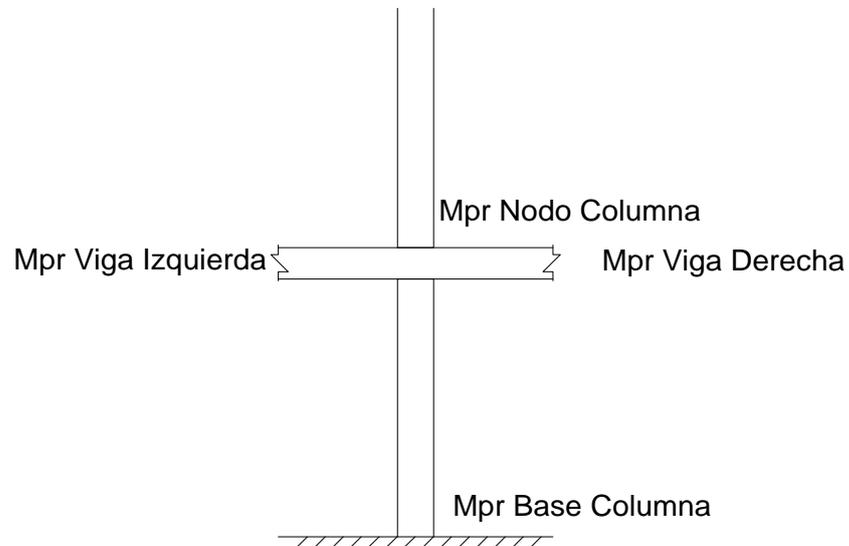


Figura 5.40 Representación de conexión viga-columna.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

$$M_{p1x Superior} = 4.38 * 1.25 = 5.48 \text{ Ton} - m$$

$$M_{p2x Inferior} = 3.0 * 1.25 = 3.75 \text{ Ton} - m$$

Momento en columna:

$$P_u = 25.0732 \text{ Ton (Considerando } 1.2D + 0.5L + Sx)$$

De la curva de interacción(sin reducciones) se obtiene:

$$M_{pr} = 9.8 \text{ Ton} - m$$

El momento obtenido arriba es el que se genera justo en la base de la columna, a partir de los momentos probables de viga se procede a determinar la demanda de momento en el nodo donde los elementos viga llegan.

Luz de columna = 2.7 Metros

Peralte de viga = 0.4 Metros

$$M_{pr} = (3.75 + 5.47) * \frac{2.7}{2.7 + 2.7} = 4.62 \text{ Ton} - m$$

$$V_u = \frac{4.62 + 9.8}{2.7 - 0.4} = 6.27 \text{ Ton}$$

Se procedió a calcular la resistencia cortante que proporciona la columna, primero por la fuerza que resiste el concreto por si mismo, después la resistencia que brinda el acero de refuerzo transversal.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * h * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) = 8.88 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = 34.71 \text{ Ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0.75 * (8.88 + 34.71) = 32.69 \text{ Ton}$$

$$32.69 \text{ Ton} > 6.27 \text{ Ton} (V_u)$$

El armado transversal de la columna es satisfactorio.

Lo mismo se realiza para el Eje Y de la columna, donde V_u es 4.55 Ton. Como el armado transversal de la columna es el mismo para el sentido Y, la resistencia a fuerza cortante es la misma, por lo tanto:

$$32.69 \text{ Ton} > 4.55 \text{ Ton} (V_u)$$

El armado transversal de la columna es satisfactorio.

5.4.2 Fuerzas internas

Al ejecutar el análisis estructural en ETABS, se obtuvieron los resultados de fuerzas internas. Se logró obtener los diagramas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector, para cada uno de los cuatro muros de corte. Las fuerzas internas se detallan en las figuras 5.42 a 5.51.

5.4.2.1 Diagramas de momento flector



Figura 5.42 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje X en muros 1 y 2.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

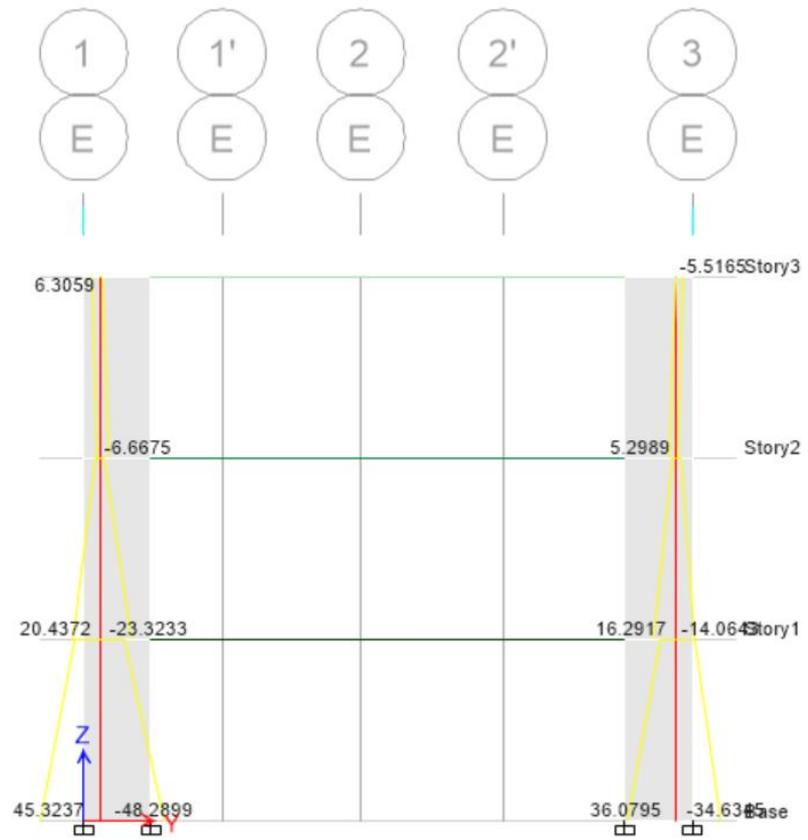


Figura 5.43 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje X en muros 3 y 4.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

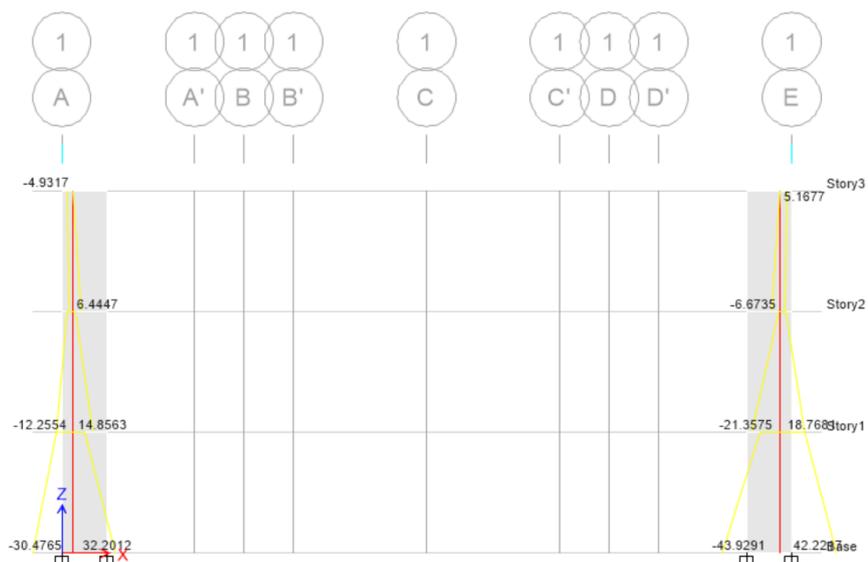


Figura 5.44 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje Y en muros 1 y 4.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

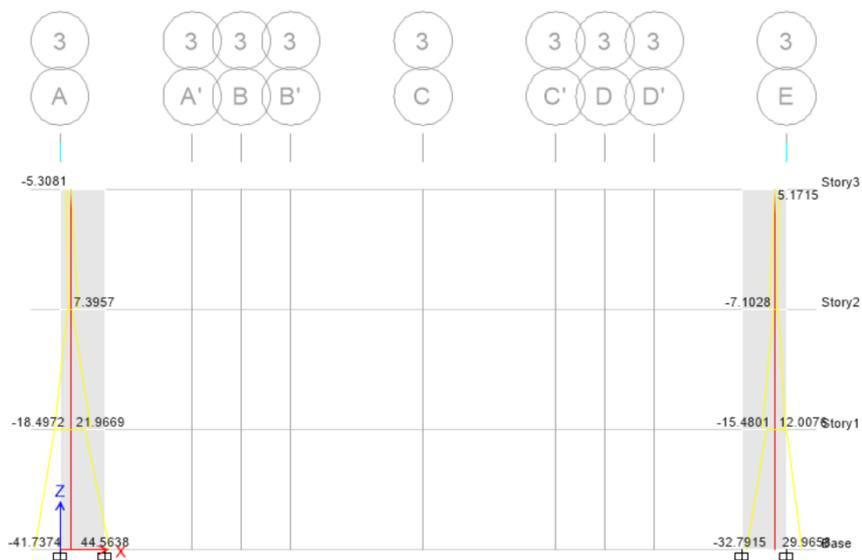


Figura 5.45 Diagrama de momento (Ton-m) alrededor del eje Y en muros 2 y 3.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.4.2.2 Diagramas de fuerza cortante

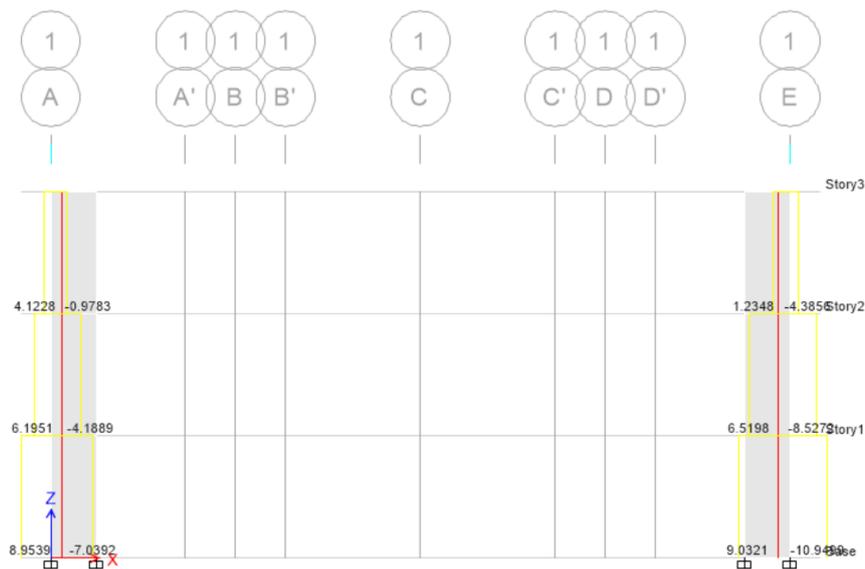


Figura 5.46 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección X en muros 1 y 4.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

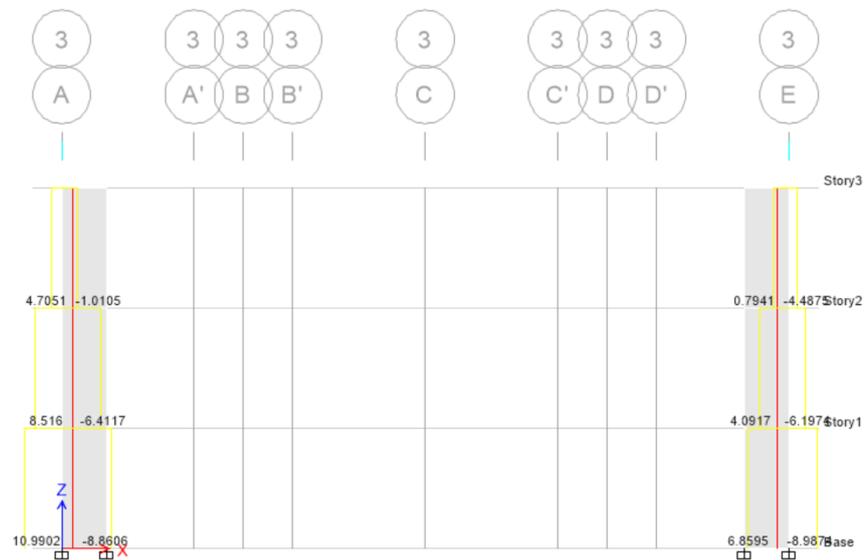


Figura 5.47 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección X en muros 2 y 3.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.



Figura 5.48 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección Y en muros 1 y 2.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

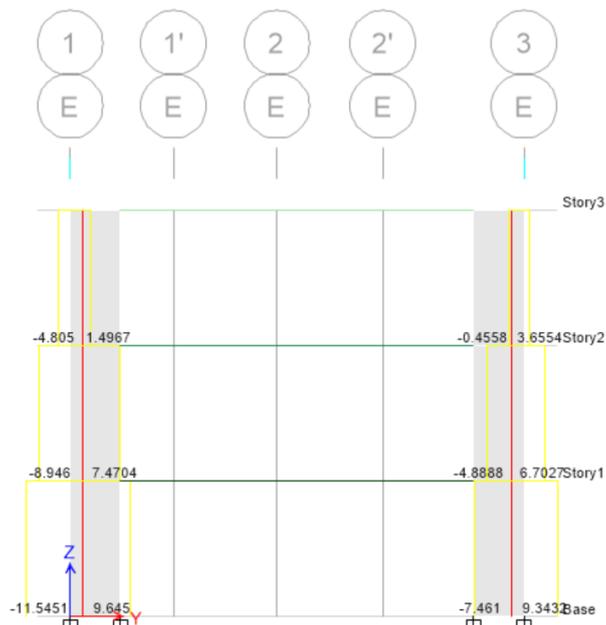


Figura 5.49 Diagrama de fuerza cortante (Ton) en la dirección Y en muros 3 y 4.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.4.2.3 Diagramas de fuerza axial



Figura 5.50 Diagrama de fuerza axial (Ton) en muros 1 y 2.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

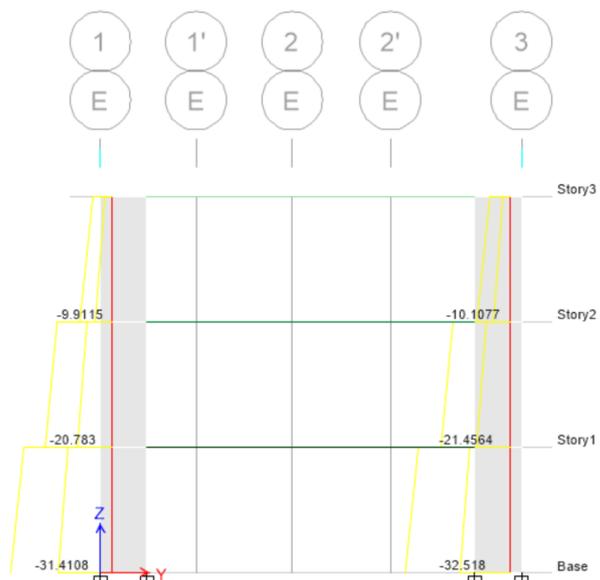


Figura 5.51 Diagrama de fuerza axial (Ton) en muros 3 y 4.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.4.3 Diseño por flexo-compresión

El objetivo del diseño por flexo-compresión, es permitir al muro resistir adecuadamente la acción conjunta de la carga axial y el momento flector.

Se encontró del análisis estructural, las fuerza axial y momento flector máximo en cada muro, correspondientes a cada entrepiso. Las fuerzas internas se detallan en la tabla LXX. Estas fuerzas corresponden al caso de la envolvente de combinaciones de carga.

Se utilizó la opción de 'Diseño de secciones de muros' en ETABS, para modelar el armado del muro y obtener los diagramas de interacción del muro. Se obtuvo los diagramas de interacción de resistencia modificada por los factores de reducción ϕ correspondientes para flexión y carga axial. Posteriormente, se procedió a graficar cada par ordenado (M,P) y evaluar si se encontraba dentro del diagrama. Se concluyó que el armado longitudinal de los muros fue satisfactorio, al estar todos los puntos de demanda dentro del diagrama de interacción.

Los diagramas de interacción se realizaron para momento alrededor del eje X como del eje Y en cada muro. Las gráficas de los diagramas

con sus respectivas demandas pueden apreciarse en las figuras 5.53 a 5.60.

Tabla LXX. Demanda de carga axial y momentos flectores en muros

Muro	Entrepiso	Caso Envolvente	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
1	3	Max	4.67	6.44	2.03
		Min	10.10	-2.80	-6.27
	2	Max	9.45	14.86	14.43
		Min	21.70	-12.26	-17.31
	1	Max	14.59	32.20	34.25
		Min	32.62	-30.48	-37.19
2	3	Max	5.58	7.40	5.30
		Min	10.11	-2.75	-2.00
	2	Max	11.06	21.97	22.39
		Min	21.19	-18.50	-20.15
	1	Max	16.74	44.56	47.13
		Min	32.08	-41.74	-45.67
3	3	Max	5.23	2.46	5.30
		Min	10.11	-7.10	-2.00
	2	Max	10.24	12.01	16.29
		Min	21.46	-15.48	-14.06
	1	Max	15.59	29.97	36.08
		Min	32.52	-32.79	-34.63
4	3	Max	5.13	3.03	2.41
		Min	9.91	-6.67	-6.67
	2	Max	10.77	18.77	20.44
		Min	20.78	-21.36	-23.32
	1	Max	16.51	42.22	45.32
		Min	31.41	-43.93	-48.29

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

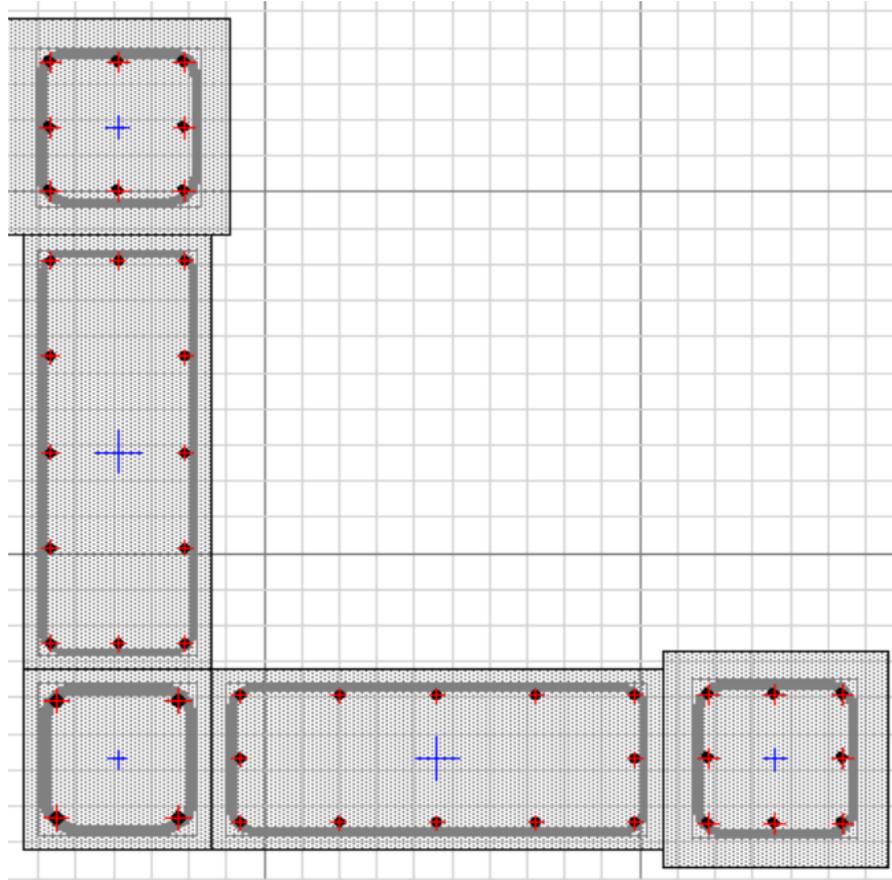


Figura 5.52 Armado del acero longitudinal de los muros.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

De manera preliminar se eligió el armado longitudinal del muro para encontrar los diagramas de interacción en ETABS. Se colocaron 8 varillas de diámetro 14 mm en los cabezales extremos. En el cabezal central se colocaron 4 varillas de 16 mm. Por último, en cada diafragma de muro se colocaron 10 varillas de 10 mm en dos filas.

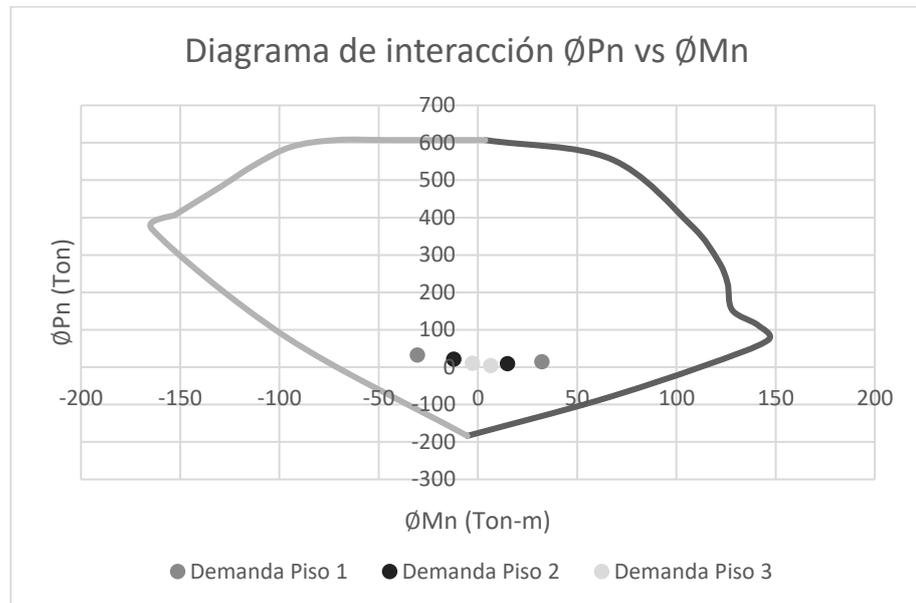


Figura 5.53 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 1.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

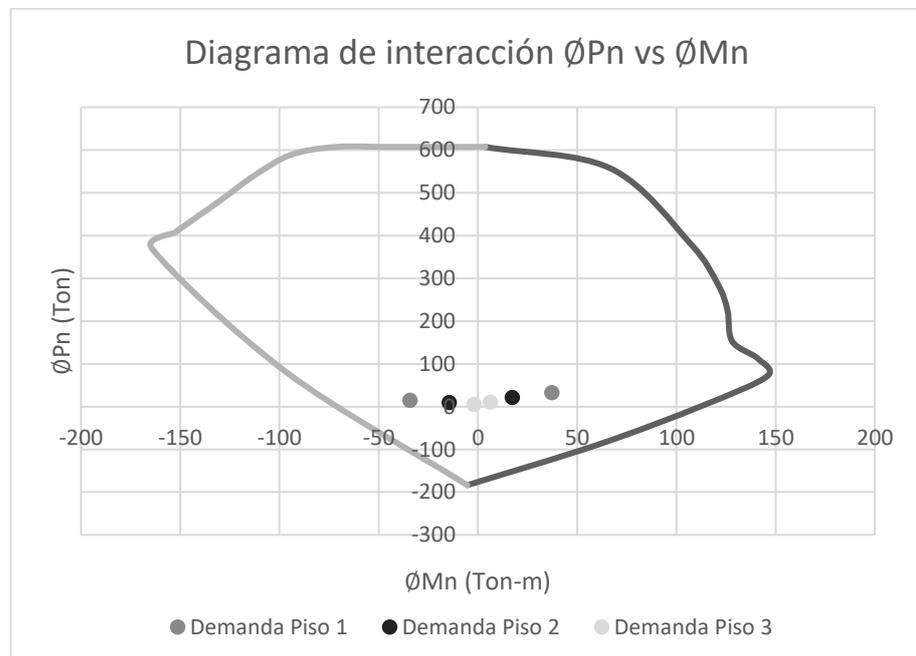


Figura 5.54 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 1.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

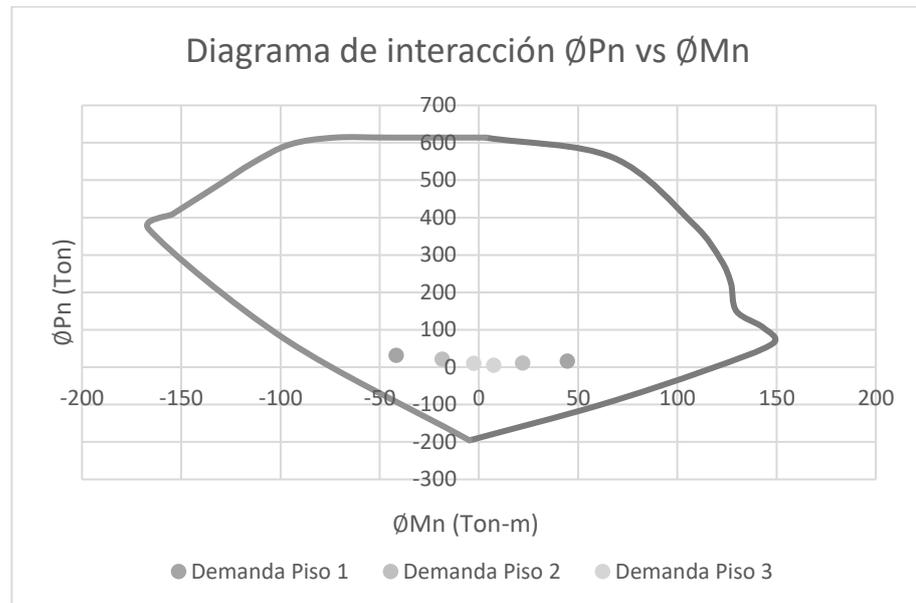


Figura 5.55 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 2.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

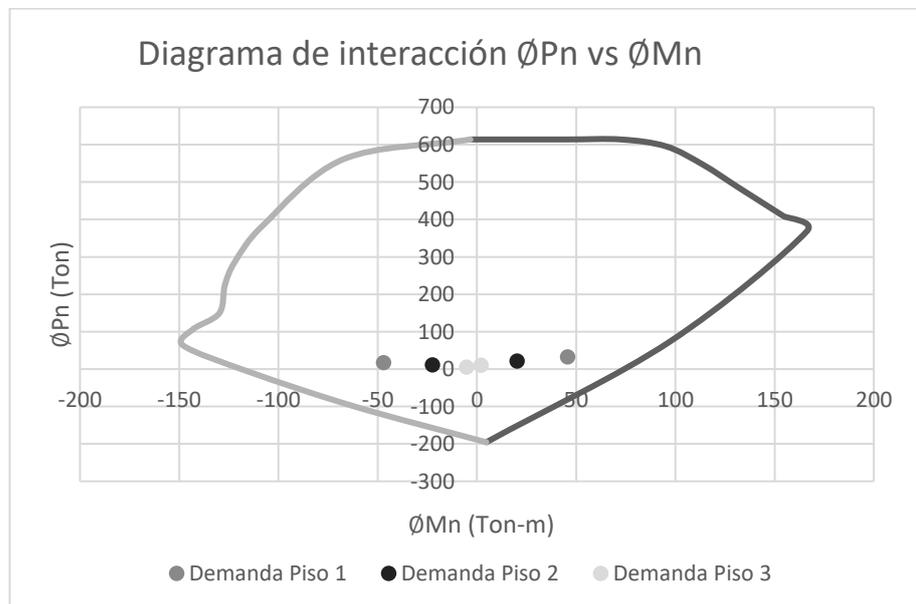


Figura 5.56 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 2.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

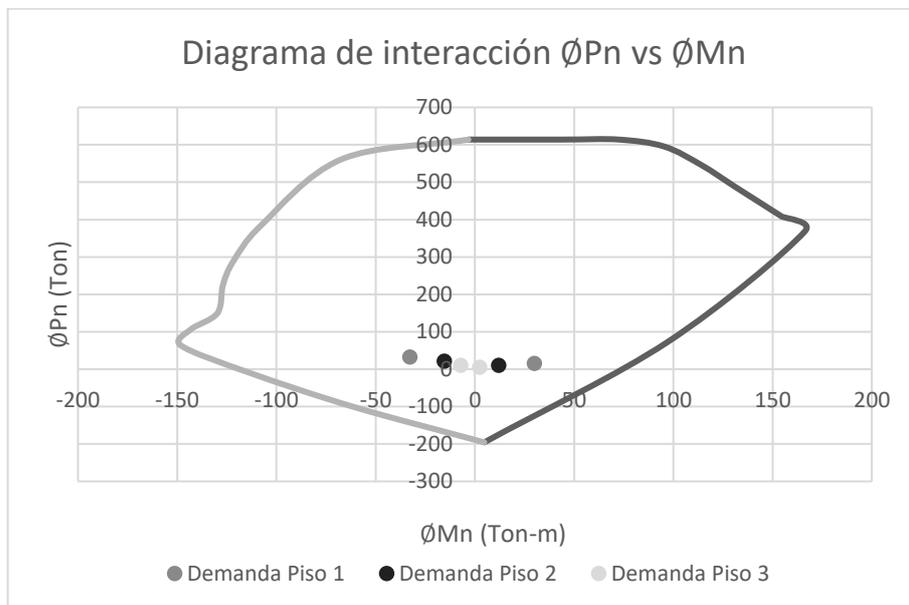


Figura 5.57 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 3.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

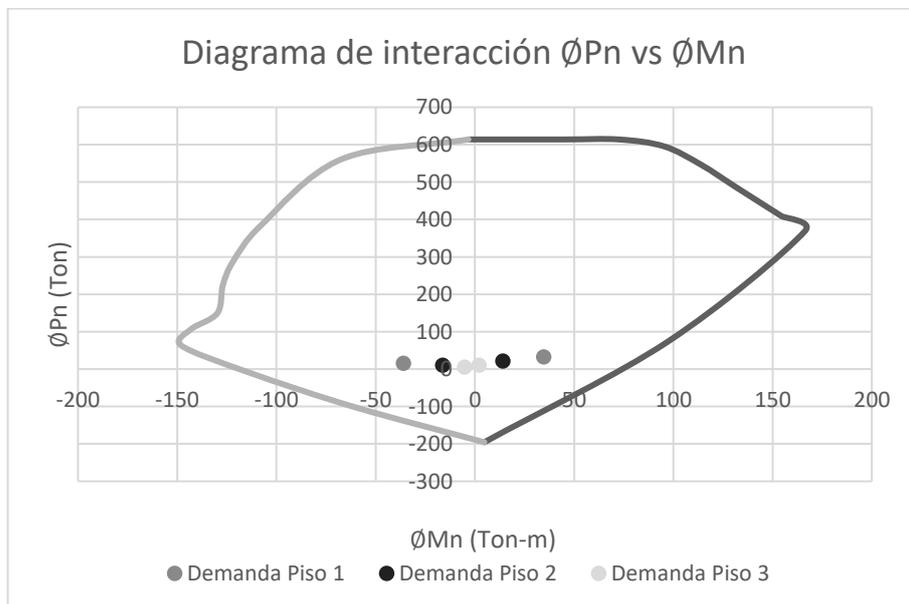


Figura 5.58 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 3.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

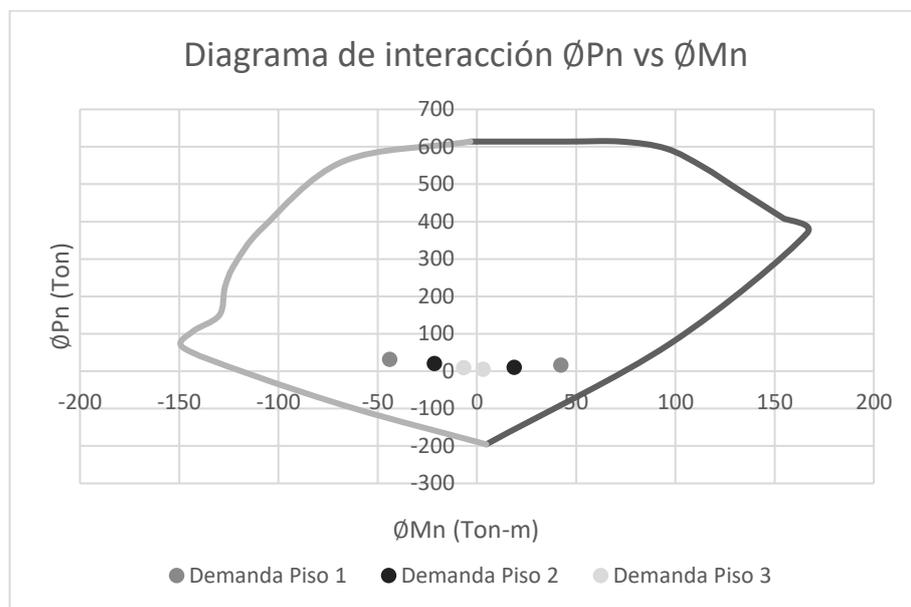


Figura 5.59 Diagrama de interacción alrededor del eje X del muro 4.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

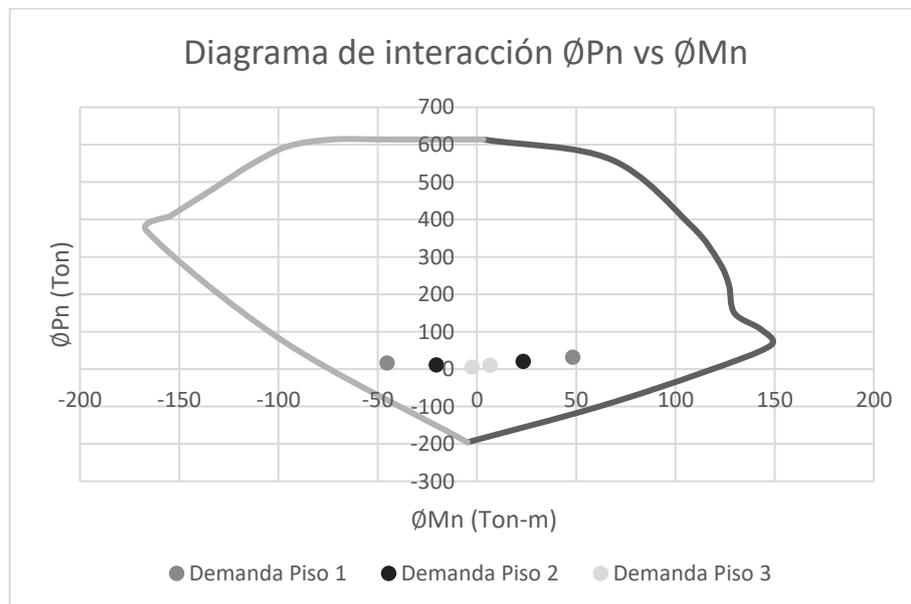


Figura 5.60 Diagrama de interacción alrededor del eje Y del muro 4.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.4.4 Diseño por corte

El diseño por corte se realizó para los muros con mayor demanda. Estos fueron los muros 2 y 4. Se siguió las recomendaciones de la NEC en cuanto a la amplificación de las fuerzas y los requerimientos de resistencia del ACI. La demanda de fuerza cortante, se obtuvo del análisis en el software ETABS.

5.4.4.1 Amplificación de la fuerza cortante

La resistencia al corte del muro debe ser capaz de resistir la fuerza cortante dinámica. Para esto, fue necesario calcular el factor de amplificación dinámica de corte w_v , utilizando la ecuación 5.29. La demanda de ductilidad μ se calculó como $R/2$ por tratarse de diseño basado en fuerzas.

$$w_v = 1 + \frac{\mu}{\phi^o} C_{2,T} \quad (5.29)$$

$$\text{Donde } C_{2,T} = 0.067 + 0.4(T - 0.5) \leq 1.15$$

Además, fue necesario calcular el factor de sobre resistencia ϕ^o . Este se define como la razón entre el momento resistente y el momento actuante en la base del muro. El momento resistente del muro, se calculó del diagrama de interacción de capacidad última. Se debió encontrar el momento correspondiente a una carga axial de igual magnitud a la

fuerza cortante actuante. Cabe recalcar, que en ningún caso el factor de sobre resistencia debió ser mayor al coeficiente de reducción R de la estructura, el cuál toma el valor de 8 en este caso.

Posteriormente, se calculó la fuerza cortante amplificada utilizando la ecuación 5.30. El cálculo de la amplificación de la fuerza cortante, para los muros 2 y 3, se detalla en la tabla LXXI.

$$V_u = \phi^{\circ} W_v V_{BASE} \quad (5.30)$$

Tabla LXXI. Amplificación del cortante en la base del muro.

Dirección	Entre-piso	V _{base} (Ton)	M _u (Ton-m)	M _n (Ton-m)	M _n /M _u	W _v	V _u (Ton)
Muro 2							
X	1	11.24	47.13	137.78	2.92	1.09	35.86
X	2	8.70	22.39	136.67	6.11	1.04	55.46
X	3	4.05	5.30	134.44	8.00	1.03	33.51
Y	1	10.99	44.56	138.89	3.12	1.09	37.20
Y	2	8.52	21.97	136.67	6.22	1.04	55.26
Y	3	4.71	7.40	133.33	8.00	1.03	38.90
Muro 4							
X	1	11.55	48.29	86.67	1.79	1.15	23.81
X	2	8.95	23.32	84.44	3.62	1.07	34.79
X	3	4.81	6.67	83.33	8.00	1.03	39.73
Y	1	10.95	43.93	87.78	2.00	1.13	24.81
Y	2	8.53	21.36	85.56	4.01	1.07	36.44
Y	3	4.39	6.67	76.00	8.00	1.03	36.26

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

5.4.4.2 Resistencia a cortante requerida

La resistencia al corte del muro está dada por la resistencia del concreto y la resistencia del acero de refuerzo. La resistencia nominal se encontró mediante la ecuación 5.31. En esta ecuación, el factor α_c toma el valor de 0.53 por tratarse de muros de relación h_w/l_w mayor a 2.

$$V_n = 0.75A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (5.31)$$

Según la NEC 2015, para muros de espesor mayor a 15 cm, se debe colocar al menos dos mallas de refuerzo. La cuantía de refuerzo, tanto longitudinal como vertical, debe ser al menos 0.0025, y el espaciamiento entre refuerzos no deberá ser mayor a 25 cm.

Se colocaron 2 mallas de varillas de diámetro 10 mm, espaciadas cada 12.5 cm a lo largo de toda la altura del muro, en ambos diafragmas. Bajo estas condiciones, la resistencia nominal al corte del muro, tanto en la dirección X como en Y, es de 64 toneladas. Este diseño es satisfactorio, ya que es suficiente para resistir las fuerzas de corte resultantes mostradas en la tabla LXXI.

5.4.5 Diseño por confinamiento

El diseño por confinamiento del muro incluyó evaluar la necesidad de incluir elementos de borde y el diseño del acero transversal de los mismos.

5.4.5.1 Requerimiento de elementos especiales de borde

Según el código ACI, se requerirá elementos especiales de borde en muros cuando se cumpla una de las siguientes condiciones:

- Cuando la longitud de la zona a compresión en la sección del muro c , sobrepase el límite $c \geq \frac{l_w}{600(1.5\delta_u/h_w)}$, donde δ_u/h_w no debe tomarse menor a 0.005.
- Cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema sobrepase el valor de $0.2f'_c$, correspondiente a combinaciones que incluyen la carga sísmica.

Si se cumple la segunda condición, los elementos especiales de borde pueden ser discontinuados cuando el esfuerzo de compresión sea menor a $0.15f'_c$.

Se evaluó los límites requeridos y se obtuvo el límite de la zona a compresión $c \geq 22.2$ cm y el límite del esfuerzo a

compresión resultó 42 kg/cm². La profundidad a compresión c y el esfuerzo a compresión en cada muro se obtuvo realizando un análisis de compatibilidad con ayuda del programa ETABS. En la tabla LXXII se detallan los resultados obtenidos en la base de cada muro.

Tabla LXXII. Esfuerzo de compresión y longitud de la zona a compresión en muros.

Mur o	Borde	Pane l	P_u (Ton)	M_u (Ton- m)	σ_c (Kg/cm²)	c (cm)
1	Izq	1	36.82	-17.93	58	14.0
	Der	1	32.64	19.14	59	13.8
	Izq	2	36.97	-18.54	59	14.3
	Der	2	35.82	21.10	65	15.2
2	Izq	1	36.14	-17.99	58	13.9
	Der	1	51.47	21.34	72	18.0
	Izq	2	56.76	-23.57	79	19.9
	Der	2	38.99	17.94	59	14.4
3	Izq	1	32.21	-18.91	58	13.6
	Der	1	36.13	17.99	58	13.9
	Izq	2	38.17	-21.26	66	15.7
	Der	2	39.00	17.93	59	14.4
4	Izq	1	52.40	-21.58	73	18.3
	Der	1	36.84	17.93	58	14.0
	Izq	2	36.93	-18.54	59	14.3
	Der	2	54.32	23.50	78	19.4

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Luego de revisar los resultados, se confirmó el requerimiento de los elementos de borde. Si bien la longitud de la zona a

compresión en todos los muros está dentro de lo permisible, el esfuerzo máximo a compresión sobrepasó el límite en todos los muros.

Al ser necesaria la inclusión de elementos especiales de borde en los muros, se procedió a revisar las dimensiones establecidas previamente. La longitud del elemento de borde fue calculada como el mayor de:

- $c - 0.1l_w$
- $c/2$

Dónde c corresponde al mayor valor de resultante del análisis. En este caso se evaluaron ambas expresiones con el valor de c equivalente a 19.9 cm, y se encontró que el largo de los cabezales debió ser al menos 9.9 cm. Sin embargo, debido a la necesidad de anclaje de varillas de las vigas que llegan a estos cabezales, se adoptó la dimensión de 30 cm de largo.

El ancho de los elementos de borde según el ACI, no debe ser menor a $h_u/16$. En este caso, h_u al ser la altura no apoyada, tomó el valor de 2.40 m, correspondiente a la altura

del primer piso. Por lo tanto, el ancho de los cabezales no debió ser menor a 15 cm. Se adoptó cabezales de 30 cm de ancho, con el fin de permitir la llegada de las vigas de igual anchura.

Los cabezales de 30cm x 30cm fueron colocados en los extremos de cada muro, mientras que en el vértice central se colocó un cabezal de 25 cm x 25cm. Se puede recalcar que, los cabezales en el vértice central tienen dimensiones satisfactorias en base a los requerimientos antes citados.

5.4.5.2 Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal de los elementos de borde se realizó siguiendo las consideraciones utilizadas para el diseño por confinamiento en columnas. Sin embargo, existen algunos requerimientos adicionales establecidos en el ACI.

El acero transversal en los cabezales consistió en estribos y vinchas de confinamiento, separados con un determinado espaciamiento S . La sección crítica se define como la longitud del cabezal en la que debe extenderse el elemento especial de borde. En la sección crítica el espaciamiento de

los estribos debe ser menor debido a los mayores esfuerzos de compresión.

La sección crítica en este caso ocurre en la base del muro, al tener aquí los mayores esfuerzos. Los estribos en la zona crítica deben conservar el mismo espaciamiento hasta una distancia mayor a l_w y $M_u/4V_u$ fuera de la sección crítica. Considerando que la longitud del diafragma de muro es 1m, y la relación $M_u/4V_u$ resultó 0.60 m; se decidió extender la longitud del elemento especial de borde a lo largo de todo el primer piso, es decir en una longitud de 2.40 m.

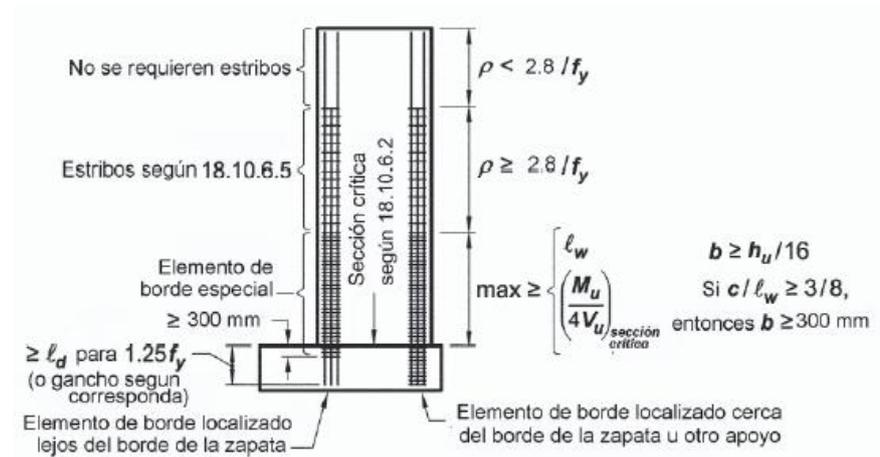


Figura 5.61 Requerimientos del ACI para el refuerzo transversal en muros.

Fuente: ACI, 2014

Por otro lado, el resto del elemento de borde requerirá estribos de confinamiento con un mayor confinamiento cuando la cuantía longitudinal sea mayor a 28/fy. En la tabla LXXIII se puede apreciar la necesidad de colocar estribos en el resto del cabezal, al ser las cuantías longitudinales mayores a la límite.

Tabla LXXIII. Comparación de cuantías de acero longitudinal en los cabezales del muro.

Descripción	Cuantía	
Cuantia limite	28/fy	0.7%
Cabezal 25x25	4 ϕ 16	1.3%
Cabezal 30x30	8 ϕ 14	1.4%

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LXXIV. Espaciamiento de estribos en los cabezales del muro.

Espaciamiento máximo permisible		Cabezal	Cabezal
		25x25	30x30
Elemento especial de borde	l/3 (cm)	8.3	10.0
	6db (cm)	9.6	8.4
	15 (cm)	15.0	15.0
Espaciamiento adoptado	S (cm)	7.5	7.5
Resto del elemento	8db (cm)	12.8	11.2
	20 (cm)	20.0	20.0
Espaciamiento adoptado	S (cm)	10.0	10.0

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

El espaciamiento permisible de los estribos en los cabezales, tanto en el elemento especial de borde como en el resto del elemento, se detalla en la tabla LXXIV. Se adoptó un espaciamiento de 7.5 cm en el elemento especial de borde, y un espaciamiento de 10 cm en el resto del elemento.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debió cumplir con las mismas especificaciones de la tabla LXVIII del diseño de columnas. Siguiendo un procedimiento similar al diseño por confinamiento de columnas, se determinó el tamaño necesario de los estribos y vinchas en los cabezales.

En el caso de los cabezales de 30x30, se determinó que, para el elemento especial de borde, se requiere un estribo de diámetro 10 mm y una vincha de diámetro 10 mm espaciados cada 7.5 cm. En el resto del elemento, fue necesario colocar un estribo de diámetro 10 y una vincha de diámetro 12 mm cada 10 cm.

Por otro lado, en el cabezal de 25x25, fue necesario colocar un estribo de diámetro 8 mm cada 7.5 cm en el elemento especial de borde. En el resto del elemento, se colocó un

estribo de diámetro 10 mm cada 10 cm. Bajo este diseño de acero transversal, se logró cumplir satisfactoriamente las expresiones del ACI establecidas en la tabla LXVIII.

5.4.6 Detallamiento del muro

En esta sección se presenta el detallamiento de los muros de corte. Se presenta un muro tipo, teniendo en cuenta que los cuatro muros de la edificación tienen el mismo diseño estructural.

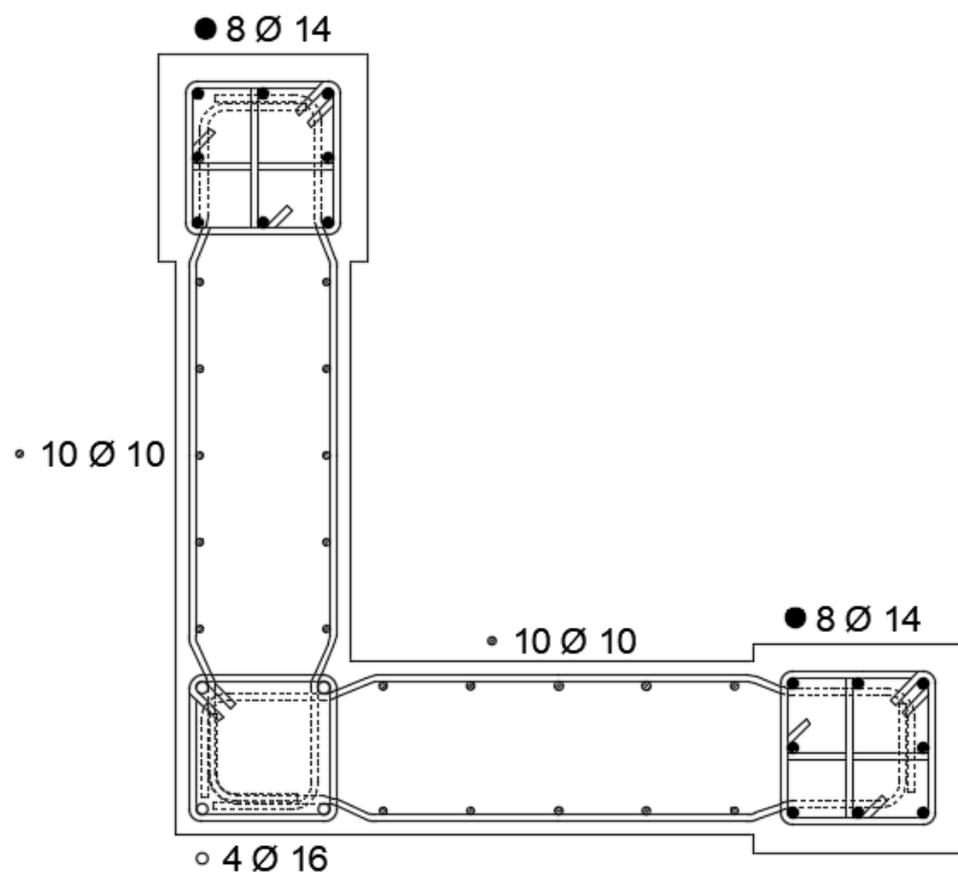


Figura 5.62 Detalle de la sección del muro.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

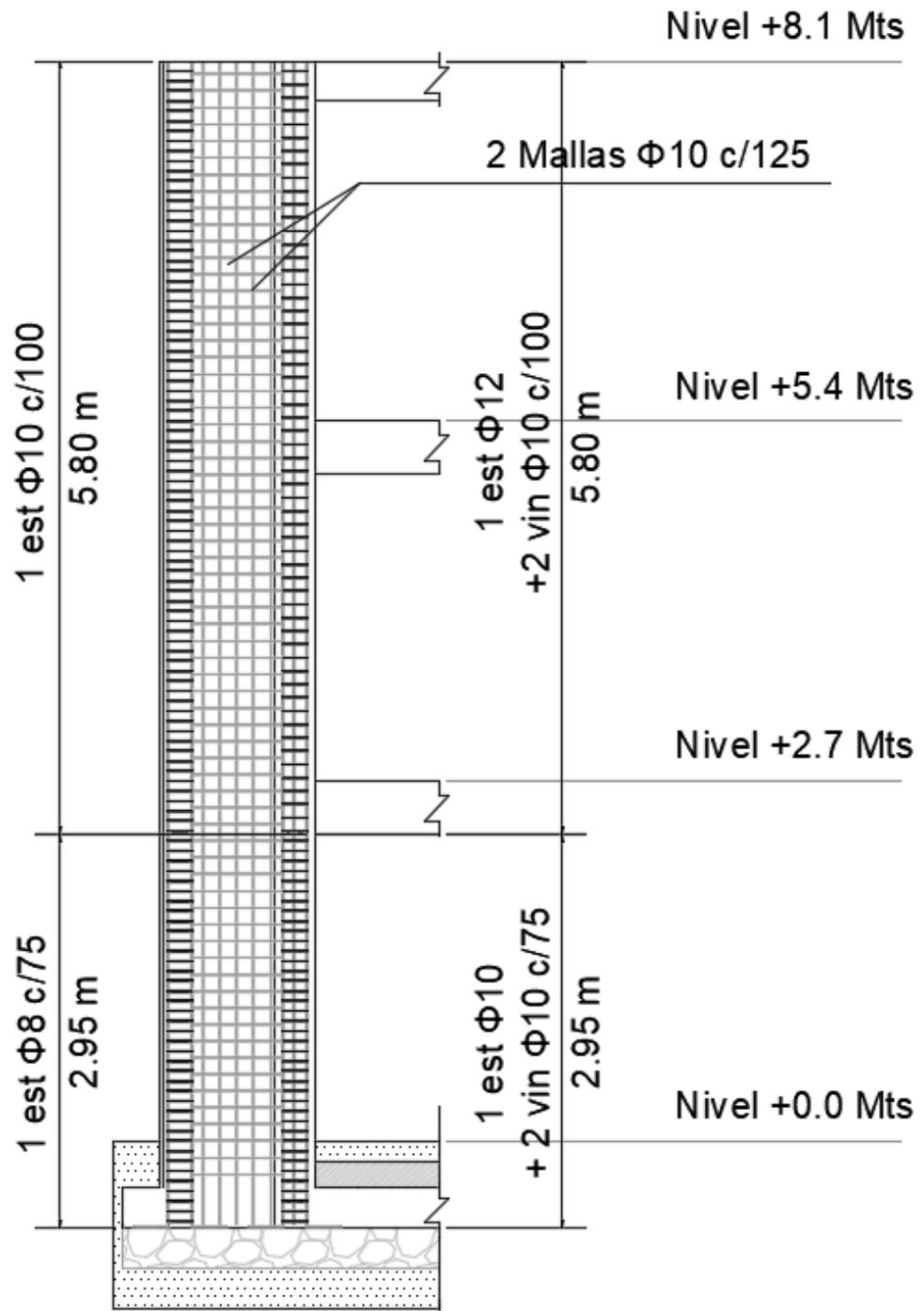


Figura 5.63 Alzado del muro (igual para dirección X y Y).
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

CAPÍTULO 6
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DE LA
EDIFICACIÓN

6.1 Solución geotécnica para estabilización de la excavación

La cota de implantación de la vivienda a construir se encuentra a un desnivel de 2 metros debajo de a cota del terreno adyacente. Actualmente lo que sostiene el empuje de suelo producido por el desnivel es un muro de mampostería no estructural, el cual se presume fue construido informalmente. Hay que acotar que para estos niveles de fuerza el muro de mampostería no estructural parece desempeñar bien, pero debido a que no fue construido con criterios ingenieriles, como la consideración del nivel freático o fuerzas sísmicas, este muro no es seguro.

Considerando la excavación necesaria a realizar en el terreno de debido a la construcción de la cimentación y mejoramiento de suelo, el desnivel de suelo crítico a considerar para una solución geotécnica serán los 2 metros de desnivel más la excavación a realizar.

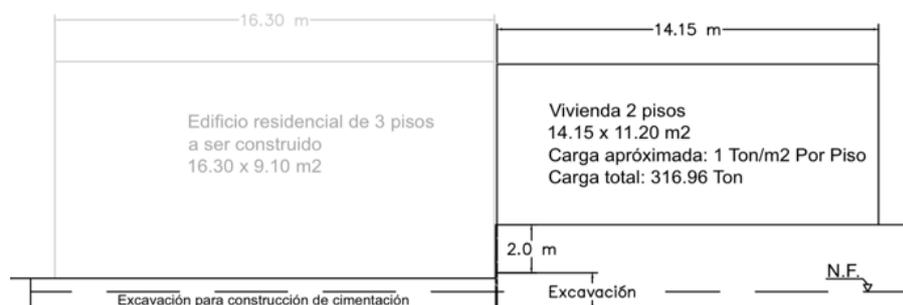


Figura 6.1 Perfil topográfico del área de la vivienda.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.1.2 Solución geotécnica seleccionada

Se analizó la opción de colocar un muro de contención estructural de hormigón armado, pero esta solución supone un espesor mínimo considerable del muro que disminuiría el área de construcción, además de tener que construir el talón de apoyo del muro el cual reduciría aún más el área de construcción ya que podría chocar con la cimentación de la vivienda a construirse. Asimismo, las condiciones actuales del problema no permitirían la construcción del talón del muro debido a la vivienda aledaña, por lo que se debería construir un muro de contrafuerte. Debido a los inconvenientes mencionados la solución con muros de contención se rechazó.

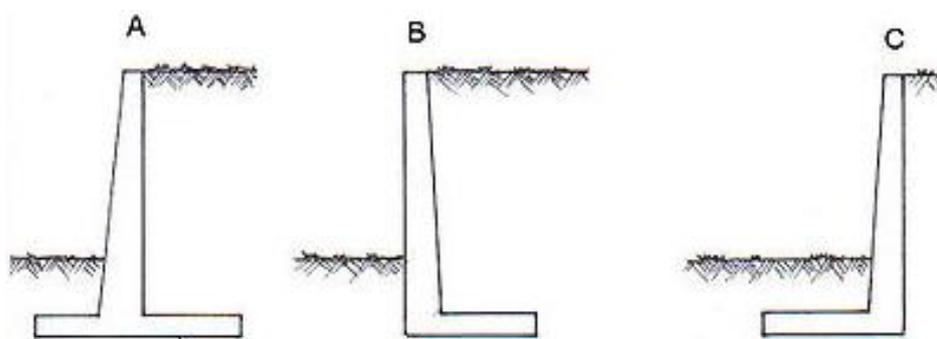


Figura 6.2 Perfil típico de un muro de contención estructural.

Fuente: Braja, M., 2013.

Tomando en cuenta que la solución geotécnica por la configuración del terreno tiene que ser lo menos invasiva y no influir en la estructura del edificio a construir, se sugirió que la solución geotécnica sea el

hincado de tablestacas en voladizo. Estas tablestacas tendrán que ser hincadas hasta una cierta profundidad D , para resistir las presiones de suelo y contener satisfactoriamente el suelo del desnivel con el terreno adyacente.

Las tablestacas son un tipo de pantalla estructural formada por elementos prefabricados comunmente de acero estructural, aunque también pueden hacerse de hormigón. Los elementos tablestacas se pueden hincar en el terreno mediante vibración. Los perfiles metálicos de tablestacas suelen tener sección en forma de U o Z. Al utilizar estas secciones se permite aumentar el módulo de inercia, con lo cual se disminuyen las deformaciones. Comercialmente las tablestacas vienen en longitudes de 6 metros, aunque también pueden fabricarse en longitudes bajo pedido.

6.2 Diseño de la solución geotécnica con tablestacado

Una vez definida la solución geotécnica, en este caso el uso de tablestaca, se procedió a realizar el diseño ingenieril desde el punto de vista geotécnico, así como estructural. Se debió determinar una profundidad de hincado dentro del suelo, de tal forma que la tablestaca se mantenga estable ante las presiones laterales resultantes del empuje de suelos, la

presión hidrostática, la sobrecarga del edificio aledaño y los efectos de un evento sísmico.

6.2.1 Parámetros de resistencia del suelo

Los parámetros de resistencia del suelo fueron obtenidos a partir del uso de correlaciones con los parámetros proporcionados en el estudio de suelo.

6.2.1.1 Ángulo de fricción

El ángulo de fricción del suelo se determinó a partir de correlaciones con el índice de plasticidad y los límites de Atterberg. El índice plástico promedio del suelo es 19, correlacionando este valor en las figuras 6.3 y 6.4, se obtuvo el valor de ángulo de fricción de 23° y 29°, respectivamente. Seguidamente, se utilizó la gráfica de la figura 6.5. El valor de PL/LL del suelo es de 0.68, al cual corresponde el valor de $\tan \phi$ igual a 0.64, de donde se obtuvo un valor de ángulo de fricción de 32°.

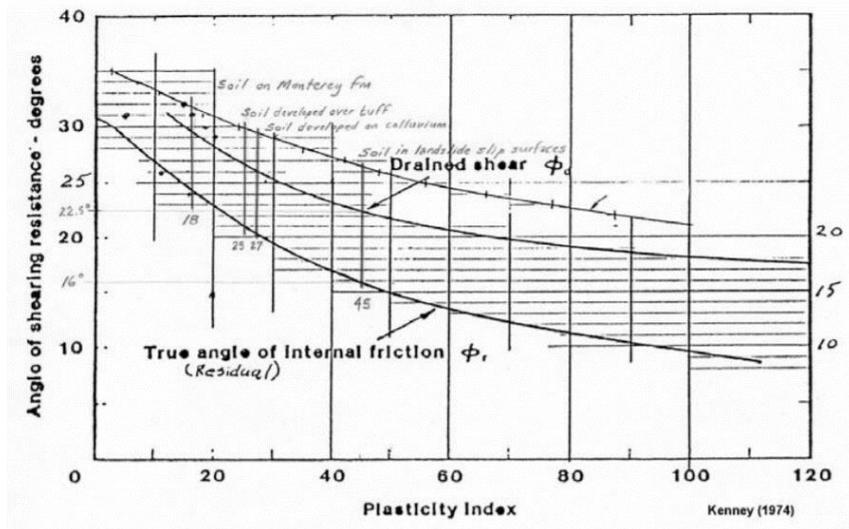


Figura 6.3 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir del IP, según Kenney.
Fuente: Kenney, 1994.

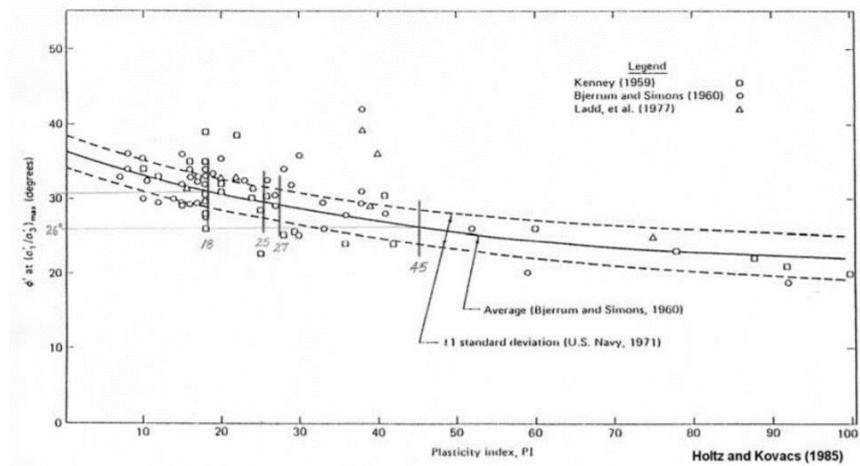


Figura 6.4 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir del IP, según Holtz y Kovacs.
Fuente: Holtz y Kovacs, 1985.

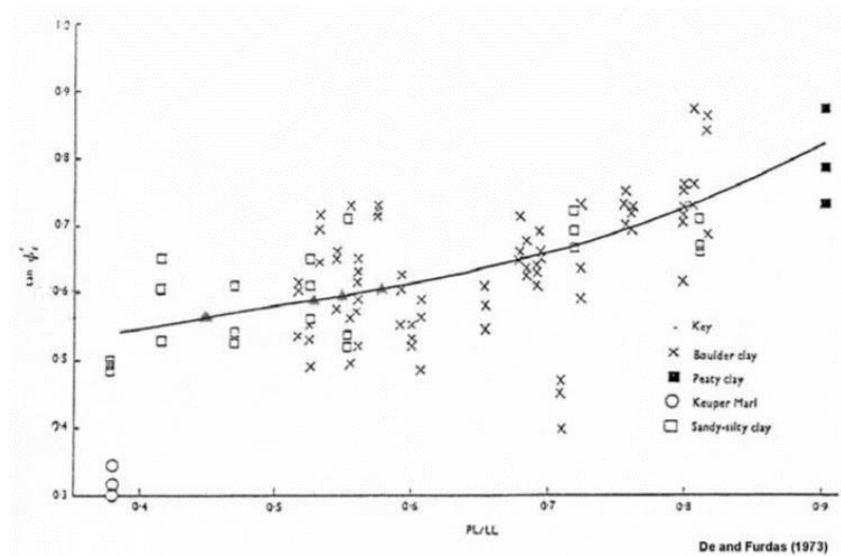


Figura 6.5 Correlación del ángulo de fricción ϕ a partir de los límites de Atterberg.
Fuente: De y Furdas, 1973.

Se realizó un promedio de los valores encontrados, y se adoptó el valor de ángulo de fricción de 28.5° . Estos resultados se detallan en la tabla LXXV.

Tabla LXXV. Cálculo de ϕ a partir de correlaciones.

Estudio	ϕ
Kenney (1974)	23°
Holtz y Kovacs (1985)	29°
De y Furdas (1973)	32°
ϕ Promedio	28.7°

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.2.1.2 Cohesión del suelo

La cohesión efectiva del suelo se obtuvo correlacionando el número de golpes NSPT. Se utilizó la tabla LXXVI, en la cual se muestran los valores típicos de resistencia según el Departamento de la Armada de los Estados Unidos (1982). El suelo de la cimentación es un limo arenoso arcilloso, por lo tanto, se trata de un suelo intermedio. A una profundidad de 2 metros, se tuvieron 6 golpes en el ensayo SPT. Siendo así, se adoptó el valor de 100 psf de cohesión efectiva del suelo, lo cual equivale a 5 kPa.

Tabla LXXVI. Cohesión efectiva a partir del SPT.

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2-4)	250-500	0
Firm (4-8)	500-1,000	0
Stiff (8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff (15-30)	2,000-4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10-30)	0	28-30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10-30)	100-1,000	8-12
Dense (>30)	1,000	12

Fuente: Armada de los Estados Unidos, 1982.

Del mismo modo, la cohesión no drenada c_u , fue obtenida correlacionando con el número de golpes. De la tabla LXXVII, se obtuvo que a 6 golpes se tienen un valor de N_{60} entre 3 y 9. Comparando con la tabla LXVIII, se adoptó el valor de c_u igual a 15 kPa.

Tabla LXXVII. Correlación de N , N_{60} , γ , D_r y ϕ .

N	N_{60}	Compactness	γ (kN/m ³)	D_r (%)	ϕ' (degrees)
0-4	0-3	Very loose	11-13	0-20	26-28
4-10	3-9	Loose	14-16	20-40	29-34
10-30	9-25	Medium	17-19	40-70	35-40*
30-50	25-45	Dense	20-21	70-85	38-45*
>50	>45	Very dense	>21	>85	>45*

Fuente: Muni Budhu, 2010.

Tabla LXXVIII. Correlación de la resistencia al corte no drenado y N_{60} .

N_{60}	Description	s_u (kPa)
0-2	Very soft	<10
3-5	Soft	10-25
6-9	Medium	25-50
10-15	Stiff	50-100
15-30	Very stiff	100-200
>30	Extremely stiff	>200

Fuente: Muni Budhu, 2010

6.2.2 Información del problema

Se tiene el desnivel con el terreno adyacente que es de 2 m, el suelo detrás de este desnivel está contenido mediante el muro de mampostería. Además de los 2 metros, se deberá excavar 0.95 m

adicionales según lo determinado en el capítulo 3. Esta excavación consiste en 0.65 m para la fundición de los cimientos y 0.30 m adicionales para la colocación de material granular de mejoramiento. Por lo tanto, el desnivel de suelo total que deberá soportar la tablestaca es de 2.95 metros.

El edificio adyacente aportará una sobrecarga en el terreno superior. Se estimó una carga de 1Ton/m² de construcción, teniendo en cuenta que el edificio es de dos pisos, la sobrecarga se adoptó de 2 Ton/m². La densidad del suelo según el estudio proporcionado se tiene que equivale a 1.2 T/m² y la densidad saturada del suelo es de 1.7 T/m². Al momento de calcular las presiones, se tomó el valor de γ_d para el suelo seco y se usó la densidad efectiva γ_{ef} para el suelo saturado. La densidad efectiva se calculó mediante la ecuación 6.1.

$$\gamma_{ef} = \gamma_{sat} - \gamma_d \quad (6.1)$$

Los parámetros de resistencia, se estimaron la sección anterior. Estos se resumen en la figura 6.6. Además, se ilustra situación del problema en cuestión.

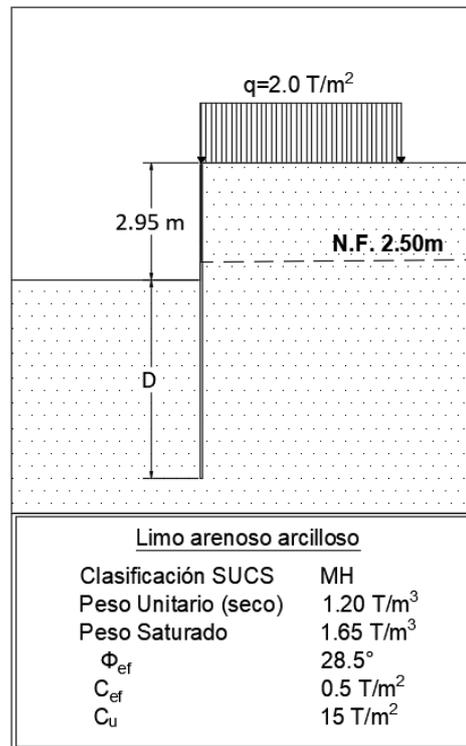


Figura 6.6 Información pertinente para el diseño de tablestaca.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.2.3 Identificación de presiones actuantes en la tablestaca

Con el fin de realizar un diseño satisfactorio, se identificaron las presiones que se presentarán sobre la tablestaca. Estas se detallan a continuación.

6.2.3.1 Sobrecarga

La sobrecarga 'q' debido al edificio adyacente generará una presión uniforme detrás de la tablestaca. Esta presión tendrá

una magnitud de $K_a q$. El coeficiente de empuje activo K_a se determinó mediante la teoría de Coulomb.

6.2.3.2 Presión activa

El empuje activo del suelo se calculó utilizando la teoría de Coulomb. Según esta teoría, la presión en la tablestaca variará de acuerdo con la expresión 6.2. De acuerdo con esta expresión, la cohesión efectiva del suelo disminuirá el empuje activo. La fuerza generada por el triángulo de presiones de empuje activo se encontró mediante la ecuación 6.3, mientras que la fuerza debida a la cohesión se encontró mediante la ecuación 6.4.

$$\sigma_a = K_a \gamma z - 2c_{ef} K_{ac} \quad (6.2)$$

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma z^2 \quad (6.3)$$

$$F_{ac} = -2c_{ef} K_{ac} z \quad (6.4)$$

El coeficiente de empuje activo, según la teoría de Coulomb, se calculó mediante la expresión 6.5, y el coeficiente de empuje activo debido a la cohesión mediante la expresión 6.6.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2} \quad (6.5)$$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta+\alpha)} \quad (6.6)$$

$$\text{Donde } K_{ahc} = \frac{\cos\phi\cos\beta\cos(\delta-\alpha)(1+\operatorname{tg}(-\alpha)\operatorname{tg}\beta)}{1+\operatorname{sen}(\phi+\delta-\alpha-\beta)} ; \delta \leq 45^\circ$$

El valor de β y α se tomó igual a cero, debido a que el terreno en la parte superior no tiene inclinación, y la tablestaca se colocará totalmente vertical. El ángulo de fricción de estructura-suelo δ usualmente se encuentra entre el rango $1/3\phi \leq \delta \leq 2/3\phi$. Para este análisis, considerando el ángulo de fricción 28.5° , se tomó el valor de δ igual a 15° . Evaluando las ecuaciones 6.5 y 6.6, se obtuvieron los siguientes coeficientes del empuje activo del suelo.

$$K_a = 0.32$$

$$K_{ahc} = 0.50$$

$$K_{ac} = 0.52$$

6.2.3.3 Presión pasiva

La presión pasiva de la tierra, se halló mediante la teoría de Caquot y Kerisel. La expresión 6.7 se utilizó para encontrar la presión pasiva actuante. En el caso de suelos cohesivos, la cohesión aumentará de manera uniforme la presión del empuje pasivo. Las fuerzas resultantes del empuje pasivo se encontraron mediante las ecuaciones 6.8 y 6.9.

$$\sigma_p = \sigma_z K_p \psi + 2c\sqrt{K_p \psi_p} \quad (6.7)$$

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \psi_p \gamma z^2 \quad (6.8)$$

$$F_{pc} = 2c_{ef}\sqrt{K_p \psi_p} z \quad (6.9)$$

La teoría de Caquot y Kerisel, proporciona tablas para encontrar el coeficiente de empuje activo K_p y el coeficiente de reducción Ψ_p , en función del ángulo de fricción y del ángulo de fricción suelo-estructura. Se encontró para los valores de $\phi=28.5^\circ$ y $\delta=16^\circ$, los siguientes coeficientes:

$$K_p = 7.18$$

$$\psi_p = 0.65$$

$$K_p \psi_p = 4.70$$

6.2.3.4 Presión hidrostática

Debido a que el nivel freático se encuentra a 2.50 m de profundidad en el lado detrás de la tablestaca, luego de la excavación, el suelo estará saturado en el lado de la construcción. Esta condición ocasiona que se tengan dos niveles freáticos diferentes, por lo que las presiones hidrostáticas a ambos lados de la tablestaca sólo se cancelarán parcialmente.

En la figura 6.7 se ilustra la condición que se presentará al momento de la excavación. El nivel freático h_1 es 2.50 m y el nivel freático h_2 sería 2.95 m. La diferencia entre niveles freáticos h_w se encontró igual a 0.45 m.

La presión hidrostática variará linealmente de acuerdo a la expresión $\gamma_w z$ hasta encontrar el nivel freático h_2 . A partir de este punto, las presiones hidrostáticas se cancelarán. La presión hidrostática actuante en el resto de la tablestaca permanecerá uniforme.

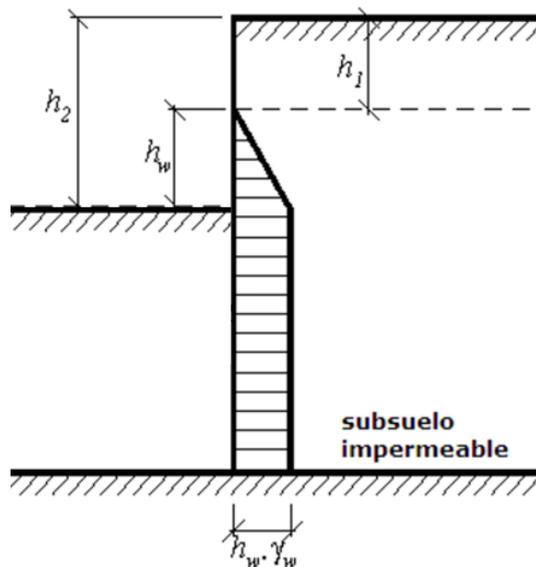


Figura 6.7 Acción de la presión hidrostática en la tablestaca.

Fuente: FineSoftware, 2016.

6.2.3.5 Presión debido a efectos sísmicos

La influencia de los eventos sísmicos en el empuje de suelos se presenta como modificaciones en las presiones activa y pasiva. Un evento sísmico incrementa el efecto de la presión activa y reduce el efecto de la presión pasiva. En este análisis se utilizó la teoría de Mononbe-Okabe. El análisis ante eventos sísmicos asume suelos granulares, y la formación de una cuña en el suelo, cuyo peso se acelerará en la dirección vertical y horizontal como se muestra en la figura 6.8.

La aceleración del suelo estará dada por los coeficientes de aceleración sísmica vertical y horizontal, K_v y K_h . Con el fin de encontrar las variaciones de presión de suelo debido a la aceleración del suelo, se debió calcular el ángulo sísmico de inercia ψ . El valor de ψ se obtuvo mediante la ecuación 6.10.

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right) \quad (6.10)$$

Los coeficientes de aceleración sísmica se encontraron de acuerdo a las especificaciones de la norma NEC 2015 “Geotécnia y cimentaciones”. El coeficiente de aceleración horizontal k_h , se calculó mediante la ecuación 6.11. Los valores del factor de zona Z y el factor de fuerzas actuantes

F_a , fueron definidos en el capítulo 3. El coeficiente de aceleración vertical k_v , se puede despreciar para estructuras delgadas, en este caso una tablestaca.

$$k_h = 0.6(a_{max})/g \quad (6.11)$$

Donde $a_{max} = ZF_a$

Evaluando las ecuaciones se obtuvieron los siguientes resultados:

$$Z = 0.3 g, F_a = 1.25, a_{m\acute{a}x} = 1.25 g$$

$$k_h = 0.225, k_v = 0$$

$$\psi = 12.68^\circ$$

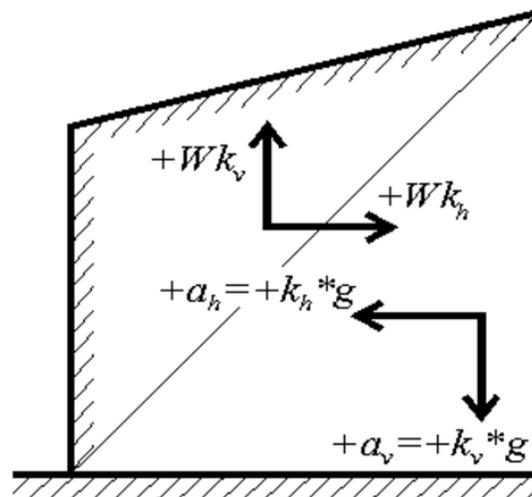


Figura 6.8 Modelo de aceleración de cuña de suelo ante sismo.

Fuente: FineSoftware, 2016.

El incremento en la presión activa se calculó mediante la ecuación 6.12 y la reducción de la presión pasiva mediante la ecuación 6.13. El coeficiente de empuje activo y sísmico K_{ae} y el coeficiente de empuje pasivo y sísmico K_{pe} se calcularon mediante la teoría de Mononobe-Okabe, evaluando las ecuaciones 6.14 y 6.15 con los parámetros del suelo.

$$\sigma_{ae} = \sigma_0(K_{ae} - K_a) \quad (6.12)$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_0(K_p - K_{pe}) \quad (6.13)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha)\cos(-\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad (6.14)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi - \alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha)\cos(\beta - \alpha)}}\right)^2} \quad (6.15)$$

Se obtuvieron los siguientes coeficientes de empuje activo/pasivo y sísmico.

$$K_{ae} = 0.50 \quad K_{ae} - K_a = 0.18$$

$$K_{pe} = 3.80 \quad K_{pe} - K_p = -0.90$$

Las fuerzas resultantes se encontraron de manera análoga a las fuerzas de empuje activo y pasivo. Sin embargo, Seed y Whitman (1970) recomendaron que el componente dinámico del empuje se considere actuando aproximadamente a $0.6H$

del triángulo de presiones. Finalmente, todos los coeficientes del empuje de tierra calculados, se resumen en la tabla LXXIX.

Tabla LXXIX. Coeficientes de empuje lateral del suelo.

Empuje	Coefficiente	
Activo	Ka	0.32
Activo por cohesión	Kac	0.52
Pasivo	Kp	4.70
Pasivo por cohesión	Kpc	2.17
Activo y Sismo	Kae	0.50
Pasivo y Sismo	Kpe	3.80
Incremento σ_a	Kae-Ka	0.18
Reducción σ_p	Kpe-Kp	-0.90

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.2.4 Cálculo de la profundidad de hincado D

El método de análisis que se utilizó fue el método de momento factorado (FMM). En este método se calcula la profundidad de empotramiento de la tablestaca aplicando un factor de seguridad a los momentos generados por la resistencia pasiva del suelo. El factor de seguridad FS(p) usualmente se encuentra entre 1.5 y 2. De manera conservadora, se utilizó el valor de 2.

El procedimiento seguido para determinar la profundidad D, de forma que se garantice su estabilidad, se detalla a continuación.

1. Se seleccionó arbitrariamente un punto O a una distancia d_o desde el nivel de excavación.
2. Se identificaron las presiones actuantes en la tablestaca, debido al empuje activo y pasivo, los efectos del sismo, la presión hidrostática y la sobrecarga.
3. Se tabularon las fuerzas resultantes debido a cada presión, junto con su punto de aplicación. El punto de aplicación se tabuló medido desde el punto O.
4. Se calcularon los momentos generados alrededor del punto O, expresados en función de la distancia d_o .
5. Se utilizó el método FMM, con $FS_{(p)}=2$, para encontrar la profundidad d_o que satisfaga la ecuación 6.16.

$$\frac{\sum M_p}{FS_{(p)}} + \sum M_a = 0 \quad (6.16)$$

6. Se calculó la profundidad total D incrementando el 20% de d_o para tener en cuenta las simplificaciones hechas en el análisis.
7. Se calculó la fuerza resultante R de fuerzas horizontales actuantes sobre el punto O.
8. Se encontró la resistencia neta pasiva, $(Pp)_{\text{net}}$, actuante en la distancia, D - d_o , por debajo de O.

9. Para tener un diseño satisfactorio, se comprobó que R sea menor que $(Pp)_{neta}$. En caso de no ser así, se debió aumentar la profundidad de empotramiento.
10. Finalmente, se comprobó la capacidad estructural de la tablestaca, frente a las fuerzas internas generadas.

Tabla LXXX. Fuerzas y momentos actuantes sobre la tablestaca sobre el punto O.

Empuje	Fuerza	F (Ton)	\bar{z} (m)	M (Ton-m)
Pasivo				
Pasivo por sismo	$F_{p,e}$	-15.17	2.90	-43.99
Pasivo	F_p	79.44	2.42	191.99
Pasivo por cohesión	$F_{p,c}$	15.11	3.63	54.77
Activo				
Sobrecarga	F_q	6.23	5.10	31.79
Activo por cohesión	$F_{a,c}$	-5.07	5.10	-25.84
Activo	F_{a1}	1.15	8.53	9.78
	$F_{a,2}$	7.06	3.85	27.18
	$F_{a,3}$	6.06	2.57	15.56
Hidrostático	F_w	3.30	3.96	13.06
Activo por sismo	$F_{a,e1}$	0.67	8.70	5.80
	$F_{a,e2}$	4.11	3.85	15.81
	$F_{a,e3}$	3.53	3.08	10.86

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Las presiones generadas en la tablestaca se ilustran en la figura 6.9. Las fuerzas resultantes debido a estas presiones, junto con su punto de aplicación y momento generado, sobre el punto O, se muestran en la tabla LXXX. Se encontró que la profundidad d_0 que satisface la ecuación 6.16, es de 7.25 m. La resultante de fuerzas horizontales R se encontró igual a 52.35 Ton.

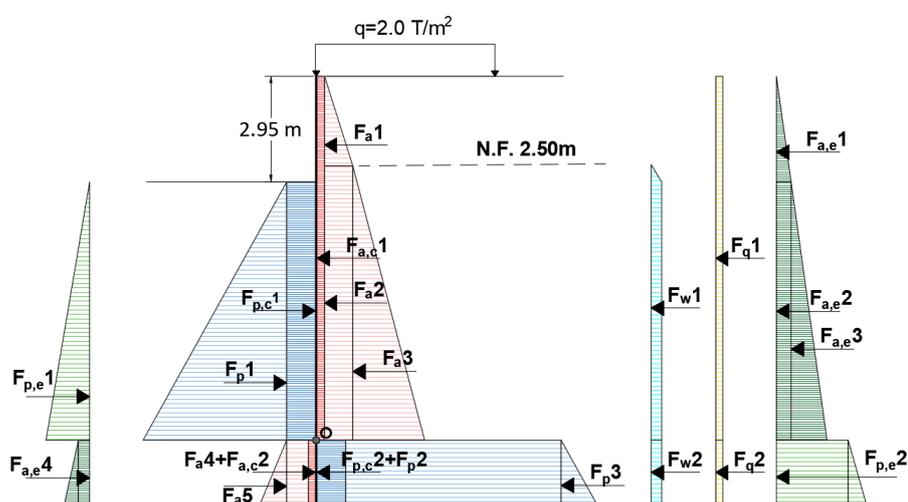


Figura 6.9 Presiones actuantes sobre la tablestaca.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LXXXI. Fuerza y momento resultante en la tablestaca sobre el punto O.

Descripción	Fuerza (Ton)	Momento (Ton-m)
Presión pasiva	-79.38	-202.78
Momento factorado FS(p)=2	-	-103.99
Presión active	-27.03	+103.99
Total (R)	-52.35	0

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se calculó la profundidad total de la tablestaca incrementando el 20% de d_o , y se encontraron las fuerzas actuantes en la distancia debajo del punto O. Se encontró una fuerza de presión pasiva neta de 47.31 Ton, lo cuál es menor a R, por lo que se debió aumentar la profundidad. Se cambió la profundidad incrementada al 25% de d_o . Bajo estas condiciones, la fuerza pasiva neta resultó 59.37 Ton, mayor a R, por lo que el diseño se determinó satisfactorio.

Tabla LXXXII. Fuerzas actuantes sobre la tablestaca bajo el punto O aumentando la profundidad en $0.20d_o$.

Empuje	Fuerza	F (Ton)
Activo por sismo	$F_{a,e}$	1.38
Activo	F_{a4}	2.15
	F_{a5}	0.21
Activo por cohesión	$F_{a,c}$	-0.72
Total Activo		3.02
Sobrecarga	F_q	0.89
Pasivo por cohesión	$F_{p,c}$	3.02
Pasivo	F_{p2}	53.40
	F_{p3}	3.18
Hidrostático	F_w	0.64
Pasivo por sismo	$F_{p,e}$	-10.80
Total Pasivo		50.32
Pasivo Neto $P_{(p)neto}$		47.31
R		52.35
$P_{(p)neto} \geq R$		NO CUMPLE

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LXXXIII. Fuerzas actuantes sobre la tablestaca bajo el punto O aumentando la profundidad en $0.25d_o$.

Empuje	Fuerza	F (Ton)
Activo por sismo	$F_{a,e}$	1.74
Activo	F_{a4}	2.67
	F_{a5}	0.33
Activo por cohesión	$F_{a,c}$	-0.89
Total Activo		3.85
Sobrecarga	F_q	1.10
Pasivo por cohesión	$F_{p,c}$	3.75
Pasivo	F_{p2}	66.27
	F_{p3}	4.89
Hidrostático	F_w	0.79
Pasivo por sismo	$F_{p,e}$	-13.59
Total Pasivo		63.22
Pasivo Neto $P_{(p)neto}$		59.37
R		52.35
$P_{(p)neto} \geq R$		CUMPLE

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LXXXIV. Longitud total de la tablestaca.

Descripción	Símbolo	Longitud (m)
Desnivel	H_o	2.95
Profundidad sobre O	d_o	7.25
Profundidad bajo O	$0.25d_o$	1.80
Profundidad total	D	9.05
Longitud total	L	12.00

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

La longitud final de la tablestaca se obtuvo de 12 m. Debido a que las tablestacas se fabrican en longitudes comerciales de 6 m, se deberá colocar 2 tablestacas traslapadas.

6.2.5 Chequeo del diseño con el software GEO5

Se utilizó el programa de chequeo de tablestacas, del software de diseño geotécnico GEO5, para verificar el diseño calculado de la tablestaca. El programa utilizó las mismas teorías en cuanto al empuje de suelos, esto es: la teoría de Coulomb para empuje activo, la teoría de Caquot y Kerisel para empuje pasivo y la teoría de Mononobe Okabe para efectos sísmicos. Además, el programa realiza un análisis más exacto, utilizando parámetros ingresados como el módulo de Poisson y el módulo edométrico.

Los parámetros correspondientes al suelo de implantación fueron ingresados en el programa. De igual manera, la geometría del terreno, la longitud de la tablestaca, el nivel freático y la sobrecarga fueron modelados.

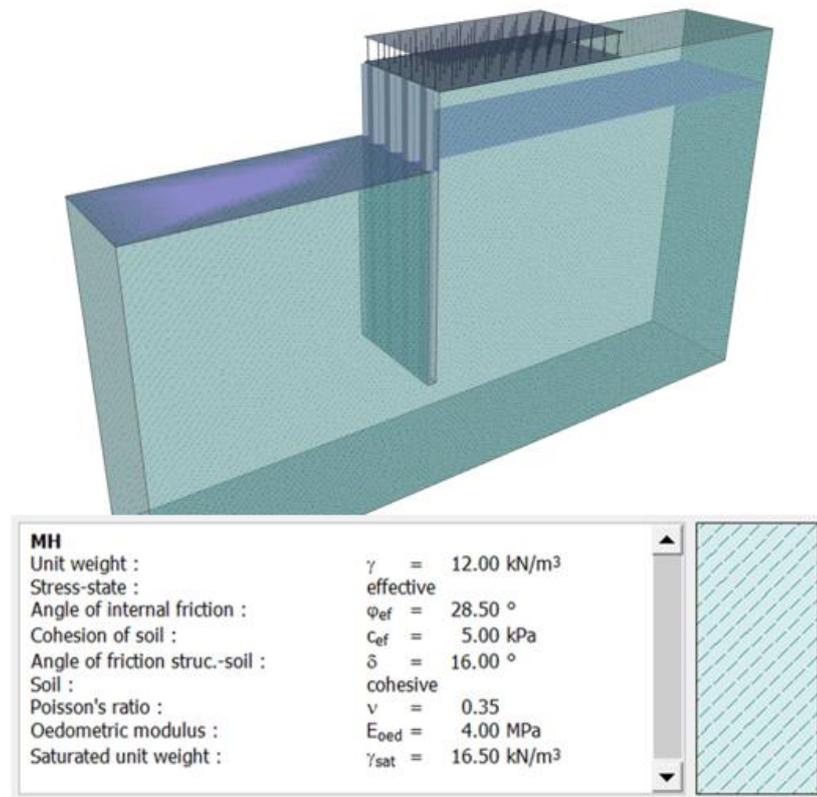


Figura 6.10 Modelo del terreno en GEO5.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

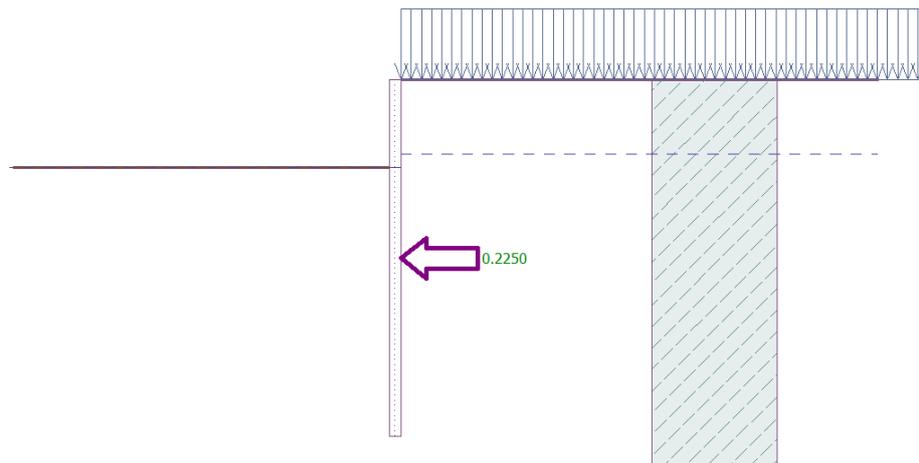


Figura 6.11 Perfil del terreno incluyendo la acción sísmica.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

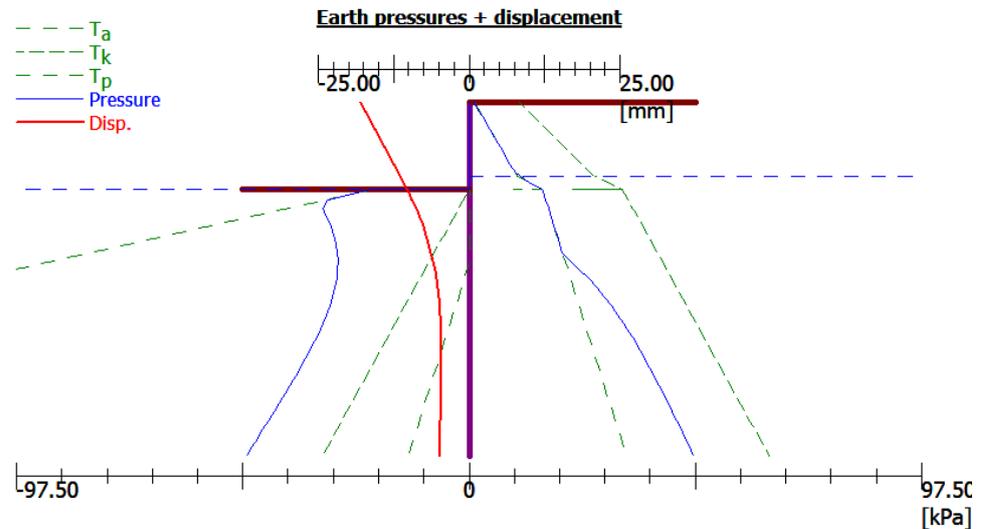


Figura 6.12 Presiones de suelo y desplazamiento de la tablestaca.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se ejecutó el programa, y el diseño resultó satisfactorio. En la figura 6.12, se detalla la distribución de presiones sobre la tablestaca, así como la deformación de la misma. Se puede apreciar que el desplazamiento es menor a 25 mm.

6.2.5.2 Chequeo de estabilidad del talud

Además de la estabilidad de la tablestaca, se verificó también la estabilidad global del terreno. En esta sección, se modeló el perfil del talud vertical junto con la tablestaca. Se incluyó el desnivel, el nivel freático y la sobrecarga en la longitud de la vivienda adyacente.

El programa analizó la estabilidad del talud mediante los cinco métodos mostrados en la figura 6.13. Se encontró que el talud es estable, utilizando el factor de seguridad de 1.5 establecido por la norma NEC 2015.

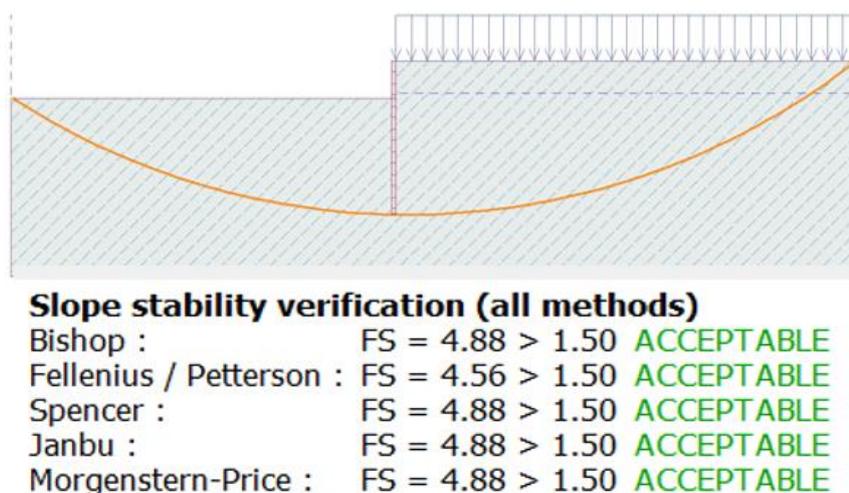


Figura 6.13 Verificación de estabilidad del talud.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.2.6 Chequeo estructural de la tablestaca

Por último, se eligió un perfil comercial de tablestaca y se revisó su capacidad estructural para resistir las fuerzas internas.

Se calculó el módulo de sección requerido a partir del esfuerzo de fluencia del acero y el momento flector máximo generado en la tablestaca. Se decidió utilizar tablestaca de acero A36, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 248 MPa.

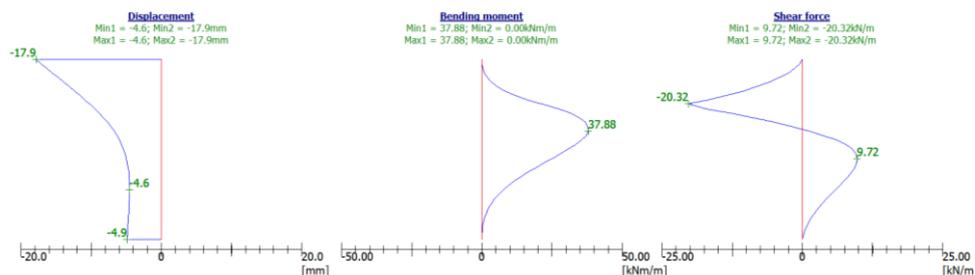


Figura 6.14 Desplazamiento y fuerzas internas generadas en la tablestaca.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Los diagramas de fuerza cortante y momento flector se obtuvieron del programa GEO5. El momento máximo que se obtuvo fue de 37.88 kN-m. Utilizando la ecuación del esfuerzo por flexión, se encontró el requerimiento de una tablestaca cuyo módulo de sección sea mayor a 152.74 cm³.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{S} \rightarrow S_{req} = 152.74 \text{ cm}^3$$

Se eligió el perfil de tablestaca tipo U, fabricado por el grupo IPAC-Acero, mostrado en la figura 6.15 junto con sus especificaciones. Este fabricante distribuye sus productos a nivel nacional, y tiene oficinas en Ambato, lo cual está a una distancia accesible desde Puyo, dónde se construirá la edificación.

El perfil elegido tiene dimensiones de 60.8 m de ancho y 18.8 cm de alto, con un espesor de 6 mm. El módulo de sección de este perfil es

de 362.64 cm³/m, por lo tanto, resistirá de forma adecuada los momentos generados. Se concluye que el diseño de tablestaca, junto con el perfil escogido es satisfactorio.



Espesor	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades de sección							
	a	b	c	d	e	f	g			A	P	Xc	Yc	Ix	Iy	Sx	Sy
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm	cm	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm	cm
6	430	50	46	89	245	608	3	73,52	57,71	9,06	45,65	3629,45	70249,45	362,64	1538,97	30,91	7,03

Figura 6.15 Perfil de tablestaca seleccionado.

Fuente: IPAC-Acero, 2017.



Figura 6.16 Tablestaca utilizada para la solución geotécnica.

Fuente: IPAC-Acero, 2017.

6.3 Diseño geotécnico de la cimentación

6.3.1 Mejoramiento de suelo

Debido al tipo y plasticidad que presenta en el suelo del terreno se requiere hacer un mejoramiento del mismo para así prevenir asentamientos diferenciales excesivos que producen las fuerzas descargadas hacia la cimentación. El material del mejoramiento propuesto es grava bien gradada y compactada, las características de este material se presentan en la tabla LXXXV. Además, este mejoramiento debe ser tratado con las especificaciones correspondientes para su correcta hidratación y compactación para así llegar a su densidad máxima.

Tabla LXXXV. Características del material de mejoramiento.

Grava bien gradada	
Peso específico	20 Kn/m ³
Angulo de fricción interna	40°
Coeficiente de Poisson	0.2
Peso específico Saturado	21 Kn/m ³

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

El nivel de desplante fue determinado con ayuda del software GEO 5, además el espesor de mejoramiento por debajo de la zapata es de 30 cm. Este espesor se proporciona para incrementar la

capacidad de carga del suelo, además, este material debe tener un límite líquido menor a 35% y un índice plástico menor a 12%.

El trabajo incluye retirar el material inadecuado mediante excavación, perfilar y compactar el fondo del mejoramiento, la adición del material de mejoramiento, seguido del humedecimiento y compactación final. Se debe asegurar que el nivel de compactación de la grava compactada corresponda al 95% en el ensayo proctor modificado.

El perfil que se tiene en el área de construcción es el que se aprecia en la figura 6.17, se puede observar la diferencia de cotas entre el terreno a construir y el terreno aledaño, el cual se encuentra a la derecha. También se observa el nivel freático y el nivel de excavación.

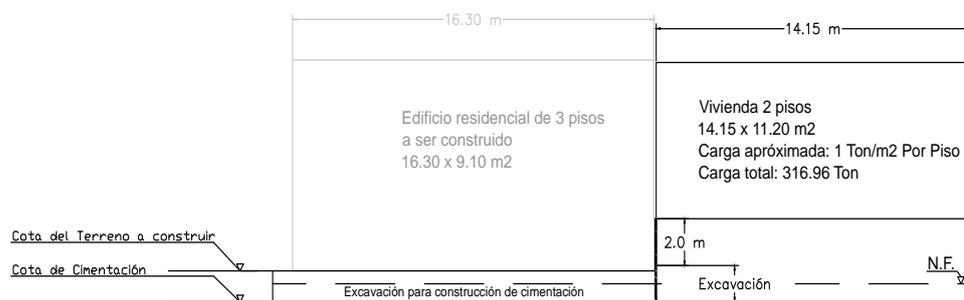


Figura 6.17 Perfil del terreno.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

6.3.2 Profundidad de cimentación

Para determinar la profundidad idónea de cimentación se utilizó el software GEO 5, para ellos se requiere las fuerzas que descargan a la cimentación, las cuales se exportan desde análisis estructural proporcionado por ETABS. Del estudio geotécnico se tiene que el esfuerzo último del material (MH, Limo de Alta Plasticidad) del terreno es de 18 Ton/m². Considerando los Factores de Seguridad de la norma vigente NEC-2015 para cada estado de carga se tiene la siguiente tabla.

$$\sigma_{Adm} = \frac{\sigma_{Real}}{FS} \quad (6.17)$$

Tabla LXXXVI. Esfuerzo admisible del suelo.

	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo
Factor de Seguridad NEC-2015	3	2.5	1.5
Esfuerzo admisible de Suelo	6 Ton/m ²	7.2 Ton/m ²	12 Ton/m ²

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

A partir de la ecuación de esfuerzo se pudo determinar un ancho de cimentación aproximado que luego será comprobado si es satisfactorio mediante el modelado de la estructura en GEO 5.

$$\sigma = \frac{Pu}{A} \quad (6.18)$$

El espesor de mejoramiento que se coloca bajo la cimentación aporta un aumento en la capacidad última del suelo, empíricamente, por cada 10 cm de material de mejoramiento mejora 1 Ton/m² el esfuerzo último del mismo. El mismo aumento se puede apreciar en las siguientes tablas, además se observa el ancho de cimentación determinado.

Tabla LXXXVII. Ancho de cimentación para Zapatas del eje 1 y 3.
Para Zapata del Eje 1-3

	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo
Factor de Seguridad	3	2.5	1.5
Esfuerzo admisible de Suelo (Ton/m²)	6	7.2	12
Esfuerzo admisible de Suelo Mejorado (Ton/m²)	7	8.4	14
Carga Axial (Ton)	120.90	153.49	239.16
Ancho de Zapata (Mts)	1.00	1.06	0.99
Ancho de Zapata Recomendado (Mts)		1.35	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla LXXXVIII. Ancho de cimentación para Zapatas del eje 2.
Para Zapata del Eje 2

	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo
Factor de Seguridad	3	2.5	1.5
Esfuerzo admisible de Suelo (Ton/m2)	6	7.2	12
Esfuerzo admisible de Suelo Mejorado (Ton/m2)	7	8.4	14
Cargas Axiales (Ton)	154.38	197.84	159.12
Ancho de Zapata (Mts)	1.28	1.37	0.66
Ancho de Zapata Recomendado (Mts)		1.65	

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

A continuación se presenta una tabla con la información de las fuerzas a colocar en el software GEO 5.

Tabla LXXXIX. Fuerzas para Zapata del Eje 1 y 3.

Fuerzas transmitidas a Cimentación	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Dinámico	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Estático
Axial (Ton)	120.90	153.49	239.16	127.71
Axial/Longitud KN/M	69.77	88.58	138.01	73.70
Momento/Longitud KN*M/M	1.79	2.31	6.04	7.22
Cortante/Longitud KN/M	10.30	13.04	16.65	30.45

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla XC. Fuerzas para Zapata del Eje 2.

Fuerzas transmitidas a Cimentación	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Dinámico	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Estático
Axial (Ton)	154.38	197.84	158.13	159.12
Axial/Longitud KN/M	89.08	114.16	91.25	91.82
Momento/Longitud KN*M/M	0.30	0.39	2.13	3.29
Cortante/Longitud KN/M	0.29	0.38	1.31	1.83

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se determina el FS proporcionado por GEO 5, la ecuación que utiliza el programa para calcular la capacidad portante es la propuesta por J. Brinch – Hansen (1961), la cual es presentada a continuación:

$$R_d = C N_e S_e d_e i_e b_e g_e + q_0 N_d S_d d_d i_d b_d g_d + b/2 \gamma N_b S_b i_b b_b g_b \quad (6.19)$$

6.3.2.2 Zapata Eje 1 y 3

Para las zapatas de los ejes 1 y 3, se modeló la cimentación con un nivel de desplante de 65cm con respecto al terreno, ancho de cimentación de 1.35mts y espesor de mejoramiento 30cm. Altura de nivel freático 0.50mts con respecto al terreno.

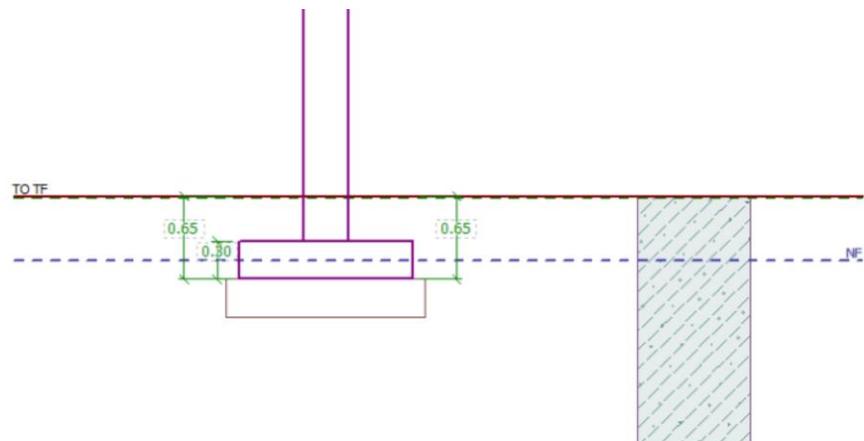


Figura 6.18 Modelaje de cimentación Eje 1 y 3 en GEO 5.
Nivel de desplante.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

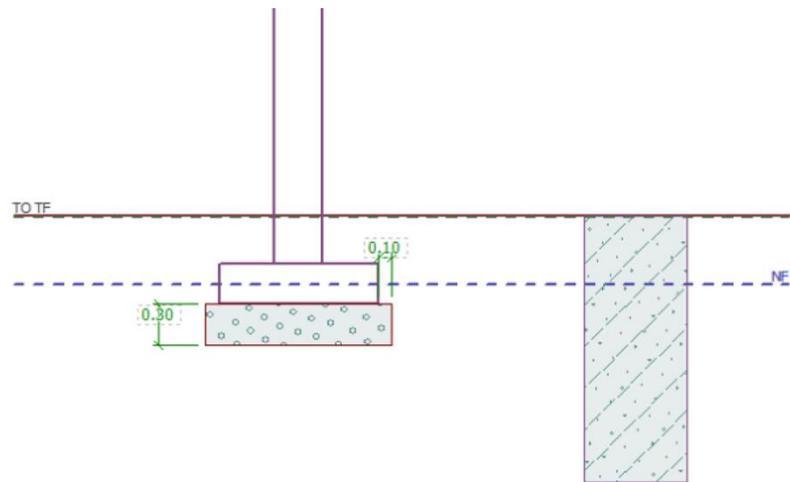


Figura 6.19 Modelaje de cimentación Eje 1 y 3 en GEO 5. Mejoramiento.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

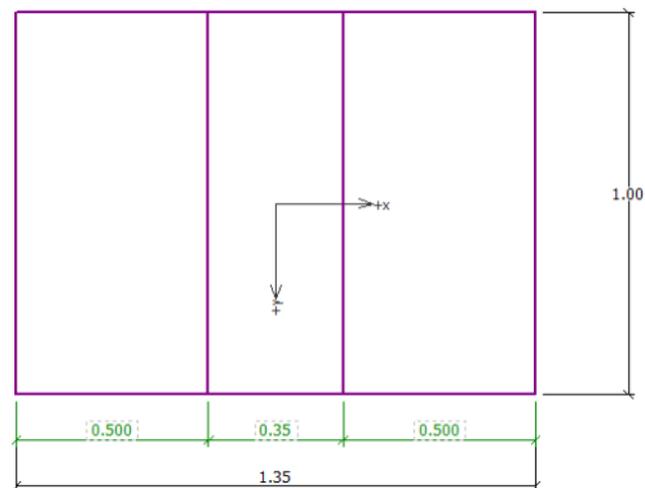


Figura 6.20 Dimensiones de Zapata corrida.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se comprueba el Factor de Seguridad para cada estado de carga.

Tabla XCI. Factor de Seguridad Eje 1 o 3.

	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Estático	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Dinámico
Factor de seguridad GEO 5	3.27	2.92	2.6	2.01
Factor de Seguridad NEC-2015	3.00	2.50	1.50	1.50
Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Como el FS para cada estado de carga es mayor a los estipulados por la norma NEC-2015, la zapata de los ejes 1 y 3 es satisfactoria.

6.3.2.3 Zapata Eje 2

Para la zapata del eje 2 se modeló la cimentación con un nivel de desplante de 65cm con respecto al terreno, ancho de cimentación de 1.65mts y espesor de mejoramiento 30cm. Altura de nivel freático 0.50mts con respecto al terreno.

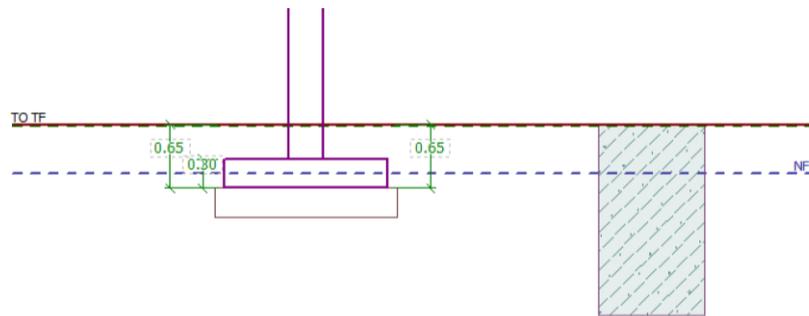


Figura 6.21 Modelaje de cimentación Eje 2 en GEO 5.
Nivel de desplante.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

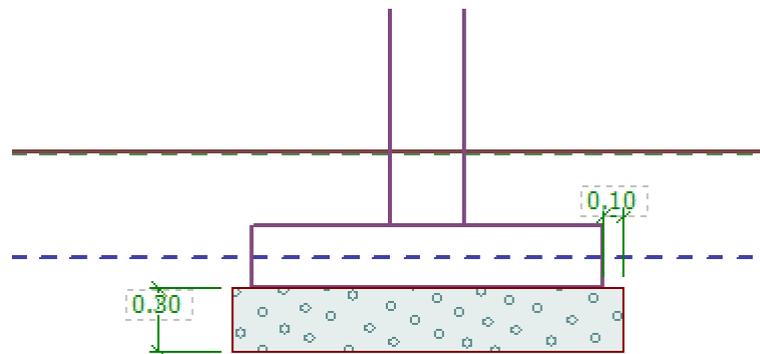


Figura 6.22 Modelaje de cimentación Eje 2 en
GEO 5. Mejoramiento.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

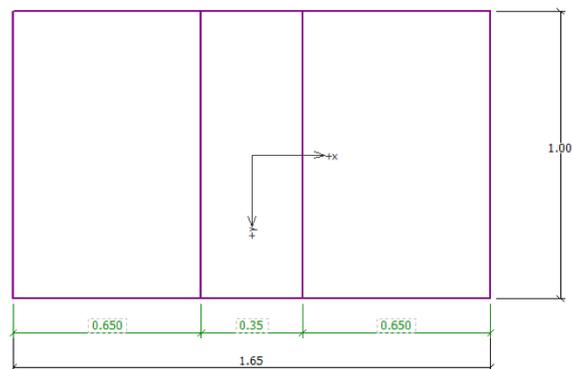


Figura 6.23 Modelaje de cimentación
Eje 2 en GEO 5. Dimensiones de
Zapata corrida.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se comprueba el Factor de Seguridad para cada estado de carga.

Tabla XCII. Factor de Seguridad Eje 2.

	Bajo Cargas de Servicio	Bajo Cargas de Servicio Mayorado	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Estático	Bajo Cargas de Servicio mas Sismo Dinámico
Factor de seguridad GEO 5	3.07	2.71	1.63	2.17
Factor de Seguridad d NEC-2015	3.00	2.50	1.50	1.50
Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS	Cumple FS

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Como el FS para cada estado de carga es mayor a los estipulados por la norma NEC-2015, la zapata del eje 2 es satisfactoria. Por lo tanto, las dimensiones pre dimensionadas son correctas.

También se determinaron los asentamientos máximos que se producen en el suelo, se debe tener cuidado en que los

asentamientos máximos producidos no sean mayores a los estipulados por la norma NEC, 2015. Para determinar los asentamientos inmediatos en el suelo se consideró la combinación de carga siguiente: D+0.5L. El asentamiento máximo no debe ser mayor a 20 cm según NEC, 2015. El asentamiento máximo producido en la cimentación es de 15.61mm, por lo tanto el diseño de cimentación es satisfactorio.

6.4 Diseño estructural de la cimentación

Se diseñaron las zapatas corridas, para esto se requiere determinar el coeficiente de balasto, el cual es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p , y el asiento que se produce, y , es decir $K_s=p/y$. Este parámetro tiene unidades de peso específico y depende de las propiedades del terreno.

Para suelos cohesivos, zapatas cuadradas:

$$k = \frac{k_{30} * 0.3}{B} \quad (6.20)$$

Si tenemos una zapata corrida, con dimensiones rectangulares se tiene la siguiente corrección:

$$k = \frac{2}{3} * k_{cuadrado} * \left(1 + \frac{B}{2} * L\right) \quad (6.21)$$

Tabla XCIII. Valores propuestos por Terzagui
Valores K30 propuestos por Terzaghi

Tipo de suelo		K30 Max	
Arena seca o húmeda	Suelta	0.64	1.92
	Media	1.92	9.6
	Compacta	9.6	32
Arena sumergida	Suelta	0.8	
	Media	2.5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu=1-2 Kg/cm ²	1.6	3.2
	qu=2-4 Kg/cm ²	3.2	6.4
	qu> 4Kg/cm ²	>6.4	-

Fuente: Braja M. Das, 2012.

Tabla XCIV. Valores propuestos por Rodriguez
Valores K30 propuestos por Rodriguez Ortiz

Tipo Suelo	k30 Min	k30 Max
Arena fina de playa	1	1.5
Arena floja, seca o húmeda	1	3
Arena media, seca o húmeda	3	9
Arena compacta, seca o húmeda	9	20
Gravilla arenosa floja	4	8
Gravilla arenosa compacta	9	25
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas blandas o alteradas	30	500
Rocas sanas	800	30000
Arcilla (qu=1-2 Kg/cm ²)	1.6	3.2
Arcilla (qu=2-4 Kg/cm ²)	3.2	6.4
Arcilla (qu>4 Kg/cm ²)	6.4	-

Fuente: Braja M. Das, 2012.

El valor k_{30} depende del tipo de suelo, es un parámetro que se lo determina a partir de ensayos de laboratorio pero se pueden tomar valores a partir

de tablas. Se realizaron los cálculos correspondientes a partir de las dimensiones de la cimentación, los cuales se tabulan a continuación:

Tabla XCV. Coeficiente de balasto para la cimentación.

Coeficiente de Balasto (Ton/m3)	
K30 para cimentación de muros.	521
K30 para Eje 1 o 3	503.9
K30 para Eje 2	411.6

Fuente: Braja M. Das, 2012.

Las fuerzas aplicadas hacia la estructura son las que resulten del análisis estructural proporcionado por ETABS.

6.4.2 Modelado de Cimentación

Para el modelado de la Subestructura se consideró un tipo de cimentación que controle los asentamientos diferenciales, para ello se seleccionó una zapata corrida. La representación de la zapata para el modelado fue la siguiente:

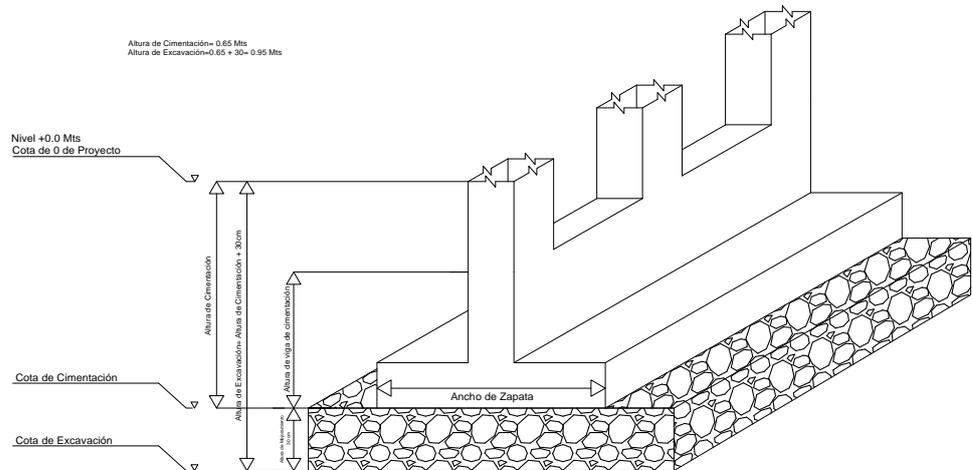


Figura 6.24 Bosquejo de cimentación.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se modeló las vigas de cimentación considerando vigas T invertidas para los ejes 1, 2 y 3 excepto para las zonas en donde cae el muro de corte, para estos espacios se propuso una losa de cimentación de 30 cm de espesor. Las secciones de los elementos viga son presentadas a continuación, los cuales fueron determinados a partir del pre dimensionamiento, considerando una viga continua.

Tabla XCVI. Secciones de Vigas T de Cimentación.

Dimensiones de Sección: Eje 1 o 3		Dimensiones de Sección: Eje 2	
Bw (cm)	35	Bw (cm)	35
Peralte "d" (cm)	50	Peralte "d" (cm)	50
Ancho de Cimentación (cm)	1.35	Ancho de Cimentación (cm)	1.6
Altura de Cimentación (cm)	0.3	Altura de Cimentación (cm)	5

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Con las fuerzas aplicadas al modelo se procedió a encontrar los momentos flectores y fuerzas cortantes de la viga de cimentación.

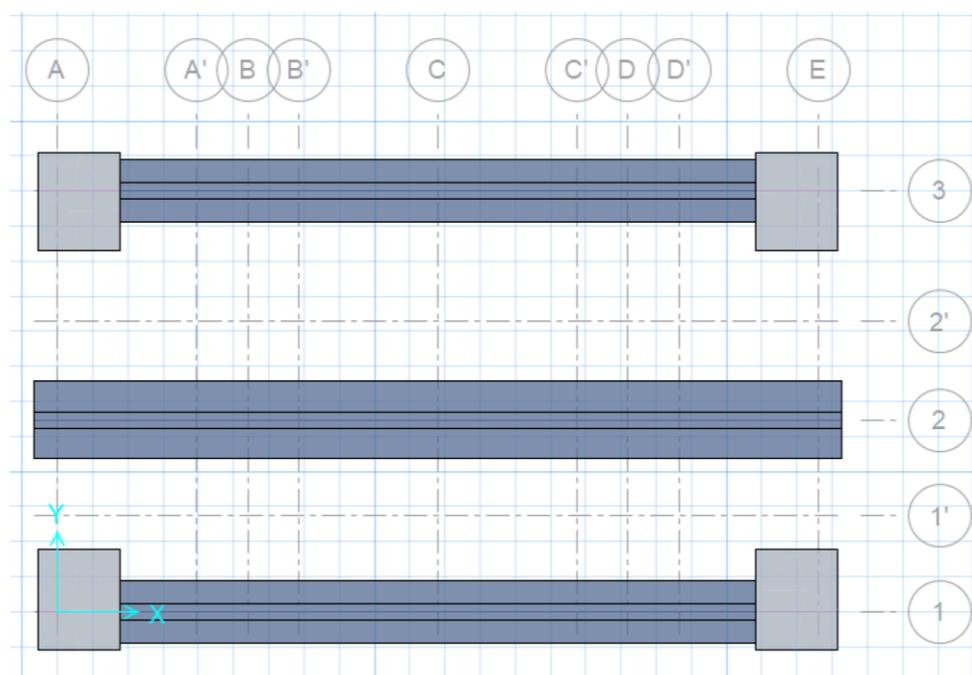


Figura 6.25 Modelo de Cimentación en SAFE. Vista en planta.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

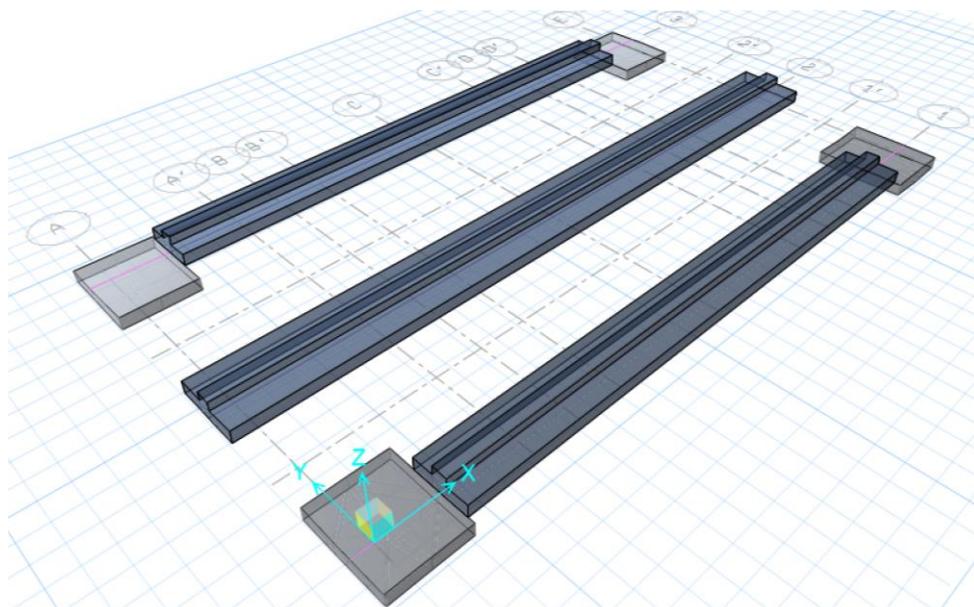


Figura 6.26 Modelo de Cimentación en SAFE. Vista en 3D.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

El programa SAFE proporciona un armado a partir del diagrama de la envolvente de momento flector, el cual resulta de la transposición de todas las combinaciones de carga. Las cuales son:

Tabla XCVII. Combinaciones de carga utilizadas para zapatas corrida.

Combinaciones de Carga	
1.2D+1.6L	1.2D+0.5L-SDY
1.2D+0.5L	0.9D+SX
1.2D+0.5L+SX	0.9D-SX
1.2D+0.5L-SX	0.9D+SDX
1.2D+0.5L+SDX	0.9D-SDX
1.2D+0.5L-SDX	0.9D+SY
1.2D+0.5L+SY	0.9D-SY
1.2D+0.5L-SY	0.9D+SDY
1.2D+0.5L+SDY	0.9D-SDY

Fuente: NEC, 2015.

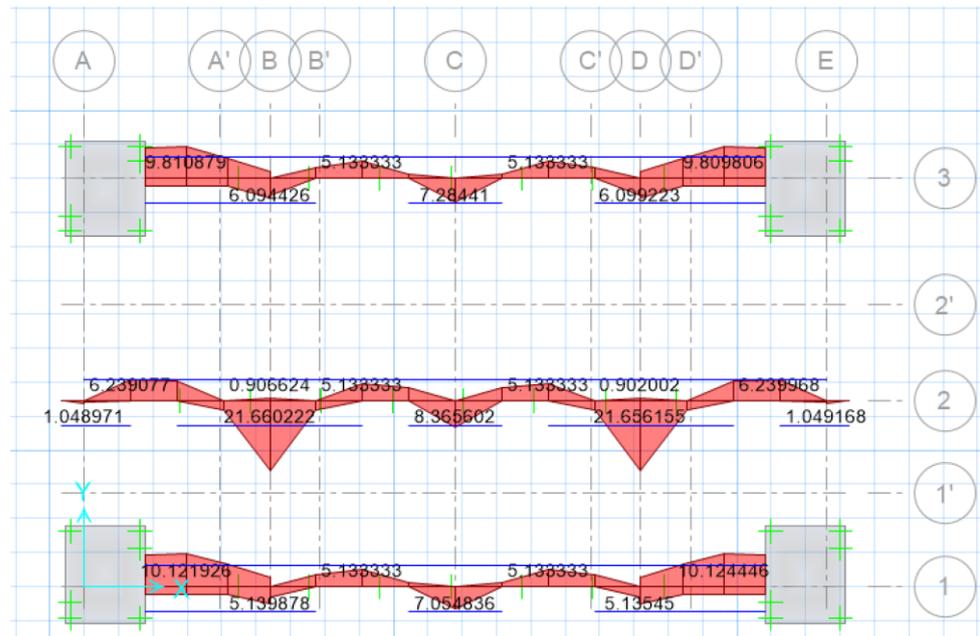


Figura 6.27 Acero longitudinal en Vigas de cimentación.
Proporcionado por SAFE.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se puede apreciar de las demandas proporcionadas por SAFE que la mayor magnitud de acero se concentra en los puntos donde caen las columnas, esto es de esperarse ya que en estos puntos se produce los máximos momentos positivos en la viga de cimentación. Mientras que en las partes intermedias de cada se encuentra el máximo momento negativo.

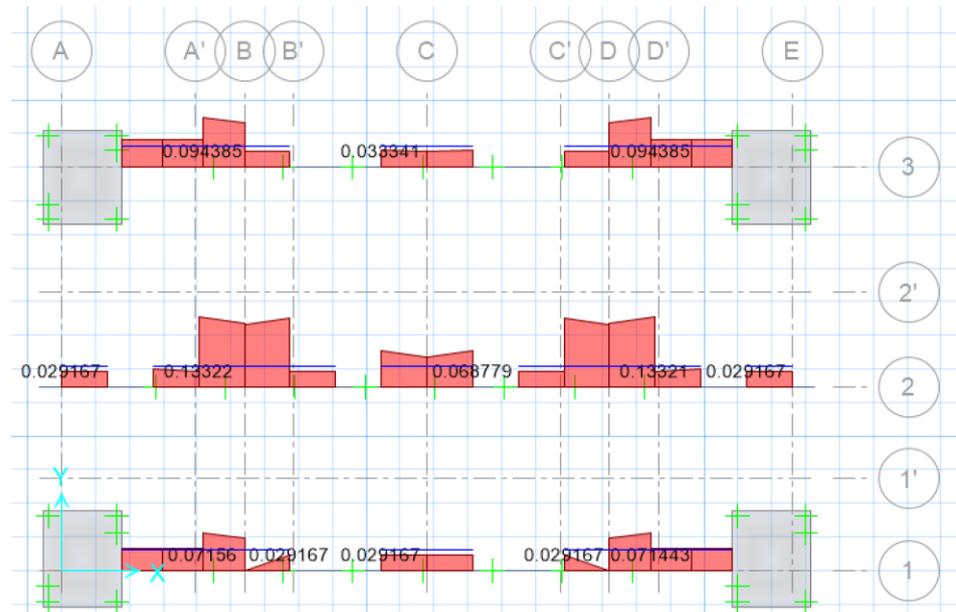


Figura 6.28 Acero transversal en Vigas de cimentación.
Proporcionado por SAFE.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se aprecia que las zonas en donde se requiere mayor acero de refuerzo transversal son los puntos en donde caen las columnas, ya que las mismas generan una mayor fuerza cortante. A partir del acero requerido proporcionado por SAFE se realizan los cambios debido a los requerimientos de las normas ACI-318 y NEC-2015. De igual manera, se considera los requerimientos de separación para estribos en vigas.

También se consideró el acero de retracción en las alas de la cimentación, el cual tiene una cuantía de 0.0018 según la norma NEC-2015.

$$\text{Acero de retracción: } 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Para el cual se necesitó una malla $\varnothing 10$ cada 15 cm para satisfacer la demanda de acero por retracción. Con el diseño estructural de las zapatas por eje se obtienen los planos, cuantificando cada corte de de varilla para hacer el respectivo presupuesto.

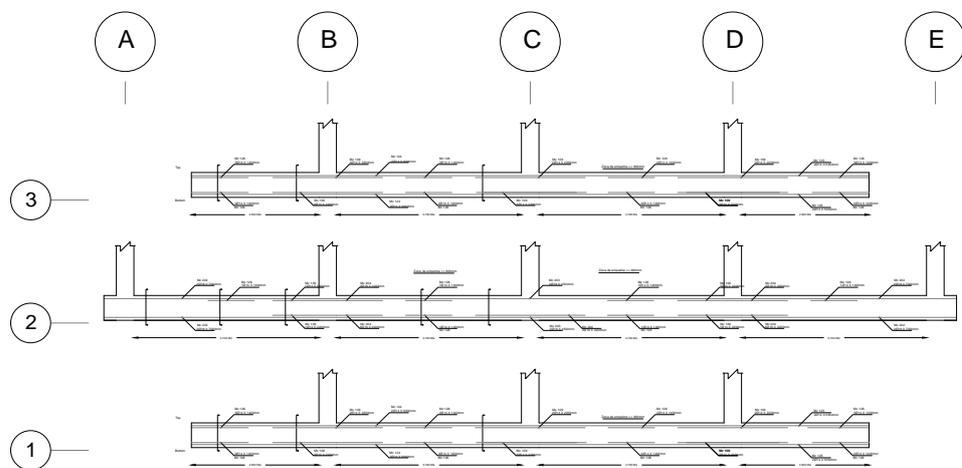
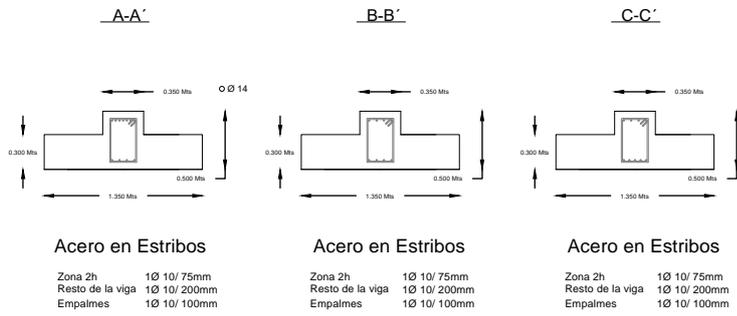


Figura 6.29 Planos de zapatas corridas por eje en Auto CAD.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

CORTES EJE 1 o 3



CORTES EJE 2

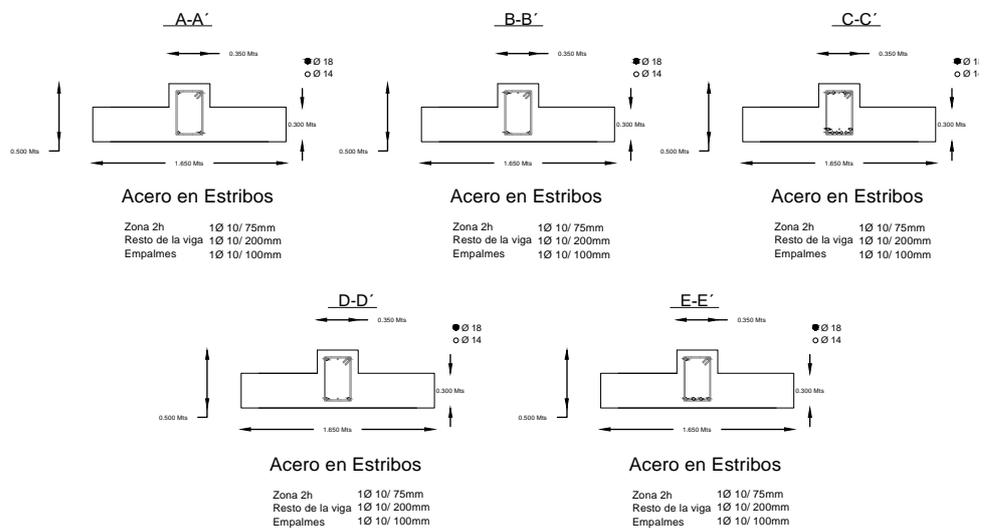


Figura 6.30 Cortes de zapata corrida por eje en Auto CAD.
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DEL COSTO DE LA OBRA

7.1 Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios se adjunta en los anexos, a continuación se muestra el presupuesto general de toda la obra, incluyendo la solución geotécnica.

Tabla XCVIII. Rubros para el diseño estructural.

ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO	m2	290.96	0.51	148.39
1.2	REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO	m2	290.96	1.39	404.43
1.3	CONSTRUCCIÓN PROVISIONAL DE BODEGA	m2	9.00	23.45	211.05
1.4	CERRAMIENTO PROVISIONAL	m	40.00	11.09	443.60
2	MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD				
2.1	DESALOJO MENSUAL DE RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN	Viaje	5.00	72.85	364.25
3	CIMENTACIÓN				
3.1	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS O PLINTOS				
3.1.1	ZAPATA EJE 1	m3	23.11	4.26	98.43
3.1.2	ZAPATA EJE 2	m3	28.44	4.26	121.17
3.1.3	ZAPATA EJE 3	m3	23.11	4.26	98.43
3.2	DESALOJO DE MATERIAL				
3.2.1	ZAPATA EJE 1	m3	23.11	5.18	119.69
3.2.2	ZAPATA EJE 2	m3	28.44	5.18	147.34
3.2.3	ZAPATA EJE 3	m3	23.11	5.18	119.69
3.3	MEJORAMIENTO DE SUELO CON GRAVA e=30cm				
3.3.1	ZAPATA EJE 1	m2	24.32	7.19	174.88

3.3.2	ZAPATA EJE 2	m2	29.94	7.19	215.28
3.3.3	ZAPATA EJE 3	m2	24.32	7.19	174.88
3.4	Acero de refuerzo para cimentación $f_y=4200$ kg/cm ²				
3.4.1	ZAPATA EJE 1	kg	457.38	1.24	567.15
3.4.2	ZAPATA EJE 2	kg	575.89	1.24	714.10
3.4.3	ZAPATA EJE 3	kg	457.38	1.24	567.15
3.5	Hormigón $f'_c = 210$ kg/cm ² para zapatas y bajo columnas				
3.5.1	ZAPATA EJE 1	m3	7.44	100.28	746.22
3.5.2	ZAPATA EJE 2	m3	9.15	100.28	917.17
3.5.3	ZAPATA EJE 3	m3	7.44	100.28	746.22
3.6	Encofrado de madera para Zapatas	m2			
3.6.1	ZAPATA EJE 1	m2	24.32	11.15	271.20
3.6.2	ZAPATA EJE 2	m2	29.94	11.15	333.85
3.6.3	ZAPATA EJE 3	m2	24.32	11.15	271.20
3.7	Relleno compactado con material en sitio (En áreas sobre la Zapata)	m3	24.70	2.52	62.24
4	CONTRAPISO				
4.1	COMPACTACIÓN CON APISONADOR (SOBRE ÁREA DE CONSTRUCCIÓN)	m2	147.70	1.62	239.27
4.2	CONTRAPISO DE $f'_c=210$ Kg/cm ² , $e=7$ cm.	m2	147.70	12.29	1815.17
5	SUPERESTRUCTURA				
5.1	ENTREPISO 1				
5.1.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS $f'_c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.91	112.45	439.43
5.1.2	HORMIGÓN EN MUROS $f'_c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	6.15	132.41	814.06
5.1.3	HORMIGÓN EN VIGAS $f'_c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	10.92	143.09	1562.47
5.1.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) $f'_c=210$ Kg/cm ²	m3	7.88	141.66	1116.28

	(INCLUYE ENCOFRADO) e=20cm				
5.1.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA fy=4200 Kg/cm2	kg	855.69	1.24	1061.05
5.1.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO fy=4200 Kg/cm2	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.1.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS fy=4200 Kg/cm2	kg	1407.50	1.24	1745.30
5.1.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA fy=4200 Kg/cm2	kg	470.13	1.24	582.96
5.1.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN fy=4200 Kg/cm2 (Ø10MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA fy=4200 Kg/cm2	kg	528.92	1.24	655.86
5.2	ENTREPISO 2				
5.2.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.64	112.45	409.12
5.2.2	HORMIGÓN EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	5.72	132.41	757.91
5.2.3	HORMIGÓN EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	10.92	143.09	1562.47
5.2.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO) e=20cm	m3	7.88	141.66	1116.28
5.2.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA fy=4200 Kg/cm2	kg	855.69	1.24	1061.05

5.2.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO fy=4200 Kg/cm2	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.2.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS fy=4200 Kg/cm2	kg	1403.69	1.24	1740.57
5.2.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA fy=4200 Kg/cm2	kg	470.13	1.24	582.96
5.2.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN fy=4200 Kg/cm2 (Ø10MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA fy=4200 Kg/cm2	kg	528.92	1.24	655.86
5.3	ENTREPISO 3				
5.3.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.50	112.45	393.97
5.3.2	HORMIGÓN EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	5.51	132.41	729.84
5.3.3	HORMIGÓN EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	9.69	143.09	1386.04
5.3.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO) e=20cm	m3	7.88	141.66	1116.28
5.3.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA fy=4200 Kg/cm2	kg	855.69	1.24	1061.05
5.3.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO fy=4200 Kg/cm2	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.3.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS fy=4200 Kg/cm2	kg	1403.69	1.24	1740.57

5.3.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA fy=4200 Kg/cm2	kg	470.13	1.24	582.96
5.3.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN fy=4200 Kg/cm2 (Ø10MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA fy=4200 Kg/cm2	kg	528.92	1.24	655.86
6	SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	Global			3730.61
TOTAL COSTOS DIRECTOS (\$)					50519.20

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

El valor total del proyecto es de \$50519,20 el desglose resumido por cada rubro es el siguiente:

Tabla XCIX. Porcentaje por rubro.

Rubro	Precio (\$)	Porcentaje
TRABAJOS PRELIMINARES	1207.46	2.39%
MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD	364.25	0.72%
CIMENTACIÓN	6466.28	12.80%
CONTRAPISO	2054.44	4.07%
SUPERESTRUCTURA	36696.15	72.64%
SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	3730.61	7.38%
TOTAL COSTOS DIRECTOS (\$)		50519.20

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

7.2 Duración y cronograma del proyecto

Luego de obtener el presupuesto de la obra, se estimó el tiempo de duración de la misma, el cual dependerá el personal, equipo utilizado y rendimientos. Según los rendimientos, la obra tiene una duración de 5 meses para su finalidad (a nivel de estructura), se elaboró el cronograma valorado de la obra para así determinar los gastos mensuales, semanales de la obra a lo largo del tiempo.

CAPÍTULO 8

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

8.1 Datos generales del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de un bloque multifamiliar de 3 pisos, diseñado para el uso residencial de 4 familias. El edificio se encontraría en la ciudad de Puyo, Pastaza. La información detallada de la zona de estudio se encuentra en el capítulo 2.

Tabla CI. Datos generales del proyecto

Denominación	Estudio de Impacto Ambiental para la construcción de bloque multifamiliar		
Ubicación Geográfica	Provincia	Pastaza	
	Cantón	Pastaza	
	Parroquia	Puyo	
Ubicación Cartográfica	UTM Coordenadas WGS1984 Zona 17S		
	Punto	Este	Norte
	1	833625.00	9834798.00
	2	833635.00	9834793.00
	3	833619.00	9834783.00
4	833629.00	9834779.00	
Fase del Proyecto	Construcción, operación y mantenimiento		
Superficie del Área	177 m ²		
Dirección	Ave. Alberto Zambrano, entre Cumandá y 9 de octubre, Puyo, Pastaza		

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.



Figura 8.1 Ubicación del área de implantación del edificio
Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

8.2 Justificación del EIA

El estudio ambiental y la verificación del cumplimiento de las medidas de mitigación del impacto ambiental son una parte imprescindible en todo proyecto civil. Mediante este procedimiento se puede evitar las afectaciones al ambiente, preservando los recursos naturales y evitando alteraciones importantes en el entorno.

El estudio de impacto ambiental se realiza con el fin de identificar, evaluar, prevenir y mitigar los diferentes impactos ambientales que se producirán en la implementación de este proyecto, tanto en su etapa de construcción como en la etapa de operación y mantenimiento. A la vez que se identifican los diferentes impactos ambientales, se puede reducir éstos al mínimo a

través de medidas de mitigación y control establecidas en el plan de manejo ambiental.

El estudio del impacto ambiental se justifica con el hecho de que toda actividad de origen antropogénico genera una cierta repercusión sobre el ambiente, en muchos casos promoviendo la contaminación y agotamiento de los recursos naturales. Si bien es cierto, la naturaleza tiene sus propios mecanismos de atenuación de los contaminantes. Sin embargo, se debe ser conscientes que los procesos naturales pueden ser demorados, en comparación con la constante de contaminación generada por la actividad antropogénica.

8.3 Marco legal ambiental

El marco legal pertinente al estudio de impacto ambiental, se encarga de regular y establecer normas activas en el país concernientes a la preservación del medio ambiente. En este contexto se toma como referencia un conjunto de leyes y normativas ambientales consideradas como las más relevantes, en relación con las actividades de la construcción.

- Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULSMA), principalmente el libro VI: De la Calidad Ambiental
- Constitución Política de la República del Ecuador

- Ley de Prevención y Control de la Contaminación Ambiental
- Ley de Gestión Ambiental
- Reglamento para el Manejo de Desechos Sólidos (parte de Ley de Prevención).

Adicionalmente, se tomó en cuenta el Reglamento de Seguridad para la Construcción y Obras Públicas, relacionado a los siguientes temas de construcción. Estos temas del Reglamento, los constructores deben conocer y aplicar en las construcción de obras.

- Construcción y Trabajos en Altura
- Excavaciones
- Cimentaciones
- Maquinaria Pesada de Obra
- Maquinarias de Elevación
- Instalaciones Eléctricas Temporales
- Señalización para Construcción
- Equipos de Protección Personal
- Condiciones de Higiene y de Medicina Laboral Preventiva

La constitución de la República del Ecuador ha establecido los procedimientos generales que se deben seguir como parte del Plan de Manejo Ambiental de Obras, PMA. Este plan se encarga de concientizar y

fomentar la responsabilidad en la protección del medio ambiente durante la ejecución de una obra. En lo conveniente al plan de manejo ambiental, se derivará entre otras cosas llevar a cabo una adecuada gestión de todos los residuos sólidos, líquidos y semisólidos generados durante la etapa de construcción.

8.4 Descripción de la línea base

En esta sección se describen las condiciones ambientales iniciales del sitio de construcción. Se identificará el estado de los recursos naturales previo a la intervención humana. A partir de esta caracterización, se podrá comparar y medir las afectaciones generadas por la construcción del proyecto.

8.4.1 Recurso agua

No existen cuerpos de aguas superficiales cerca del terreno. De forma, que la construcción no generará contaminantes en el agua superficial. Sin embargo, la escorrentía generada por las aguas lluvias pueden presentar un problema, promoviendo el transporte de contaminantes de la construcción hacia un cuerpo de agua. El nivel freático se encuentra bastante cerca del nivel del suelo, a 0.50 m. Incluso se deberá excavar por debajo del nivel freático para la construcción de la cimentación.

8.4.2 Recurso aire

El recurso aire no presenta contaminación apreciable. Se tiene un aire limpio en todas las cercanías del terreno.

8.4.3 Recurso suelo

El terreno presenta una topografía regular, mayormente plana. Se tiene la presencia de abundante maleza, con vegetación de hasta 1 m de altura. Esta capa de vegetación será removida al momento de la construcción. Además, se observó la presencia de rocas medianas, grava y algunos desechos de construcción. Debido a que el terreno se encuentra en la ciudad, no existe fauna y flora endémica que pueda ser afectada por la construcción.

8.4.4 Factor socio económico

Por ser una zona urbana, existen algunas construcciones cercanas. Los moradores y trabajadores de la zona se verán afectados por el ruido y demás actividades de la construcción.

8.5 Identificación de actividades e impactos ambientales

Se identificaron las actividades a realizar para el desarrollo del proyecto. En base a estas actividades se evaluó el impacto ambiental generado. Las

actividades de la fase de construcción, como de la fase de operación y mantenimiento se detallan a continuación.

8.5.1 Etapa de Construcción

- Desbroce y limpieza
- Replanteo y nivelación
- Construcción de estructuras temporales
- Transporte de materiales
- Instalación de tablestaca
- Colocación y compactación de material granular
- Encofrado y armado de la cimentación
- Fundición de zapatas
- Relleno de suelo sobre la cimentación
- Encofrado y armado de elementos estructurales de la superestructura
- Fundición de elementos estructurales
- Instalación eléctrica e hidro-sanitaria
- Construcción de elementos no estructurales
- Construcción de acabados, enlucido y pintado
- Instalación de carpintería
- Desalojo de desechos de construcción

8.5.2 Etapa de Operación y Mantenimiento

- Demanda de agua potable
- Demanda de Energía Eléctrica
- Generación y Manejo de aguas residuales domésticas
- Generación y Manejo de desechos sólidos domésticos
- Mantenimiento de instalaciones y jardines

Se identificaron los posibles impactos ambientales generados por la obra. Estos impactos se separaron según su afectación a los recursos suelo, agua y aire; así como los pertinentes a la parte socioeconómica.

8.5.3 Impactos positivos

Los impactos positivos se dan principalmente en cuanto al factor socioeconómico, estos son:

- Generación temporal de fuentes de empleo para la comunidad.
- Fomento del desarrollo urbano en la ciudad de Puyo.
- Implementación de sistemas estructural sismo resistentes.
- Mejoramiento de la calidad de vida para los futuros moradores del edificio.

8.5.4 Impactos negativos

Impactos generados sobre el recurso agua:

- Contaminación del agua subterránea por posibles vertidos de aceites y sustancias químicas utilizadas por maquinarias durante la construcción.
- Contaminación de aguas superficiales a causa del transporte de aguas aceitosas o contaminadas, por parte de la escorrentía de la lluvia.
- Contaminación del agua subterránea a causa de la limpieza de herramientas y equipos de construcción.
- Contaminación del agua por lixiviados generados por el mal manejo de los desechos sólidos generados.

Impactos generados sobre el recurso aire:

- Generación de ruido en el sector de implantación a causa de la maquinaria pesada utilizada en la construcción.
- Contaminación del aire por el levantamiento de material particulado y polvo, principalmente por el manejo de cemento y áridos.
- Contaminación del aire por emisiones de gases contaminantes por el uso de maquinarias, pintura, y demás sustancias.

Impactos generados sobre el recurso suelo:

- Contaminación del suelo debido a posibles filtraciones a causa de derrames de lubricantes, gasolina y aceites provenientes de la maquinaria.
- Contaminación del suelo debido a la exposición de desechos sólidos de construcción, así como desechos generados por los trabajadores.
- Contaminación del suelo por el mal manejo de aguas grises y negras.
- Contaminación del suelo debido a los residuos de pintura, o sustancias peligrosas utilizadas en la construcción.

Impactos en el ámbito socioeconómico:

- Posibilidad de accidentes laborales por falta de uso de equipos de protección personal.
- Riesgo de enfermedades, tanto para los trabajadores como para los moradores de la zona, a causa del polvo, emisiones de gases, molestias y vibraciones.
- Alteración del paisaje de la zona durante la fase de construcción.

8.6 Metodología de evaluación del impacto ambiental

La evaluación del impacto ambiental se llevó a cabo utilizando el procedimiento de la matriz de Leopold (1971). El análisis realizado no produce un resultado cuantitativo, sino más bien un conjunto de juicios de valor. El objetivo de este procedimiento es garantizar que los impactos de diversas acciones sean evaluados y propiamente considerados en la etapa de planeación del proyecto.

El procedimiento de la matriz de Leopold incluye el desarrollo de 9 matrices en las cuales se califica el impacto ambiental en función de una determinada característica. Esta puede ser extensión, magnitud, riesgo ambiental, entre otros. Dentro de cada matriz, se enlistan las actividades propias de cada fase del proyecto, y se evalúa su impacto sobre el medio físico, biológico y socioeconómico.

Los componentes ambientales que pudieran ser afectados por la implementación del proyecto fueron se describen a continuación.

Dentro del medio físico:

- Recurso agua: Contaminación de cuerpos de agua superficial y subterránea
- Recurso aire: Contaminación por ruido, material particulado y emisiones

- Recurso suelo: Contaminación por alteraciones y por desechos sólidos.

Dentro del ámbito socioeconómico:

- Salud y seguridad laboral
- Generación de empleo
- Afectación al paisaje

Dentro del medio biológico se encuentra la flora y fauna de la zona. No obstante, para este proyecto no se consideró el medio biológico por tratarse de un terreno de dimensiones menores en una zona urbana.

Las matrices calculadas por el método de Leopold, conllevan a la determinación de una valoración del impacto ambiental (VIA). Las matrices específicas relacionadas al impacto ambiental se describen a continuación.

- **Intensidad (I):** Mide el grado de alteración sobre el ambiente causado por el impacto ambiental. La calificación en cuanto a la intensidad del impacto ambiental varía de 1 a 10 dependiendo de la modificación generada. El valor de 1 indica una afectación muy leve, mientras que el valor de 10 es indicativo de una alteración severa al ambiente. Se asigna el valor de 0 cuando la actividad realizada no genera impacto alguno sobre los componentes ambientales.

- **Extensión (E):** Se refiere a la extensión territorial de la alteración al medio ambiente. La valoración de esta característica del impacto ambiental se realizó de acuerdo a la tabla CII.

Tabla CII. Valoración respecto a la extensión del impacto ambiental.

Impacto puntual	El impacto afecta en una extensión puntual, como por ejemplo una ciudadela.	1
Impacto local	El impacto llega a afectar a toda una ciudad.	5
Impacto regional	El impacto puede afectar a una o más provincias.	10
Impacto nulo	No se genera impacto ambiental.	0

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

- **Duración (D):** Califica el tiempo que dura la afectación ambiental. La valoración se obtiene a partir de los años que puede durar el impacto ambiental.

Tabla CIII. Valoración respecto a la duración del impacto ambiental.

Duración corta	Menos de 1 año	1
Duración media	De 1 a 5 años	5
Duración larga	De 5 a 10 años	10

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

- **Signo (S):** Identifica si el impacto ambiental es positivo (+1), negativo (-1), o nulo (0).

Una vez obtenidas las matrices de intensidad, extensión, duración y signo del impacto ambiental; se debe asignar una ponderación a cada una para encontrar la matriz de magnitud del impacto ambiental.

En este estudio se utilizaron las siguientes ponderaciones:

Factor de intensidad $F_I = 0.3$

Factor de extensión $F_E = 0.3$

Factor de duración $F_D = 0.4$

- **Magnitud (M):** Sintetiza la intensidad, extensión y duración del impacto generado. Además, se incluye el signo del impacto ambiental, en caso que sea beneficioso o perjudicial. Se calculó mediante la siguiente expresión.

$$M = S(F_I * I + F_E * E + F_D * D) \quad (8.1)$$

- **Reversibilidad (Rv):** Mide el grado de reversibilidad o posible atenuación de la perturbación generada al ambiente. La valoración se realizó de acuerdo a la tabla CIV.

Tabla CIV. Valoración respecto a la reversibilidad del impacto ambiental.

Irreversible	La posibilidad de recuperación ambiental es baja o irrecuperable.	10
Parcialmente Reversible	La posibilidad de recuperación ambiental es media.	5
Reversible	Alta posibilidad de recuperar las características ambientales iniciales.	1

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

- **Riesgo (Rg):** Evalúa la probabilidad o riesgo de que se genere un impacto ambiental.

Tabla CV. Valoración respecto a la riesgo de impacto ambiental.

Alto riesgo	Probabilidad de ocurrencia mayor al 50%	10
Mediano riesgo	Probabilidad de ocurrencia entre el 10 y 50%	5
Bajo riesgo	Probabilidad de ocurrencia baja o nula	1

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Asignadas las valoraciones de la reversibilidad y riesgo del impacto ambiental, y junto a la matriz de magnitud, se procedió a calcular la valoración del impacto ambiental (VIA).

- **Valoración (VIA):** La matriz de VIA se obtuvo mediante la expresión 8.2, junto con los siguientes factores de peso.

$$\text{Factor de magnitud } F_M = 0.3$$

$$\text{Factor de reversibilidad } F_{Rv} = 0.3$$

$$\text{Factor de riesgo } F_{Rg} = 0.4$$

$$VIA = |M|^{F_M} + Rv^{F_{Rv}} + Rg^{F_{Rg}} \quad (8.2)$$

Después de obtener la matriz de valoración del impacto ambiental, se debió procesar y analizar los resultados obtenidos. Para facilitar este proceso, se usó la matriz de evaluación del impacto ambiental.

- **Evaluación:** Esta matriz clasifica el impacto de acuerdo a su valoración, según la tabla CVI.

Tabla CVI. Evaluación del impacto ambiental según su valoración.

Impacto	Valoración
Neutro	$0 \leq VIA \leq 1$
Bajo	$1 < VIA \leq 4$
Medio	$4 < VIA \leq 7$
Alto	$7 < VIA \leq 10$

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

8.7 Matrices de evaluación ambiental

En esta sección se presentan las matrices de evaluación del impacto ambiental obtenidas.

Tabla CVII. Matriz de magnitud del impacto ambiental.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación-desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Fase de construcción										
Desbroce y limpieza	-4.9	-4.6	-6.1	-1.6	-2.2	-2.8	-2.8	-1.6	2.8	-6.4
Replanteo y nivelación	0	0	-4.9	-1.3	0	0	0	0	2.2	1
Construcción de estructuras temporales	-1.3	0	0	-2.2	-1.3	-2.2	-2.2	1	2.2	-1.6
Transporte de materiales	0	0	0	0	-3.4	-2.5	-2.2	-1.9	4	0
Instalación de tablestaca	0	-6.4	-5.2	0	-3.1	-1.6	-3.1	-2.2	2.5	-5.2
Excavación con máquina	-1.6	-2.2	-2.8	-1.9	-2.8	-3.1	-3.1	-1.6	2.8	-2.8
Colocación y compactación de material granular	0	-4.9	-6.1	-1.3	-2.5	-3.1	-2.8	-1.6	2.8	-1.6
Encofrado y armado de la cimentación	-1	0	-1	-1	0	0	-1.9	-1	3.4	-1.6
Fundición de zapatas	-1	-4.9	-6.4	-1.9	-1.3	-3.1	-1.6	-1.6	3.1	-1.3
Relleno de suelo sobre la cimentación	0	0	-5.2	0	-1.9	-3.1	-1.6	-1.3	3.1	0
Encofrado y armado de elementos estructurales	0	0	0	-1.6	0	0	-2.8	-2.5	4	-2.2
Fundición de elementos estructurales	0	-1.3	-1.6	-1.6	-1.3	-3.1	-2.2	-1.6	3.4	-1.3
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	-1.3	-1	-1	0	0	-1.3	-1.6	2.8	0
Construcción de elementos no estructurales	0	0	0	-1.3	0	-2.2	-2.2	-1.9	4.3	0
Construcción de acabados, enlucido y pintado	0	-1.3	0	-1	0	-1.3	-1.3	-1.3	3.7	5.8
Instalación de carpintería	0	0	0	-1	0	0	-1.9	0	3.4	0
Desalojo de desechos de construcción	0	-1.3	0	0	0	-1.3	-1.9	-1.6	3.4	-2.8
Fase de operación y mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	5.5	6.1	0
Demanda de Energía Eléctrica	0	0	0	0	0	0	0	4.6	6.1	0
Generación y Manejo de aguas residuales domésticas	-3.4	-1	0	0	-1	0	0	4.6	6.1	0
Generación y Manejo de desechos sólidos domésticos	0	-1.3	0	-2.5	0	0	0	4.9	6.1	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	-1.3	0	-1	-1	-1.3	0	0	5.5	5.8	4.9

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla CVIII. Matriz de valoración del impacto ambiental.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación-desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Fase de construcción										
Desbroce y limpieza	1.6	1.6	1.7	1.2	1.3	1.4	1.4	1.2	1.4	1.7
Replanteo y nivelación	0.0	0.0	1.6	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	1.0
Construcción de estructuras temporales	1.1	0.0	0.0	1.3	1.1	1.3	1.3	1.0	1.3	1.2
Transporte de materiales	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1.3	1.3	2.4	1.5	0.0
Instalación de tablestaca	0.0	5.4	5.1	0.0	2.3	1.2	1.4	2.5	1.3	5.1
Excavación con máquina	1.2	1.3	6.8	1.2	2.2	2.3	1.4	1.9	1.4	2.6
Colocación y compactación de material granular	0.0	1.6	5.3	1.1	2.1	2.3	1.4	1.9	1.4	1.2
Encofrado y armado de la cimentación	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.2	1.0	1.4	1.2
Fundición de zapatas	1.6	6.6	4.4	1.2	1.1	2.3	1.2	1.9	1.4	1.1
Relleno de suelo sobre la cimentación	0.0	0.0	1.6	0.0	1.2	2.3	1.2	1.8	1.4	0.0
Encofrado y armado de elementos estructurales	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	1.4	2.6	1.5	2.4
Fundición de elementos estructurales	0.0	1.1	1.9	1.9	1.8	2.3	1.3	2.3	1.4	2.7
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0.0	1.1	1.0	1.0	0.0	0.0	1.1	1.9	1.4	0.0
Construcción de elementos no estructurales	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	2.1	1.3	2.0	1.5	0.0
Construcción de acabados, enlucido y pintado	0.0	1.1	0.0	1.0	0.0	1.8	1.1	1.8	1.5	5.2
Instalación de carpintería	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.2	0.0	1.4	0.0
Desalojo de desechos de construcción	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	2.2	1.2	1.9	1.4	2.6
Fase de operación y mantenimiento										
Demanda de agua potable	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	1.7	0.0
Demanda de Energía Eléctrica	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	1.7	0.0
Generación y Manejo de aguas residuales domésticas	4.5	1.9	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.6	1.7	0.0
Generación y Manejo de desechos sólidos domésticos	0.0	1.1	0.0	4.1	0.0	0.0	0.0	1.6	1.7	0.0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	1.1	0.0	1.9	1.0	1.1	0.0	0.0	1.7	1.7	1.6

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla CIX. Matriz de evaluación del impacto ambiental.

Evaluación Bajo (B) Medio (M) Alto (A) Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación-desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Fase de construcción										
Desbroce y limpieza	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
Replanteo y nivelación	-	-	B	B	-	-	-	-	B	B
Construcción de estructuras temporales	B	-	-	B	B	B	B	B	B	B
Transporte de materiales	-	-	-	-	B	B	B	B	B	-
Instalación de tablestaca	-	M	M	-	B	B	B	B	B	M
Excavación con máquina	B	B	M	B	B	B	B	B	B	B
Colocación y compactación de material granular	-	B	M	B	B	B	B	B	B	B
Encofrado y armado de la cimentación	B	-	B	B	-	-	B	B	B	B
Fundición de zapatas	B	M	M	B	B	B	B	B	B	B
Relleno de suelo sobre la cimentación	-	-	B	-	B	B	B	B	B	-
Encofrado y armado de elementos estructurales	-	-	-	B	-	-	B	B	B	B
Fundición de elementos estructurales	-	B	B	B	B	B	B	B	B	B
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	-	B	B	B	-	-	B	B	B	-
Construcción de elementos no estructurales	-	-	-	B	-	B	B	B	B	-
Construcción de acabados, enlucido y pintado	-	B	-	B	-	B	B	B	B	M
Instalación de carpintería	-	-	-	B	-	-	B	-	B	-
Desalojo de desechos de construcción	-	B	-	-	-	B	B	B	B	B
Fase de operación y mantenimiento										
Demanda de agua potable	-	-	-	-	-	-	-	B	B	-
Demanda de Energía Eléctrica	-	-	-	-	-	-	-	B	B	-
Generación y Manejo de aguas residuales domésticas	M	B	-	-	B	-	-	B	B	-
Generación y Manejo de desechos sólidos domésticos	-	B	-	M	-	-	-	B	B	-
Mantenimiento de instalaciones y jardines	B	-	B	B	B	-	-	B	B	B

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

8.8 Actividades críticas y recursos afectados

Según la valoración del impacto ambiental. Se pudo identificar las actividades que mayor impacto ambiental generan. En su mayoría, las actividades de la construcción, operación y mantenimiento del edificio generan un impacto bajo sobre el ambiente. En las tablas CX y CXI, se pueden apreciar las actividades críticas para cada fase del proyecto.

Tabla CX. Actividades críticas en la fase de construcción.

Actividades	Recurso afectado	Impacto ambiental
Instalación de tablestaca	Agua subterránea y suelo	Medio
Excavación con máquina	Suelo	Medio
Fundición de zapatas	Agua subterránea y suelo	Medio

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Tabla CXI. Actividades críticas en la fase de operación y mantenimiento.

Actividades	Recurso afectado	Impacto ambiental
Generación y Manejo de aguas residuales domésticas	Agua superficial	Medio
Generación y Manejo de desechos sólidos domésticos	Suelo	Medio

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

Se encontró para la fase de construcción, que la instalación de la tablestaca, y el hormigonado de las zapatas, por ser procedimientos invasivos generarán una perturbación en las condiciones naturales del suelo y agua subterránea. Además, la implementación de estos elementos permanecerá durante toda la vida útil de la obra, por lo que la afectación será de manera permanente. Durante la fase constructiva de la cimentación, se estará en directo contacto con el agua subterránea, por lo que el riesgo de contaminación es considerable.

En la fase de operación y mantenimiento, las actividades críticas encontradas fueron la generación de aguas residuales y desechos sólidos, de origen doméstico. Se deberá proporcionar un buen manejo de las aguas residuales y de desechos para evitar la contaminación ambiental.

8.9 Plan de manejo ambiental

La estructura del plan de manejo ambiental realizado es la siguiente:

- Programa de prevención y mitigación de la contaminación
- Programa de prevención de contingencias y riesgos
- Programa de capacitación ambiental y seguridad laboral
- Programa de manejo de desechos sólidos
- Programa de manejo de efluentes y sanidad
- Programa de monitoreo, control y seguimiento

8.9.1 Programa de prevención y mitigación de la contaminación

El programa de prevención, corrección y mitigación de la contaminación ambiental contiene las medidas que se deben llevar a cabo para reducir, controlar y mitigar los impactos ambientales negativos que se puedan producir a causa de la construcción del edificio. Las medidas de mitigación que se establecieron para prevenir la contaminación son:

- Implementar un cerramiento periférico al área de construcción para reducir las emisiones de ruido. Además, verificar la limpieza de las vías de acceso a la obra durante todo el proceso constructivo.
- Los equipos y maquinarias deberán recibir el oportuno mantenimiento. El mantenimiento deberá ser periódico, con el fin de ajustar y reemplazar todos los elementos que se encuentren en malas condiciones y evitar altos niveles de presión sonora.
- Se deberá llevar a cabo el humedecimiento de las áreas de trabajo y de circulación vehicular para evitar la suspensión de material particulado en el ambiente. En las actividades de movimientos de tierra y manejo de áridos, se deberá humedecer con agua al menos 5 veces al día con ayuda de un tanquero.
- Se debe exigir el uso de lonas de seguridad, plásticos o cobertores sobre las volquetas que transporten y materiales de

la construcción, para evitar levantamiento de material particulado en el aire.

- Se deberá cubrir con lonas, plásticos y cobertores todos los montículos de materiales de construcción (lastre, piedra, arena) para evitar levantamiento de material particulado.
- Al realizar operaciones de carga y descarga de material, el vehículo se detendrá completamente y pondrá el freno de emergencia; esta tarea se realizará únicamente en los lugares autorizados, con señalización y precauciones de seguridad.
- Se evitarán aglomeraciones de los vehículos y maquinaria pesada para reducir los niveles de ruido.
- Se deberá llevar a cabo un monitoreo periódico de los niveles de presión sonora generados en la obra.
- Se llevará a cabo la construcción de bodegas provisionales para evitar vertidos de aceite, combustibles, y demás sustancias peligrosas.
- Los materiales y herramientas de construcción deberán estar correctamente ordenados en un lugar de almacenamiento. De esta forma, se evitará su colocación o esparcimiento en lugares que pudieran ocasionar contaminación al recurso agua o recurso suelo.

- Se deberá plantar árboles en la cercanía del terreno para compensar la remoción de la capa de vegetación y además para evitar la propagación de emisiones de gases.
- A pesar de la alteración al paisaje, se considera que finalmente la edificación se integrará a la tipología del lugar.

8.9.2 Programa de contingencias y riesgos

Mediante este programa se propone reducir al máximo la probabilidad de eventos adversos, ocasionados por las actividades de la construcción que poseen un alto riesgo de afectación al ambiente o pudieran ocasionar una calamidad en la obra.

- Los materiales de construcción, herramientas y sustancias deberán estar correctamente almacenados y organizados para evitar un accidente laboral, a causa de elementos puntiagudos o pesados, por ejemplo.
- La velocidad de los vehículos deberá controlarse por medio de rompe velocidades y se tendrá la supervisión con personal de control y vigilancia del proyecto para disminuir riesgos de accidentes, o el vertido del material transportado.
- Se deberá desarrollar un plan de contingencia, en el cuál se pueda controlar cualquier eventualidad durante la

construcción, como pueden ser incendios, derrames, desplome de estructuras o riesgo eléctrico.

- Se asignarán áreas específicas para descarga y almacenamiento de combustibles y sustancia volátiles, a fin de controlar el riesgo de incendios o explosiones.
- El almacenamiento de productos químicos y sustancias peligrosas se dará en bodegas de almacenamiento. Además, se tendrán un área de almacenamiento de desechos peligrosos.
- Los equipos y maquinarias deberán tener un correcto mantenimiento para evitar riesgo eléctrico, lesiones o caídas.

8.9.3 Programa de capacitación ambiental y seguridad laboral

Este programa se plantea con el fin de velar por la seguridad y salud ocupacional de los trabajadores, visitantes y pobladores del área de influencia. Se plantean varias medidas de prevención, control y reducción de actividades con potencial de ocurrencia de accidentes laborales.

- Se brindará una capacitación al personal técnico y de obra con respecto a la protección del ambiente, seguridad laboral y salud ocupacional. Todos los operarios antes de realizar un trabajo que

implique un riesgo, deberán ser informados a detalle de la tarea a realizar y el riesgo que implica.

- Todo equipo de trabajo que presente riesgo en su operación deberá estar debidamente resguardado. Se deberá verificar la correcta operación de los equipos, en cuanto a su generación de gases de combustión, ruido y medidas de protección.
- Se realizará la entrega de equipos de protección personal (EPP). Todos los operarios tendrán la obligación de usar el equipo de protección personal adecuado al trabajo que se realiza.
- El equipo mínimo que se deberá disponer en la obra incluye casco, botas de seguridad, ropa de trabajo, gafas, guantes de cuero, chaleco reflectivo, mascarilla desechable y protectores auditivos.
- Se deberá capacitar y concientizar al personal de obra sobre el uso de protectores auriculares. Los equipos de protección auditiva se deberán mantener siempre en stock. Supervisar el uso obligatorio de los protectores auditivos.
- En el caso de trabajos en altura será de carácter obligatorio el uso de líneas de vida, arnés de seguridad, andamios y escaleras de seguridad.
- Se debe verificar periódicamente el buen estado de los equipos de protección personal y equipos de seguridad, si se comprueba

el mal estado de éstos deberá dotarse inmediatamente de unos nuevos.

- Se requerirá de personal calificado para la realización de cualquier tipo de reparación eléctrica, mecánica, de plomería, etc.

Tabla CXII. Clasificación de señales en obra.

Tipo de señal	Descripción	Uso
Advertencia 	Estas señales advierten peligro o precacución.	Delimitación de áreas de trabajo, peligro eléctrico, trabajos en altura, caída de objetos.
Obligación 	Implica el carácter obligatorio de las indicaciones.	Alto identifíquese, uso de EPP, uso de equipo de protección auditiva,
Prohibición 	Indica acciones no permitidas en el área de trabajo.	Prohibido fumar, prohibido estacionarse o descarga de material.
Información 	Proveen información o guía sobre las instalaciones.	Identificación de áreas de trabajo, rotulación de sustancias, almacenamiento de equipos
Rótulos ambientales 	Brindan información pertinente a la preservación del ambiente.	Clasificación de desechos, reciclaje, ahorro y preservación de recursos.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

- El sitio de obra deberá incluir señalización legible y correctamente distribuida. En las áreas de trabajo, se deberá delimitar con cintas de peligro o conos de seguridad.
- Todas las áreas de la obra deberán estar correctamente señalizadas conforme a la norma INEN 439.

8.9.4 Programa de manejo de desechos sólidos

Este plan contempla el adecuado de manejo de los desechos sólidos que pudieran generarse durante la fase de construcción, así como los desechos sólidos domésticos durante la fase de operación. A continuación, se detallan las medidas necesarias para clasificar, reducir, y, disponer los diferentes tipos de desechos sólidos.

- Se dará una charla de capacitación inicial a todo el personal de la obra en el correcto manejo de los desechos sólidos no peligrosos y peligrosos.
- Se deberá adecuar un área para el almacenamiento de los escombros y material de desalojo, es decir una escombrera. Este lugar deberá estar correctamente cercado y delimitado. Los escombros serán almacenados hasta su posterior disposición hacia lugares autorizados.
- Implementación de un área temporal para el almacenamiento de desechos sólidos no peligrosos, correctamente señalizada, con

la finalidad de realizar una correcta segregación de los desechos sólidos no peligrosos de acuerdo con su tipo.

- Se dispondrán contenedores debidamente rotulados en el cual se deberán almacenar los desechos reciclables. Además, se deberá coordinar y gestionar la entrega de los desechos reciclables. Los contenedores estarán distribuidos estratégicamente en el área de construcción.
- Se realizará la entrega periódica de los desechos sólidos no peligrosos al servicio urbano de recolección.
- Implementación de un área para el almacenamiento temporal de los desechos sólidos peligrosos. Los contenedores o tanques utilizados para almacenar desechos peligrosos deberán estar rotulados.
- El área de almacenamiento de desechos peligrosos deberá ser impermeabilizada con geomembrana. Los contenedores estarán sobre una cama de arena para absorber las sustancias en caso de derrames. El área deberá estar cubierta, señalizada y dotada de un extintor.
- Los desechos sólidos peligrosos no se podrán mezclar con los desechos líquidos. Se entregará a gestores autorizados por el ministerio del ambiente, los aceites-filtros utilizados, baterías usadas, wiper y materiales contaminados.

- Durante la fase de operación, los residentes del bloque multifamiliar deberán almacenar correctamente los desechos de origen doméstico y entregarlos al sistema de recolección urbano.
- Se deberá clasificar los desechos sólidos e identificar por color los contenedores al iniciar la obra. Se utilizará la simbología de la tabla CXIII.

Tabla CXIII. Clasificación de contenedores de desechos sólidos.

Color del contenedor	Contenido	Ejemplos de desechos
Rojo 	Desechos peligrosos	Aceites-filtros de combustibles, baterías y materiales contaminados con hidrocarburos.
Blanco 	Desechos reciclables	Papel, cartón, plástico, vidrio.
Verde 	Desechos no reciclables	Residuos alimenticios.

Fuente: Tay Lee, M., Valverde, D., 2017.

8.9.5 Programa de manejo de efluentes y sanidad

Este programa tiene como objetivo, proporcionar las medidas necesarias para el adecuado manejo de las aguas residuales y efluentes generadas por la construcción del proyecto.

- Se deberá instalar baterías sanitarias distribuidas en la obra, interconectadas con la red pública de aguas servidas.

- En caso de no ser posible la conexión con el sistema de recolección de aguas servidas, se deberá incluir un sistema de fosa séptica para el almacenamiento de las aguas negras. Se deberá planear la succión y evacuación de los efluentes hacia un colector o planta de tratamiento autorizado.
- Asegurar la separación de las líneas de descarga de aguas lluvias y freáticas, de las aguas residuales y efluentes producto de la construcción.
- Se deberá brindar mantenimiento de forma periódica a las baterías sanitarias.
- Se deberá controlar que las aguas de escorrentía no arrastren lodos o desechos hacia los sumideros de aguas lluvias, para prevenir su taponamiento.
- Se construirá la instalación hidro-sanitaria completamente funcional, para el manejo y descarga de las aguas residuales domésticas hacia la red de recolección de aguas servidas.

8.9.6 Programa de monitoreo y auditoría ambiental

El plan de monitoreo ambiental permitirá la evaluación del correcto cumplimiento de las medidas de mitigación establecidas en el plan de manejo ambiental. Se deberán realizar auditorías ambientales de

forma periódica para regular y obtener información de las afectaciones a los diferentes componentes ambientales.

El control de las medidas de mitigación de impacto ambiental, se deberá realizar sobre los elementos más sensibles y que presentan un mayor riesgo de contaminación. Entre las actividades de verificación de cumplimiento del PMA se tiene:

- Verificar el uso de lonas sobre volquetas que transporten áridos.
- Verificar el correcto uso de EPP por parte de los trabajadores y oficiales de obra.
- Evaluar los índices de gestión ambiental exigidos por los organismos de control.
- Realizar el monitoreo de emisiones de gases por parte de las maquinarias, verificar su estado y debido mantenimiento.
- Comprobar que los niveles de presión sonora estén dentro de los límites permitidos.
- Verificar la correcta señalización en la obra
- Monitorear el proceso de capacitación a los trabajadores.
- Supervisar el correcto manejo y almacenamiento de los desechos sólidos.
- Llevar una bitácora de registro y control de las afectaciones generadas al ambiente.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Gracias a la ESPOL hemos adquirido un sin número de conocimientos en las diferentes ramas de la ingeniería civil, donde los principios morales y éticos son los más importantes al momento de diseñar una obra civil. Este proyecto integra varias ramas de la carrera, en primer lugar, el análisis y diseño estructural de un edificio. El análisis geotécnico fue útil al momento de dar una solución para estabilizar la excavación y diseñar las zapatas corridas de la cimentación. Además, la gestión de la construcción de obras se utilizó para proponer elaborar el presupuesto de la obra y el cronograma de actividades. Por último, en el ámbito ambiental se logró evaluar el impacto ambiental de la obra y presentar un plan de manejo ambiental para la construcción del edificio. Las conclusiones que se obtuvieron en base al proyecto se describen a continuación.

1. Debido a que el Ecuador es un país de alto riesgo sísmico, y Puyo es una de las ciudades con mayor sismicidad; la necesidad de sismo resistencia en las estructuras es uno de los aspectos que no puede ser obviado al diseñar una edificación. Los edificios, tanto públicos como privados, deben ser construidos con capacidad sismo resistente para resguardar la seguridad de sus habitantes ante un evento sísmico. Asimismo, las edificaciones de uso residencial no deben ser excluidas de esta necesidad. Es por esto que la construcción de el bloque

multifamiliar sismo resistente, es una propuesta viable con la que se puede albergar de manera segura hasta cuatro familias medianas, a la vez que se optimiza el uso del suelo.

2. La solución geotécnica seleccionada ante las condiciones desfavorables del terreno, fue el hincado de tablestacas en voladizo al pie del desnivel con la vivienda adyacente. Se evaluó también la opción de un muro de contención de hormigón armado. Sin embargo, al no poder construirse el talón del muro, un muro de contrafuerte podría resultar anti económico debido a sus dimensiones. Se encontró que la utilización de tablestacas en voladizo es la opción más factible, al ser un procedimiento no invasivo con el terreno vecino y no influir con la estructura del bloque de vivienda. Al hincar la tablestaca se puede contener el desnivel de suelo, y a la vez se evita un daño al bloque multifamiliar en caso de falla del muro de mampostería contiguo.
3. Del diseño de la solución geotécnica, se encontró que las tablestacas utilizadas serían de 12 m de largo, con 9 m empotrados en el suelo y 3 m conteniendo el suelo del terreno contiguo. El diseño fue realizado considerando el empuje activo y pasivo del suelo, además de las variaciones de empuje presentadas a causa de un posible evento sísmico. Se utilizó el método de momento factorado (FMM), en el cual

la resistencia pasiva del suelo se factoró a la mitad. El diseño se revisó con el software GEO5, donde se comprobó el diseño satisfactorio y además, se verificó la estabilidad global del talud. Al implementar esta solución se elimina el riesgo que presenta el muro de mampostería, y se permite realizar de manera segura la excavación a la cota de cimentación y la colocación de material de mejoramiento del suelo.

4. En cuanto al sistema estructural de la edificación, se planteó utilizar tres alternativas; pórticos de concreto resistentes a momento, pórticos de acero resistentes a momento o el sistema dual de pórticos de concreto resistentes a momento con muros de corte. Se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales y de la cimentación en las tres alternativas, considerando las cargas gravitacionales y las cargas sísmicas pertinentes. Mediante el pre dimensionamiento se pudo modelar las tres alternativas y evaluar su desempeño sísmico, además se pudo obtener un costo estimado de la edificación con cada sistema estructural.
5. Gracias al análisis comparativo se pudo identificar que la alternativa mas eficiente, considerando los parámetros técnico-socio-económico es el del sistema dual de porticos de concreto resistente a momentos con muros de corte, ya que este al tener un mejor desempeño sismico,

mejor aceptación social, disponibilidad de materiales y costo es la opción mas favorable.

6. Se escogió como alternativa de diseño el sistema dual debido a que principalmente el aspecto económico es el que predomina en la selección de alternativas, para edificios de pocos pisos siempre es más económico diseñar y construir con HA. Aunque en el aspecto técnico todas las alterativas son diseñadas para tener un correcto desempeño sísmico, la que tiene una mayor valoración es la del sistema dual, por lo que fue escogida.

7. Se diseñó el sistema dual de pórticos de concreto resistentes a momento y muros de corte, siguiendo los requerimientos del código ACI y la norma NEC 2015, principalmente en su capítulo de peligro sísmico y diseño sismo resistente. Los elementos estructurales fueron diseñados según los requerimientos de resistencia y servicio. Se consideraron todos los criterios para el diseño sismo resistente de la edificación, incluyendo los requerimientos de acero longitudinal y transversal en las zonas de articulación plástica en vigas y el criterio de columna fuerte-viga débil para el diseño de columnas. Con respecto a los muros de corte, se encontró que la configuración de los cuatro muros en forma de 'L' en las esquinas de la edificación rigidizan

considerablemente a la estructura y a la vez, su diseño permite resistir adecuadamente las fuerzas de inercia generadas por el sismo.

8. Las condiciones geotécnicas de los suelos en la ciudad de Puyo son desfavorables, esto sumado a los eventos sísmicos que se producen en la zona requiere que la cimentación tenga un diseño adecuado a las demandas de asentamiento. Por esta razón, la solución geotécnica que se presentó fue zapatas corridas en una dirección, debido a que estos elementos disminuyen en gran porcentaje los asentamientos diferenciales, e integran varios puntos de apoyo en uno solo proporcionando mayor estabilidad.
9. En el análisis de presupuesto se determinó que el precio por metro cuadrado de la obra únicamente considerando la estructura (Super estructura, cimentación y solución geotécnica) es de \$87.71, a esto se le suma el costo del terreno, mampostería, puertas, ventanas y acabados para el precio final de la vivienda, el presupuesto total de la estructura es de \$50519.20.
10. El estudio de impacto ambiental realizado permitió evaluar las posibles afectaciones generadas a causa de la construcción, operación y mantenimiento del bloque multifamiliar. Se encontró en la valoración del

impacto ambiental, que las actividades involucradas en la implementación del proyecto tendrían en su mayoría un bajo impacto ambiental. No obstante, el hincado de las tablestacas representa una modificación importante al recurso suelo y al recurso agua (subterránea). Con el fin de evitar la contaminación y mitigar el impacto ambiental se propuso el plan de manejo ambiental, con el cual se espera reducir y controlar las posibles afectaciones al ambiente y a la salud de la comunidad.

RECOMENDACIONES

Se presentan las siguientes recomendaciones para la implementación del proyecto.

1. Debido a las frecuentes lluvias en la amazonía ecuatoriana, el hormigón estará expuesto a ciclos de humedad y sequedad, lo cual puede generar problemas de carbonatación y corrosión de las armaduras. Se recomienda proteger el hormigón con revestimiento acrílico e inhibidores de corrosión.
2. Proveer a la parte sobresaliente del muro de tablestacas de un enchapado de hormigón o de piedra, para mejorar su apariencia y tornarlo agradable con la estética de la edificación.
3. Conversar con el propietario de la vivienda vecina para realizar un relleno de suelo en el espacio entre la tablestaca y el muro de mampostería no reforzada.
4. Para el estudio de suelos, se acogió los parámetros de suelo de un terreno cercano al de estudio, pero se deberá realizar el correspondiente estudio de suelos para la zona en sí con un mínimo de 3 penetraciones en el terreno.

5. Se recomienda no abusar de las correlaciones al momento de encontrar parámetros faltantes para el análisis geotécnico. Para no tener que usar muchas correlaciones se deben realizar la mayor cantidad de ensayos de laboratorio, aunque esto repercute en un mayor costo del estudio de suelos.
6. Con respecto a la carga estructural, se recomienda respetar los usos de espacio, es decir: el edificio está diseñado para ciertos niveles de fuerza comunes en una vivienda, si se colocara instrumentaria de gimnasio en los cuartos la resistencia de los elementos estructurales no sería la correcta para la demanda.
7. El tipo de losa usado en el diseño es losa nervada en una dirección, se recomienda que las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas alteren en lo mínimo las secciones de los nervios, puesto que así disminuye la resistencia de los materiales.

ANEXOS

ANEXO A

ESTUDIO DE SUELOS

INFORME TECNICO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: NUEVO EDIFICIO DE LA
COOPERATIVA DE EDUCADORES DE
PASTAZA LTDA. "CACEP"

UBICACIÓN: CALLE JACINTO DAVILA – PUYO
PROVINCIA DE PASTAZA

PARA: ARQ. IVAN ORTEGA y/o EC. JUAN
ALBERTO TELLO

FECHA: MARZO - 2013

UBICACION DE LAS PERFORACIONES	ANEXO 1
RESUMEN GRAFICO DE ENSAYOS	ANEXO 2
FORMULARIO DE ENSAYOS	ANEXO 3
RESUMEN FOTOGRAFICO	ANEXO 4



1. ANTECEDENTES

El señor Arq. Iván Ortega, solicitó y ordenó al Ing. Iván Rubio G., M. Sc., hacer ensayos de mecánica de suelos en un terreno, lugar donde se construirá el nuevo edificio de la Cooperativa de Educadores de Pastaza Ltda.

El sitio se encuentra localizado, en la calle Jacinto Dávila y calle 24 de Mayo, en la ciudad de Puyo, provincia de Pastaza.

2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

En el sitio sujeto al estudio se prevé construir una estructura en hormigón armado con mampostería de relleno de cuatro pisos de altura, sin subsuelo, su uso estará destinado para brindar atención a los educadores de Pastaza y actividades propias administrativas de una cooperativa.

3. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

El trabajo realizado en el campo consistió de dos perforaciones o sondeos S.P.T., ubicadas conforme se indica en el anexo 1.

En cada una de las perforaciones se hizo un ensayo de penetración estándar cada 0.5 m y se recuperó muestras alteradas con la misma frecuencia.

Los trabajos de Laboratorio consistieron en humedad natural y clasificación manual - visual de todas las muestras recuperadas; límites de Atterberg y granulometrías en las muestras que se consideraron representativas de cada estrato.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados del estudio se consignan en los anexos adjuntos que contienen la descripción estratigráfica del subsuelo, las curvas de resistencia a la penetración, la

Handwritten signature of Iván Rubio G. M.Sc. and an official stamp from the Colegio de Ingenieros de Pastaza. The stamp includes the text: 'Colegio de Ingenieros de Pastaza', 'Ingeniero Civil M.Sc.', and 'R.P. 10-11-0052'.

humedad natural de las capas atravesadas y los ensayos adicionales de límites de Atterberg y granulometría.

En general los suelos detectados corresponden a limos arena arcillosos de alta compresibilidad, en la parte superficial se tiene material sedimentario menos compacto.

A continuación se describe los estratos encontrados en la presente investigación.

4.1 POZO N° 01

4.1.1 ESTRATO N° 1

El primer y único estrato llega hasta 10.00 m de profundidad, es un limo arena arcilloso de alta compresibilidad, color café, plasticidad media a alta, humedad media y consistencia baja. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar, NSPT varía entre 1 y 29, la humedad entre 28 y 37 %. Clasificación MH. Se detecta presencia de agua de escurrimiento a la profundidad de 2.50 m, medido con respecto a la boca del sondeo.

4.2 POZO N° 02

4.2.1 ESTRATO N° 1

El primer y único estrato llega hasta 10.00 m de profundidad, es un limo arena arcilloso de alta compresibilidad, color café, plasticidad media a alta, humedad media y consistencia baja. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar, NSPT varía entre 0 y 30, la humedad entre 28 y 34 %. Clasificación MH. Se detecta presencia de agua de escurrimiento a la profundidad de 2.50 m, medido con respecto a la boca del sondeo.



5. RECOMENDACIONES

5.1 NUEVO EDIFICIO DE LA "CACEP"

5.1.1 Tipo de cimentación

Vigas de cimentación en los dos sentidos ortogonales de la estructura.

5.1.2 Capacidad portante admisible

Tiene un valor de 1.20 kg/cm² y deberá ser mayor o cuando más igual al esfuerzo de trabajo determinado según lo sugerido en el numeral 6.

5.1.3 Coeficiente de Balasto

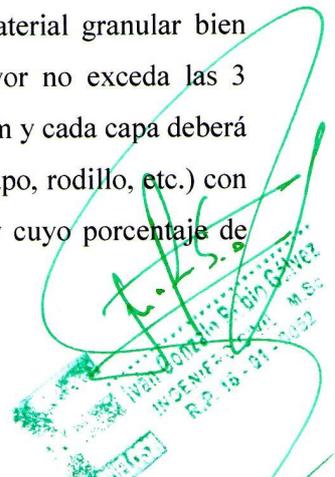
$$K_s = FS * 12 * q_a$$

$$K_s = 944.47 \text{ T/m}^3$$

5.1.4 Cota de cimentación

El cimiento de la estructura se desplantará al nivel -7.55 m, medido con respecto al nivel +0.00 m, de la vereda de la calle Jacinto Dávila (ver anexo ubicación de los sondeos).

Previo al desplante del cimiento, se tiene que hacer un recambio de suelo, es decir se deberá excavar hasta el nivel -9.05 m, medido con respecto al nivel +0.00 m, de la vereda de la calle Jacinto Dávila (ver anexo ubicación de sondeos). La altura del suelo de mejoramiento será de 1.50 m, el mismo que consistirá en material granular bien graduado (sub-base clase III) y cuyo diámetro de partícula mayor no exceda las 3 pulgadas, el material de mejoramiento se colocará en capas de 20 cm y cada capa deberá compactarse con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapo, rodillo, etc.) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado y cuyo porcentaje de



compactación mínimo a alcanzar será el 100 %, el material de mejoramiento se colocará también desde las caras laterales del cimiento, una distancia mínima de 0.20 m. (Realizar pruebas de densidad en sitio).

Antes de la colocación del suelo de mejoramiento (sub-base clase III), el fondo de la excavación se deberá estabilizar con material pétreo constituido por piedras o pedazos de roca, de un tamaño de 10 a 30 cm.

También se colocara material de mejoramiento bajo las cadenas de cimentación con un espesor mínimo de 0.60 m, y se deberá compactarse con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapo, rodillo, etc.) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será el 100 %, el material de mejoramiento se colocará también desde las caras laterales del cimiento, una distancia mínima de 0.20 m. (Realizar pruebas de densidad en sitio).

5.1.5 Material de mejoramiento bajo el contrapiso

Se colocará material granular mal graduado (partícula del mismo diámetro), cuyo diámetro de partícula sea mayor o igual a 1 pulgada, la altura del material granular será de mínimo 0.20 m, y deberá compactarse con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapo, rodillo, etc.) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado (Realizar pruebas de densidad en sitio). El propósito de colocar grava bajo el contrapiso es para impedir la ascensión capilar de agua.

5.1.6 Empuje de tierras en muros

Se calculará utilizando los siguientes parámetros promedio:

Peso unitario del suelo = 1.200 t/m^3

Angulo de fricción, en esfuerzos totales = 15°

Cohesión residual, esfuerzos totales = 1.00 t/m^2

Francisco de Orellana, M.Sc.
R.O. 16-01-2022

Si se diseñan muros que puedan tener pequeños giros (cantilíver, a gravedad, contrafuertes) se utilizará el coeficiente de presión activa.

Si se diseñan pantallas ancladas a la estructura principal, de giro restringido, se utilizará el coeficiente de presión en reposo. En este caso los muros transmitirán la carga a la estructura principal, y por medio de ella, a la cimentación.

Se debe hacer el correspondiente diseño de drenajes a los muros, a fin de evitar la aparición de presiones hidrostáticas no consideradas en el diseño.

6.- CARGAS DE DISEÑO Y CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

La carga de diseño total (CT) se estimará en la siguiente forma:

$CT = CM + CV$, en donde:

CM = Carga muerta permanente de la estructura y de la cimentación.

No se debe incluir el peso del suelo colocado nuevamente sobre el cimiento y hasta el nivel original del terreno.

Si por encima de este nivel se coloca relleno, el peso de éste sí debe ser incluido en la evaluación de CM.

CV = Carga viva

De acuerdo a los factores que se consideren para la evaluación de CV se tendrá dos valores de CT.

-En el primer caso se incluirá en CV las cargas vivas máximas normales que se presenten en la estructura, como resultado de la función a la que se dedique la estructura.

Handwritten signature and official stamp of a professional engineer. The stamp includes the text: 'INGENIERO CIVIL M.Sc.', 'R.P. No. 04-0152', and 'SUBREGISTRADO'.

Los cimientos se diseñarán con el valor de capacidad portante admisible recomendado.
(1.20 kg/cm²).

-En el segundo caso se superpondrán las cargas de sismo a las descritas en el primer caso. En éste la capacidad portante admisible recomendada, se podrá incrementar en el 33%, y con este nuevo valor se diseñará los cimientos.

-El diseño final se hará con las dimensiones mayores.

-Si la cimentación trasmite cargas excéntricas, el esfuerzo máximo que actúe sobre el suelo en el lado de la excentricidad no deberá exceder al valor de capacidad portante admisible recomendado.

7.- ASENTAMIENTOS

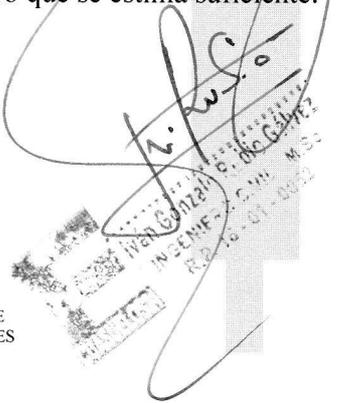
Se estima que los asentamientos totales correspondientes a los esfuerzos recomendados y a los sistemas de cimentación indicados no excederán los 2.5 cm y los diferenciales no serán mayores a 1.5 cm, si se cumple con todas las recomendaciones emitidas.

8. - COMPROBACION DE LAS CONDICIONES EN LA CONSTRUCCION

Las recomendaciones expuestas en este informe se basan en los estudios de campo, laboratorio y gabinete realizados con muestras que se consideran representativas de la zona, tomadas en un número que se estima suficiente.

Iván Rubio Gálvez

INGENIERO: CIVIL
ESPECIALISTA: SUELOS
MASTER EXECUTIVE: MEDIOAMBIENTE
MASTER OF SCIENCE: CONSTRUCCIONES
R.P. 16-01-0052



ANEXO N° 1

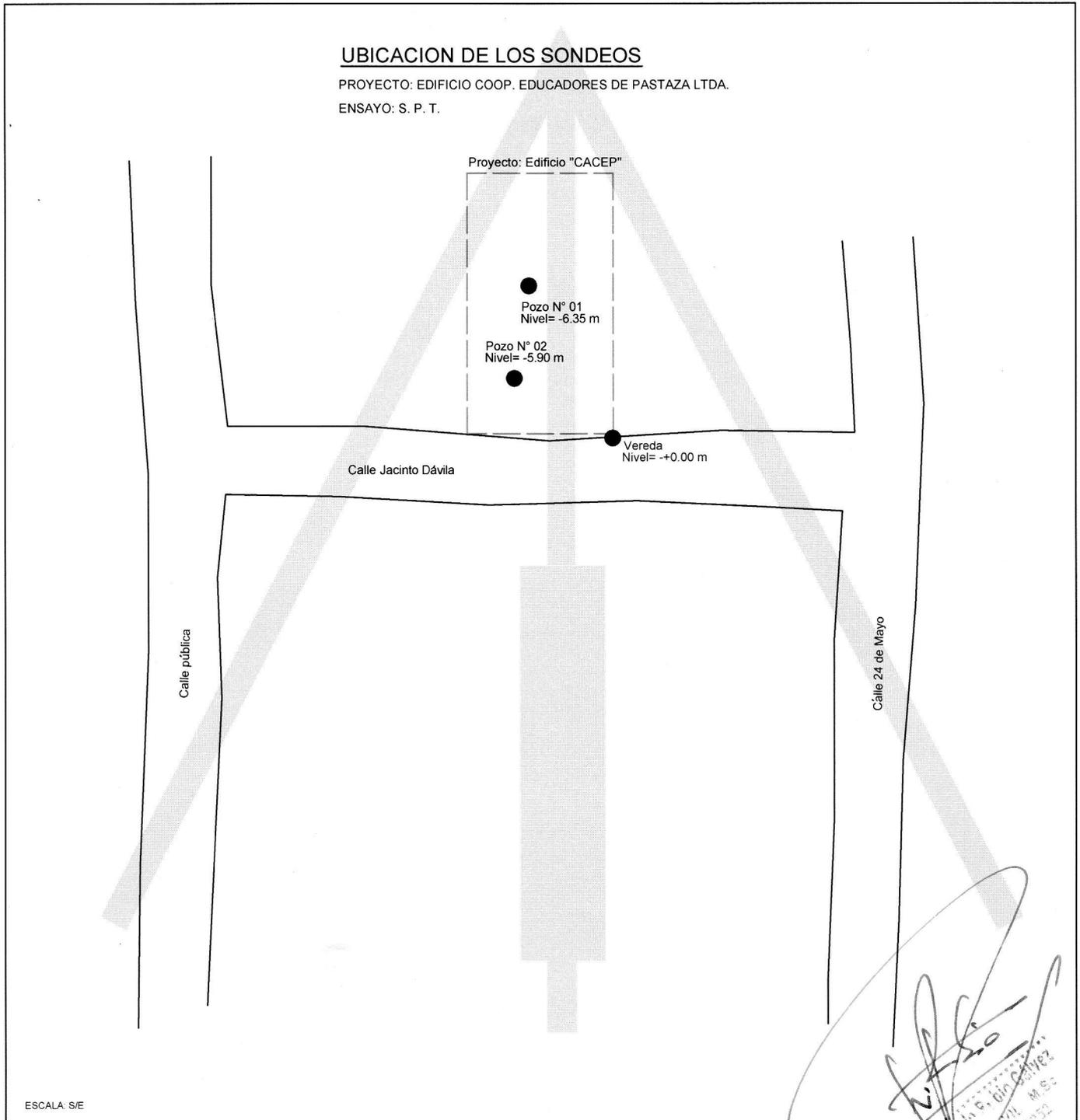
UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES



Juan Gálvez
 INGENIERO CIVIL M.Sc.
 R.P. 19-01-0052

UBICACION DE LOS SONDEOS

PROYECTO: EDIFICIO COOP. EDUCADORES DE PASTAZA LTDA.
ENSAYO: S. P. T.



ESCALA: S/E

ANEXO N° 2

RESUMEN GRAFICO DE ENSAYOS

[Handwritten signature]
Ingeniero Civil Juan Galvez
INTEGRA S.A. M.S.
RUC: 0901010000000

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.		PROYECTO : EDIFICIO "CACEP" OBRA : CIMENTACION UBICACIÓN : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO PERFOR. No. : -1- FECHA : mar-13 OPERADOR : PB y MA	SIMBOLOGIA Wn = Contenido de humedad. WL = Limite líquido. IP = Indice plástico.										
Estudio de los Suelos R.P. 17 - 01 - 5489 Teléfono: 097287-511 Quito - Ecuador													
PROF. (m)	No. DE Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)	ENSAYOS DE LABORATORIO									
				GRANULOMETRIA (%)				LIMITES		Wn (%)	SUCS		
				(PASA TAMIZ No.)				WL (%)	IP (%)				
4	10	40	200										
0,0			0 10 20 30										
0,5	1	Limo arenoso, inorgánico, humedad media, color café, plasticidad media a alta, consistencia baja, recuperación en el tubo partido 100 %.								30,7	MH		
1,0	3										30,7	MH	
1,5	6											30,7	MH
2,0	6					100	99	95	51	15	30,7	MH	
2,5	10										30,7	MH	
3,0	6										30,7	MH	
3,5	7										30,7	MH	
4,0	9										30,7	MH	
4,5	14										30,7	MH	
5,0	21										37,5	MH	
5,5	23	Presencia de agua de escurrimiento a la profundidad de 2,50 m, medido con respecto a la boca del sondeo.								37,5	MH		
6,0	20				100	98	93	83	51	15	37,5	MH	
6,5	21										37,5	MH	
7,0	23										37,5	MH	
7,5	23										28,4	MH	
8,0	25										28,4	MH	
8,5	25										28,4	MH	
9,0	29										28,4	MH	

QUITO
 Diego de Chávez 0e9-105 y Juan López de Velasco
 Telfs: 097 287 511 / (02) 2657 297 / (02) 2615 545

PUYO
 Francisco de Orellana N° 586 y Gral. Villamil
 Telfs: 097 287 511 / (03) 2889 706

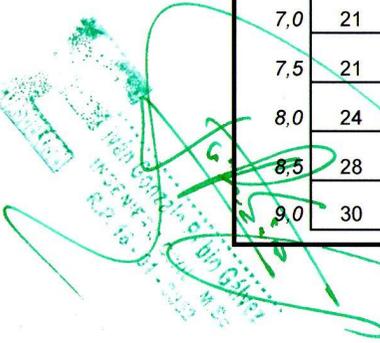
[Stamp: IVAN RUBIO GALVEZ, INGENIERO CIVIL - M. Sc., R.P. 17-01-5489]
 [Signature: Ivan Galvez]
 [Handwritten: 20]

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc. ----- Estudio de los Suelos R.P. 17 - 01 - 5489 ----- Teléfono: 097287-511 Quito - Ecuador	PROYECTO : EDIFICIO "CACEP" OBRA : CIMENTACION UBICACIÓN : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO PERFOR. No. : -2- FECHA : mar-13 OPERADOR : PB y MA	SIMBOLOGIA Wn = Contenido de humedad. WL = Límite líquido. IP = Índice plástico.
--	---	--

PROF. (m)	No. DE Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)				ENSAYOS DE LABORATORIO								
							GRANULOMETRIA (%)				LIMITES		Wn (%)	SUCS	
							(PASA TAMIZ No.)				WL (%)	IP (%)			
4	10	40	200												
0,0															
0,5	0	Limo arenoso, inorgánico, humedad media, color café, plasticidad media a alta, consistencia baja, recuperación en el tubo partido 100 %.												34,5	MH
1,0	5						100	100	95	88	53	23	34,5	MH	
1,5	5													34,5	MH
2,0	3													34,5	MH
2,5	0													30,6	MH
3,0	4													30,6	MH
3,5	2	Presencia de agua de escurrimiento a la profundidad de 2,50 m, medido con respecto a la boca del sondeo.												30,6	MH
4,0	3													30,6	MH
4,5	4													30,6	MH
5,0	7													30,6	MH
5,5	16													30,6	MH
6,0	18						100	99	93	84	53	23	30,6	MH	
6,5	23													30,6	MH
7,0	21													28,3	MH
7,5	21													28,3	MH
8,0	24													28,3	MH
8,5	28												28,3	MH	
9,0	30								28,3	MH					

QUITO
 Diego de Chávez 0e9-105 y Juan López de Velasco
 Telfs: 097 287 511 / (02) 2657 297 / (02) 2615 545

PUYO
 Francisco de Orellana N° 586 y Gral. Villamil
 Telfs: 097 287 511 / (03) 2889 706



13

ANEXO N° 3

FORMULARIO DE ENSAYOS

Ivan Gonzalez P. Diaz Galvez
INGENIERO CIVIL M.Sc.
R.D. 19-04-2012

PROYECTO: EDIFICIO DE LA COOPERATIVA DE EDUCADORES DE PASTAZA LTDA.							
OBRA : CIMENTACION							
LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO							
PERF. : -1-							
PROF. : 10.00m							
FECHA : MARZO - 2013							
OPERADOR: M.R.							
CONTENIDO DE AGUA							
PROFUNDIDAD		RECIPIENTE		MASA DEL RECIPIENTE		CONTENIDO DE AGUA	
		N°	MASA	+ SUELO HUMEDO	+ SUELO SECO	PARCIAL	PROMEDIO
DESDE	HASTA						
m	m		g	g	g	%	%
0,00	0,50	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
0,5	1,00	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
1,00	1,50	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
1,50	2,00	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
2,00	2,50	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
2,50	3,00	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
3,00	3,50	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
3,50	4,00	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
4,00	4,50	26	8,44	60,48	48,25	30,72	30,72
		27	8,79	60,74	48,53	30,72	
4,50	5,00	28	8,41	58,62	45,02	37,15	37,45
		29	8,39	58,30	44,62	37,76	
5,00	5,50	28	8,41	58,62	45,02	37,15	37,45
		29	8,39	58,30	44,62	37,76	
5,50	6,00	28	8,41	58,62	45,02	37,15	37,45
		29	8,39	58,30	44,62	37,76	
6,00	6,50	28	8,41	58,62	45,02	37,15	37,45
		29	8,39	58,30	44,62	37,76	
6,50	7,00	28	8,41	58,62	45,02	37,15	37,45
		29	8,39	58,30	44,62	37,76	
7,00	7,50	30	12,54	102,57	82,94	27,88	28,42
		31	12,84	102,26	82,18	28,96	
7,50	8,00	30	12,54	102,57	82,94	27,88	28,42
		31	12,84	102,26	82,18	28,96	
8,00	8,50	30	12,54	102,57	82,94	27,88	28,42
		31	12,84	102,26	82,18	28,96	
8,50	9,00	30	12,54	102,57	82,94	27,88	28,42
		31	12,84	102,26	82,18	28,96	
9,00	9,50	30	12,54	102,57	82,94	27,88	28,42
		31	12,84	102,26	82,18	28,96	
9,50	10,00	31	12,84	102,26	82,18	28,96	28,42

PROYECTO: EDIFICIO DE LA COOPERATIVA DE EDUCADORES DE PASTAZA LTDA.
OBRA : CIMENTACION
LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO
PERF. : -2- **FECHA :** MARZO - 2013
PROF. : 10.00m **OPERADOR:** M.R.

CONTENIDO DE AGUA

PROFUNDIDAD		RECIPIENTE		MASA DEL RECIPIENTE		CONTENIDO DE AGUA	
		N°	MASA	+ SUELO HUMEDO	+ SUELO SECO	PARCIAL	PROMEDIO
DESDE	HASTA		g	g	g	%	%
m	m						
0,00	0,50	32	8,25	55,36	43,15	34,99	34,50
		33	8,18	55,41	43,42	34,02	
0,5	1,00	32	8,25	55,36	43,15	34,99	34,50
		33	8,18	55,41	43,42	34,02	
1,00	1,50	32	8,25	55,36	43,15	34,99	34,50
		33	8,18	55,41	43,42	34,02	
1,50	2,00	32	8,25	55,36	43,15	34,99	34,50
		33	8,18	55,41	43,42	34,02	
2,00	2,50	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
2,50	3,00	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
3,00	3,50	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
3,50	4,00	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
4,00	4,50	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
4,50	5,00	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
5,00	5,50	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
5,50	6,00	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
6,00	6,50	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
6,50	7,00	34	7,72	61,54	48,95	30,54	30,64
		35	8,00	61,55	48,96	30,74	
7,00	7,50	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	
7,50	8,00	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	
8,00	8,50	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	
8,50	9,00	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	
9,00	9,50	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	
9,50	10,00	34	12,03	115,36	92,56	28,31	28,31
		35	12,11	115,45	92,65	28,31	

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.	PROYECTO : EDIFICIO "CACEP"	
	OBRA : CIMENTACION	
	LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO	
ESTUDIO DE LOS SUELOS	PERF. N° : -1-	
R.P. 17 - 01 - 5489	PROFUND. : 1,00-1,50 m	MUESTRA N° : -3-
Teléfono 2286-600	FECHA : MARZO 2013	OPERADOR : M,R,

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAPSULA	PESO HUMEDO	PESO SECO	CONT. DE AGUA	RESULTADO
		(g)	(g)	(g)	(%)	
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	8,44	60,48	48,25	30,72	30,7
	-----	8,79	60,74	48,53	30,72	
2.- LIMITE LIQUIDO	39	7,55	22,58	17,58	49,85	51,0
	29	8,39	21,52	17,10	50,75	
	21	8,07	20,85	16,53	51,06	
	13	8,32	23,04	17,95	52,86	
3.- LIMITE PLASTICO	-----	8,00	12,15	11,05	36,07	36,3
	-----	8,76	12,35	11,39	36,50	
	-----	8,23	12,74	11,54	36,25	

4.- GRANULOMETRIA

Masa del recipiente =	102,32	(g)
Masa recip. + suelo hum. =	224,87	(g)
Masa de suelo humedo. =	122,55	(g)
Masa de suelo seco =	93,75	(g)

TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)
3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	0,12	0,13	0,13	100
40	0,81	0,86	0,99	99
200	4,06	4,33	5,32	95

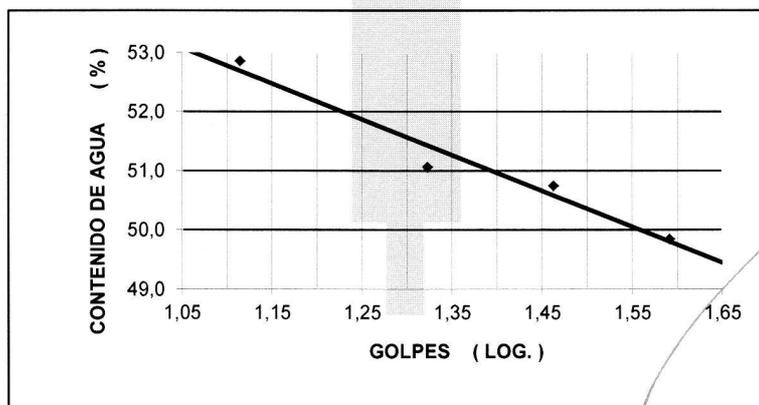
5.- CLASIFICACION

GRAVA =	0	%
ARENA =	5	%
FINOS =	95	%

W _L =	51,0	%
W _P =	36,3	%
I _p =	14,7	%

CLASIFICACION

SUCS =	MH
AASHTO =	-----
IG (86) =	-----
IG (45) =	-----



(Handwritten signature and official stamp)

IVAN RUBIO GALVEZ
INGENIERO CIVIL - M. Sc.
ESTUDIO DE LOS SUELOS
R.P. 17 - 01 - 5489
Teléfono 2286-600

PROYECTO : EDIFICIO "CACEP"
OBRA : CIMENTACION
LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO
PERF. N° : -1-
PROFUND. : 5,50-6,00 m
FECHA : MARZO 2013

MUESTRA N° : -12-
OPERADOR : M,R,

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAPSULA	PESO HUMEDO	PESO SECO	CONT. DE AGUA	RESULTADO
		(g)	(g)	(g)	(%)	
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	8,41	58,62	45,02	37,15	37,5
	-----	8,39	58,30	44,62	37,76	
2.- LIMITE LIQUIDO	39	7,55	22,58	17,58	49,85	51,0
	29	8,39	21,52	17,10	50,75	
	21	8,07	20,85	16,53	51,06	
	13	8,32	23,04	17,95	52,86	
3.- LIMITE PLASTICO	-----	8,00	12,15	11,05	36,07	36,3
	-----	8,76	12,35	11,39	36,50	
	-----	8,23	12,74	11,54	36,25	

4.- GRANULOMETRIA

Masa del recipiente	=	100,20	(g)
Masa recip. + suelo hum.	=	180,64	(g)
Masa de suelo humedo.	=	80,44	(g)
Masa de suelo seco	=	58,52	(g)

TAMIZ	PESO RETENIDO	RET. PARC.	RET. ACUM.	PASA
N°	(g)	(%)	(%)	(%)
3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	1,26	2,15	2,15	98
40	2,61	4,46	6,61	93
200	6,14	10,49	17,10	83

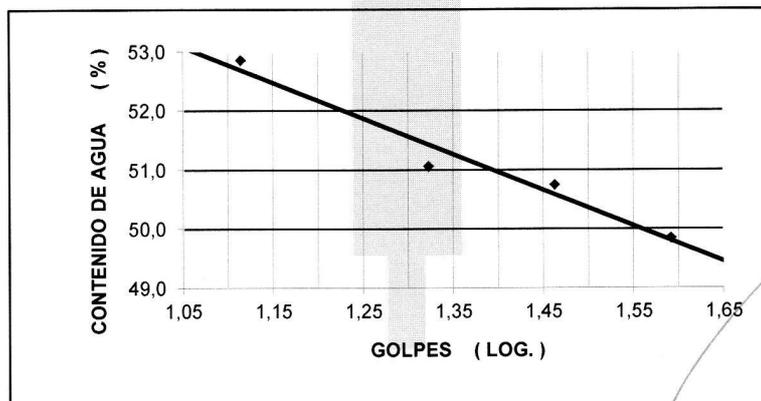
5.- CLASIFICACION

GRAVA = 0 %
ARENA = 17 %
FINOS = 83 %

W_L = 51,0 %
W_P = 36,3 %
I_P = 14,7 %

CLASIFICACION

SUCS = MH
AASHTO = -----
IG (86) = -----
IG (45) = -----



IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.	PROYECTO : EDIFICIO "CACEP"	
	OBRA : CIMENTACION	
	LOCALIZ. : CALLE JACINTO DAVILA - PUYO	
ESTUDIO DE LOS SUELOS	PERF. N° : -2-	
R.P. 17 - 01 - 5489	PROFUND. : 5,50-6,00 m	MUESTRA N° : -12-
Teléfono 2286-600	FECHA : MARZO 2013	OPERADOR : M,R,

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAPSULA	PESO HUMEDO	PESO SECO	CONT. DE AGUA	RESULTADO
		(g)	(g)	(g)	(%)	
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	7,72	61,54	48,95	30,54	30,6
	-----	8,00	61,55	48,96	30,74	
2.- LIMITE LIQUIDO	38	8,12	27,36	20,84	51,26	53,4
	28	8,20	27,25	20,64	53,14	
	21	8,07	27,41	20,55	54,97	
	14	8,32	27,21	20,50	55,09	
3.- LIMITE PLASTICO		8,00	12,15	11,20	29,69	30,2
	-----	8,76	12,35	11,52	30,07	
	-----	8,23	12,74	11,68	30,72	

4.- GRANULOMETRIA

Masa del recipiente =	20,25	(g)
Masa recip. + suelo hum. =	205,60	(g)
Masa de suelo humedo. =	185,35	(g)
Masa de suelo seco =	141,88	(g)

TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)
3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	1,23	0,87	0,87	99
40	8,74	6,16	7,03	93
200	12,95	9,13	16,15	84

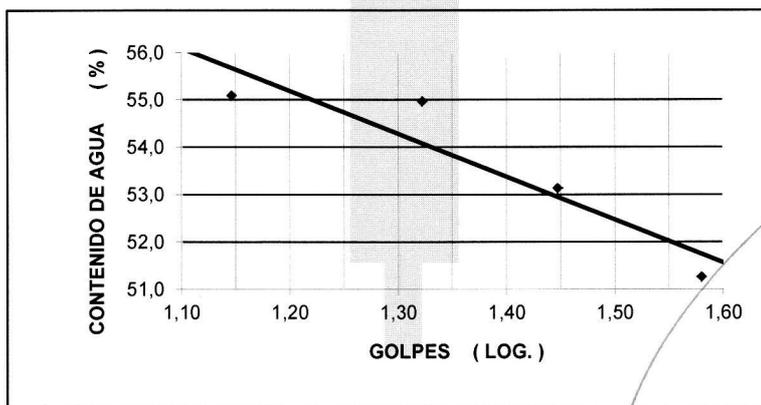
5.- CLASIFICACION

GRAVA =	0	%
ARENA =	16	%
FINOS =	84	%

W _L =	53,4	%
W _P =	30,2	%
I _P =	23,2	%

CLASIFICACION

SUCS =	MH
AASHTO =	-----
IG (86) =	-----
IG (45) =	-----



[Handwritten signature and official stamp]

MANTECORA

R.P. 17 - 01 - 5489

ANEXO N° 4

RESUMEN FOTOGRAFICO

[Handwritten signature]
MSc
R.P. 16-9-2022



[Handwritten signature]
Ingeniero de Minas
R.P. 15-01-033

QUITO
Diego de Chávez 0e9-105 y Juan López de Velasco
Telfs: 007 287 511 / (02) 2657 207 / (02) 2615 545

PUYO
Francisco de Orellana N° 586 y Gral. Villamil
Telfs: 007 287 511 / (02) 2880 706



[Handwritten signature]
Instituto Tecnológico de Puyo
R.P. 16-01-0002

QUITO
Diego de Chávez 0e9-105 y Juan López de Velasco
Telfs: 097 287 511 / (02) 2657 297 / (02) 2615 545

PUYO
Francisco de Orellana N° 586 y Gral. Villamil
Telfs: 097 287 511 / (03) 2880 706

ANEXO B

MATRICES DE IMPACTO AMBIENTAL

Matriz de Intensidad del Impacto Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapas de Construcción										
Desbroce y limpieza	2	1	6	3	5	7	7	3	3	7
Replanteo y nivelación	0	0	2	2	0	0	0	0	1	1
Construcción de estructuras temporales	2	0	0	5	2	5	5	1	1	3
Transporte de materiales	0	0	0	0	9	6	5	4	2	0
Instalación de tablestaca	0	7	3	0	8	3	8	5	2	3
Excavación con máquina granular	3	5	7	4	7	8	8	3	3	7
Encofrado y armado de la cimentación	0	2	6	2	6	8	7	3	3	3
Fundición de zapatas	1	0	1	1	0	0	4	1	5	3
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	1	2	7	4	2	8	3	3	4	2
Fundición de elementos estructurales	0	0	3	0	4	8	3	2	4	0
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	0	0	3	0	0	7	6	7	5
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	2	3	3	2	8	5	3	5	2
Instalación de carpintería	0	2	1	1	0	0	2	3	3	0
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	2	0	5	5	4	8	0
Etapas de Operación y Mantenimiento	0	2	0	1	0	2	2	2	6	5
Demanda de agua potable	0	0	0	1	0	0	4	0	5	0
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0
domésticos	5	1	0	0	1	0	0	1	2	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	0	2	0	2	0	0	0	2	2	0
	2	0	1	1	2	0	0	4	1	2

Matriz de Extensión del Impacto Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapa de Construcción										
Desbroce y limpieza	1	1	1	1	1	1	1	1	5	1
Replanteo y nivelación	0	0	1	1	0	0	0	0	5	1
Construcción de estructuras temporales	1	0	0	1	1	1	1	1	5	1
Transporte de materiales	0	0	0	0	1	1	1	1	10	0
Instalación de tablestaca	0	1	1	0	1	1	1	1	5	1
Excavación con máquina granular	1	1	1	1	1	1	1	1	5	1
Encofrado y armado de la cimentación	1	0	1	1	0	0	1	1	5	1
Fundición de zapatas	1	1	1	1	1	1	1	1	5	1
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	1	0	1	1	1	1	5	0
Fundición de elementos estructurales	0	0	0	1	0	0	1	1	5	1
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	1	1	1	1	1	1	1	5	1
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	0	0	1	0	1	1	1	5	0
Instalación de carpintería	0	1	0	1	0	1	1	1	5	1
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	1	0	0	1	1	5	0
Desalojo de desechos de construcción	0	1	0	0	0	1	1	1	5	1
Etapa de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	1	5	0
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	0	0	0	0	0	0	0	1	5	0
domésticos	5	1	0	0	1	0	0	1	5	0
domésticos	0	1	0	5	0	0	0	1	5	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	1	0	1	1	1	0	0	1	5	1

Matriz de Duración del Impacto Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapa de Construcción										
Desbroce y limpieza	10	10	10	1	1	1	1	1	1	10
Replanteo y nivelación	0	0	10	1	0	0	0	0	1	1
Construcción de estructuras temporales	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1
Transporte de materiales	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0
Instalación de tablestaca	0	10	10	0	1	1	1	1	1	10
Excavación con máquina granular	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Encofrado y armado de la cimentación	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1
Fundición de zapatas	1	10	10	1	1	1	1	1	1	1
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	10	0	1	1	1	1	1	0
Fundición de elementos estructurales	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	1	1	1	0	0	1	1	1	0
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	0	0	1	0	1	1	1	1	0
Instalación de carpintería	0	1	0	1	0	1	1	1	1	10
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0
0	1	0	0	0	0	1	1	1	1	1
Etapa de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	10	10	0
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	0	0	0	0	0	0	0	10	10	0
domésticos	1	1	0	0	1	0	0	10	10	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	0	1	0	1	0	0	0	10	10	0
1	0	1	1	1	1	0	0	10	10	10

Matriz de Signo

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapas de Construcción										
Desbroce y limpieza	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1
Replanteo y nivelación	0	0	-1	-1	0	0	0	0	1	1
Construcción de estructuras temporales	-1	0	0	-1	-1	-1	-1	1	1	-1
Transporte de materiales	0	0	0	0	-1	-1	-1	-1	1	0
Instalación de tablestaca	0	-1	-1	0	-1	-1	-1	-1	1	-1
Excavación con máquina granular	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1
Encofrado y armado de la cimentación	-1	0	-1	-1	0	0	-1	-1	1	-1
Fundición de zapatas	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	-1	0	-1	-1	-1	-1	1	0
Fundición de elementos estructurales	0	0	0	-1	0	0	-1	-1	1	-1
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1	-1
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	0	0	-1	0	-1	-1	-1	1	0
Instalación de carpintería	0	-1	0	-1	0	-1	-1	-1	1	1
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	-1	0	0	-1	-1	1	-1
Etapas de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
domésticos	-1	-1	0	0	-1	0	0	1	1	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	0	-1	0	-1	0	0	0	1	1	0
	-1	0	-1	-1	-1	0	0	1	1	1

Matriz de Magnitud del Impacto Ambiental

<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2">Factores de peso</th> </tr> <tr> <td>Intensidad</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Extensión</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Duración</td> <td>0.4</td> </tr> </table>	Factores de peso		Intensidad	0.3	Extensión	0.3	Duración	0.4	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Factores de peso																	
	Intensidad	0.3																
Extensión	0.3																	
Duración	0.4																	
Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje									
Actividades																		
Etapa de Construcción																		
Desbroce y limpieza	-4.9	-4.6	-6.1	-1.6	-2.2	-2.8	-2.8	-1.6	2.8	-6.4								
Replanteo y nivelación	0	0	-4.9	-1.3	0	0	0	0	2.2	1								
Construcción de estructuras temporales	-1.3	0	0	-2.2	-1.3	-2.2	-2.2	1	2.2	-1.6								
Transporte de materiales	0	0	0	0	-3.4	-2.5	-2.2	-1.9	4	0								
Instalación de tablestaca	0	-6.4	-5.2	0	-3.1	-1.6	-3.1	-2.2	2.5	-5.2								
Excavación con máquina granular	-1.6	-2.2	-2.8	-1.9	-2.8	-3.1	-3.1	-1.6	2.8	-2.8								
Encofrado y armado de la cimentación	-1	0	-1	-1	0	0	-1.9	-1	3.4	-1.6								
Fundición de zapatas	-1	-4.9	-6.4	-1.9	-1.3	-3.1	-1.6	-1.6	3.1	-1.3								
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	-5.2	0	-1.9	-3.1	-1.6	-1.3	3.1	0								
Fundición de elementos estructurales	0	0	0	-1.6	0	0	-2.8	-2.5	4	-2.2								
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	-1.3	-1.6	-1.6	-1.3	-3.1	-2.2	-1.6	3.4	-1.3								
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	-1.3	-1	-1	0	0	-1.3	-1.6	2.8	0								
Construcción de elementos no estructurales	0	0	0	-1.3	0	-2.2	-2.2	-1.9	4.3	0								
Instalación de carpintería	0	-1.3	0	-1	0	-1.3	-1.3	-1.3	3.7	5.8								
Instalación de carpintería	0	0	0	-1	0	0	-1.9	0	3.4	0								
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	0	0	-1.3	-1.9	-1.6	3.4	-2.8								
Etapa de Operación y Mantenimiento																		
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	5.5	6.1	0								
Demanda de Energía Eléctrica	0	0	0	0	0	0	0	4.6	6.1	0								
domésticas	-3.4	-1	0	0	-1	0	0	4.6	6.1	0								
domésticos	0	-1.3	0	-2.5	0	0	0	4.9	6.1	0								
Mantenimiento de instalaciones y jardines	-1.3	0	-1	-1	-1.3	0	0	5.5	5.8	4.9								

Matriz de Reversibilidad del Impacto Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapas de Construcción										
Desbroce y limpieza	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Replanteo y nivelación	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1
Construcción de estructuras temporales	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1
Transporte de materiales	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0
Instalación de tablestaca	0	5	5	0	1	1	1	1	1	5
Excavación con máquina granular	1	1	10	1	1	1	1	1	1	5
Encofrado y armado de la cimentación	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1
Fundición de zapatas	1	10	10	1	1	1	1	1	1	1
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	1	0	1	1	1	1	1	0
Fundición de elementos estructurales	0	0	0	1	0	0	1	1	1	5
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	1	1	1	1	1	1	1	1	10
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	1	1	1	0	0	1	1	1	0
Instalación de carpintería	0	0	0	1	0	1	1	1	1	5
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0
0	1	0	0	0	1	1	1	1	1	5
Etapas de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
domésticos	5	5	0	0	1	0	0	1	1	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	0	1	0	5	0	0	0	1	1	0
1	0	5	1	1	0	0	1	1	1	1

Matriz de Riesgo Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapas de Construcción										
Desbroce y limpieza	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Replanteo y nivelación	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1
Construcción de estructuras temporales	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1
Transporte de materiales	0	0	0	0	5	1	1	10	1	0
Instalación de tablestaca	0	5	5	0	5	1	1	10	1	5
Excavación con máquina granular	1	1	10	1	5	5	1	5	1	1
Encofrado y armado de la cimentación	1	0	1	1	0	0	1	1	1	1
Fundición de zapatas	5	5	1	1	1	5	1	5	1	1
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	0	0	1	0	1	5	1	5	1	0
Fundición de elementos estructurales	0	0	0	1	0	0	1	10	1	1
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0	1	5	5	5	5	1	10	1	1
Construcción de elementos no estructurales pintado	0	1	1	1	0	0	1	5	1	0
Construcción de elementos no estructurales	0	0	0	5	0	5	1	5	1	0
Instalación de carpintería	0	1	0	1	0	5	1	5	1	5
Desalojo de desechos de construcción	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0
	0	1	0	0	0	10	1	5	1	1
Etapas de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
Demanda de Energía Eléctrica	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
domésticas	5	1	0	0	1	0	0	1	1	0
domésticos	0	1	0	5	0	0	0	1	1	0
Mantenimiento de instalaciones y jardines	1	0	1	1	1	0	0	1	1	1

Matriz de Valoración del Impacto Ambiental

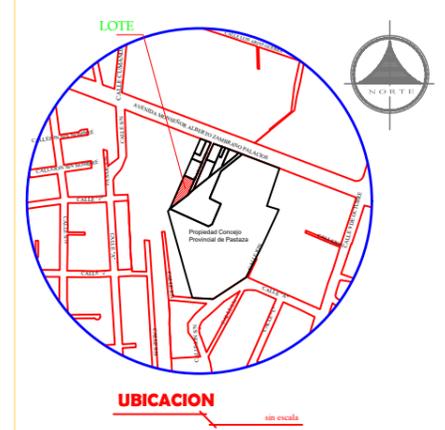
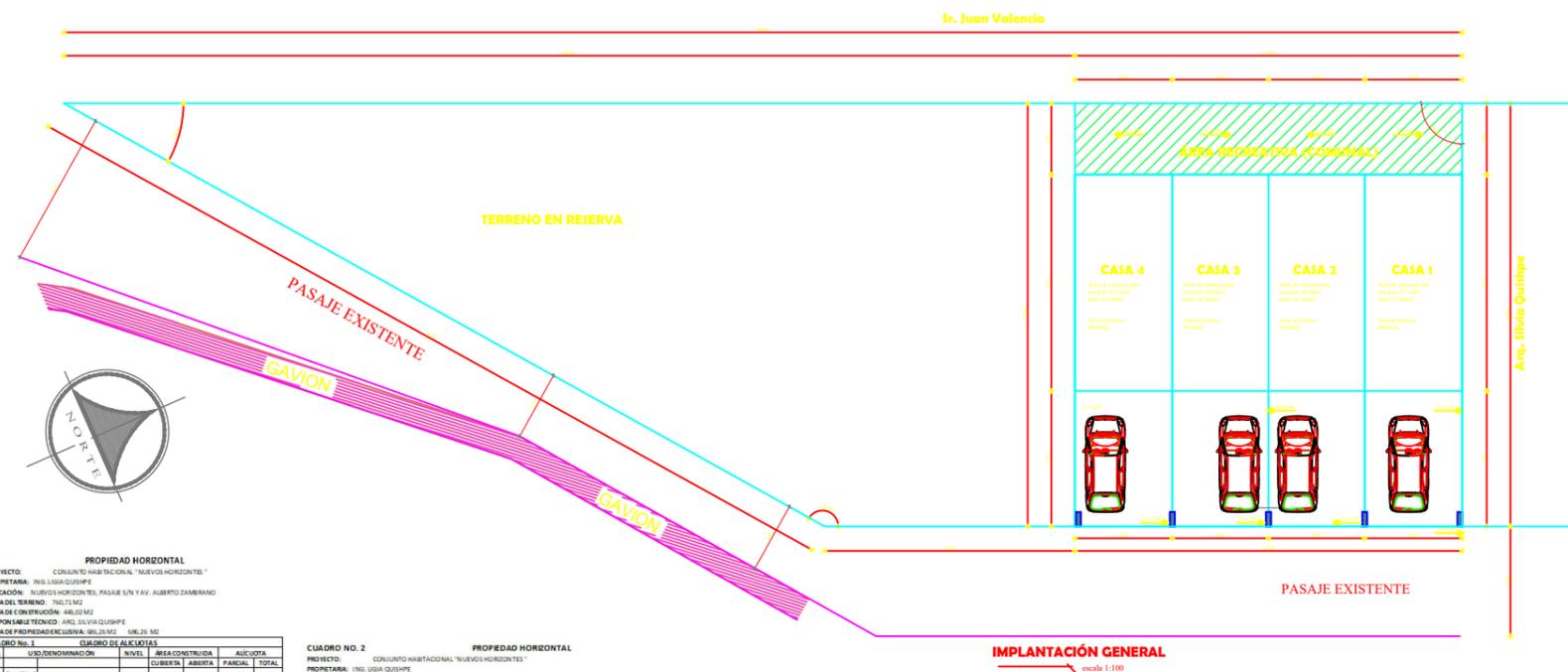
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Factores de peso</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Magnitud</td> <td style="text-align: center;">0.30</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Riesgo</td> <td style="text-align: center;">0.30</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Reversibilidad</td> <td style="text-align: center;">0.40</td> </tr> </table>	Factores de peso		Magnitud	0.30	Riesgo	0.30	Reversibilidad	0.40	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico			Total
	Factores de peso																		
	Magnitud	0.30																	
Riesgo	0.30																		
Reversibilidad	0.40																		
Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje										
Actividades																			
Etapa de Construcción																			
Desbroce y limpieza	1.61	1.58	1.72	1.15	1.27	1.36	1.36	1.15	1.36	1.75	14.31								
Replanteo y nivelación	0.00	0.00	1.61	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00	1.27	1.00	4.96								
Construcción de estructuras temporales	1.08	0.00	0.00	1.27	1.08	1.27	1.27	1.00	1.27	1.15	9.38								
Transporte de materiales	0.00	0.00	0.00	0.00	2.34	1.32	1.27	2.42	1.52	0.00	8.86								
Instalación de tablestaca	0.00	5.38	5.06	0.00	2.28	1.15	1.40	2.53	1.32	5.06	24.18								
Excavación con máquina	1.15	1.27	6.83	1.21	2.21	2.28	1.40	1.87	1.36	2.59	22.16								
Colocación y compactación de material	0.00	1.61	5.31	1.08	2.13	2.28	1.36	1.87	1.36	1.15	18.15								
Encofrado y armado de la cimentación	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.21	1.00	1.44	1.15	7.81								
Fundición de zapatas	1.62	6.56	4.38	1.21	1.08	2.28	1.15	1.87	1.40	1.08	22.64								
Relleno de suelo sobre la cimentación	0.00	0.00	1.64	0.00	1.21	2.28	1.15	1.75	1.40	0.00	9.44								
Encofrado y armado de elementos	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	1.36	2.63	1.52	2.41	9.07								
Fundición de elementos estructurales	0.00	1.08	1.87	1.87	1.75	2.28	1.27	2.30	1.44	2.72	16.57								
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	0.00	1.08	1.00	1.00	0.00	0.00	1.08	1.87	1.36	0.00	7.39								
Construcción de elementos no estructurales	0.00	0.00	0.00	1.75	0.00	2.05	1.27	1.96	1.55	0.00	8.59								
Construcción de acabados, enlucido y	0.00	1.08	0.00	1.00	0.00	1.75	1.08	1.75	1.48	5.23	13.38								
Instalación de carpintería	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.21	0.00	1.44	0.00	3.66								
Desalojo de desechos de construcción	0.00	1.08	0.00	0.00	0.00	2.16	1.21	1.87	1.44	2.59	10.36								
Total	6.46	20.73	30.41	15.78	15.35	22.44	20.07	27.82	23.94	27.88									
Etapa de Operación y Mantenimiento																			
Demanda de agua potable	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.67	1.72	0.00	3.39								
Demanda de Energía Eléctrica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.58	1.72	0.00	3.30								
Generación y Manejo de aguas residuales	4.45	1.90	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.58	1.72	0.00	10.66								
Generación y Manejo de desechos sólidos	0.00	1.08	0.00	4.06	0.00	0.00	0.00	1.61	1.72	0.00	8.47								
Mantenimiento de instalaciones y jardines	1.08	0.00	1.90	1.00	1.08	0.00	0.00	1.67	1.69	1.61	10.04								
Total	5.54	2.99	1.90	5.06	2.08	0.00	0.00	8.11	8.58	1.61									

Matriz de Evaluación del Impacto Ambiental

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo		Recurso Aire			Aspecto Socio-Económico		
	Superficial	Subterránea	Alteraciones	Generación de desechos	Generación de Gases	Material Particulado	Generación de Ruido	Salud y Seguridad	Generación de Empleo	Paisaje
Etapa de Construcción										
Desbroce y limpieza	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Replanteo y nivelación	-	-	BAJO	BAJO	-	-	-	-	BAJO	BAJO
Construcción de estructuras temporales	BAJO	-	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Transporte de materiales	-	-	-	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	-
Instalación de tablestaca	-	MEDIO	MEDIO	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO
Excavación con máquina granular	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Encofrado y armado de la cimentación	BAJO	-	BAJO	BAJO	-	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Fundición de zapatas	BAJO	MEDIO	MEDIO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Relleno de suelo sobre la cimentación estructurales	-	-	BAJO	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	-
Fundición de elementos estructurales	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Instalación eléctrica e hidro-sanitaria	-	BAJO	BAJO	BAJO	-	-	BAJO	BAJO	BAJO	-
Construcción de elementos no estructurales pintado	-	BAJO	-	BAJO	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO
Instalación de carpintería	-	-	-	BAJO	-	-	BAJO	-	BAJO	-
Desalojo de desechos de construcción	-	BAJO	-	-	-	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO
Etapa de Operación y Mantenimiento										
Demanda de agua potable	-	-	-	-	-	-	-	BAJO	BAJO	-
Demanda de Energía Eléctrica domésticas	-	-	-	-	-	-	-	BAJO	BAJO	-
domésticos	MEDIO	BAJO	-	-	BAJO	-	-	BAJO	BAJO	-
Mantenimiento de instalaciones y jardines	-	BAJO	-	MEDIO	-	-	-	BAJO	BAJO	-
Mantenimiento de instalaciones y jardines	BAJO	-	BAJO	BAJO	BAJO	-	-	BAJO	BAJO	BAJO

ANEXO C

PLANOS ARQUITECTÓNICOS



CUADRO DE ÁREAS

Casa No.	Área de terreno(m ²)	Nivel +0.20 (m ²)	Nivel +2.90 (m ²)	Nivel +5.60 (m ²)	Total de construcción
1	60.68	37.31	37.31	37.31	111.93
2	39.94	36.86	36.86	36.86	110.58
3	39.94	36.86	36.86	36.86	110.58
4	60.68	37.31	37.31	37.31	111.93
Total construcción (m ²)					445.02

ÁREA NO COMPUTABLE
Caja de gradas: 23.54 m²

RESUMEN DE ÁREAS

ÁREA DE TERRENO	760.71 M ²	COEFICIENTES
TOTAL CONSTRUCCION	445.02 M ²	COS 19.50 %
		CUS 58.50 %

PROPIEDAD HORIZONTAL
PROYECTO: CONJUNTO HABITACIONAL "NUEVOS HORIZONTES"
PROPIETARIA: ING. LUISA QUISHPE
UBICACIÓN: NUEVOS HORIZONTES, PASAJE S/N Y AV. ALBERTO ZAMBRANO
ÁREA DEL TERRENO: 760.71 M²
ÁREA DE CONSTRUCCIÓN: 445.02 M²
RESPONSABLE TÉCNICO: ARG. SILVIA QUISHPE
ÁREA DE PROPIEDAD EXCLUSIVA: 445.02 M²

CUADRO No. 1 CUADRO DE ALICUOTAS

No.	USO/DENOMINACIÓN	NIVEL	ÁREA CONSTRUCIDA	ALICUOTA
1	Casa No. 1	Planta base	N+0.20 37.31	5.407
	Primer piso	N+2.90 37.31	5.407	
	Segundo piso	N+5.60 37.31	5.407	
	Terraza - Tapa gradas	N+8.30 3.94	0.564	
	Terraza	N+8.30 33.37	4.771	
2	Estacionamiento jardín	N+1.53 23.13	3.401	
	Planta base	N+0.20 36.86	5.371	
	Primer piso	N+2.90 36.86	5.371	
	Segundo piso	N+5.60 36.86	5.371	
	Terraza - Tapa gradas	N+8.30 3.85	0.564	
3	Estacionamiento jardín	N+1.53 23.08	3.361	
	Planta base	N+0.20 36.86	5.371	
	Primer piso	N+2.90 36.86	5.371	
	Segundo piso	N+5.60 36.86	5.371	
	Terraza - Tapa gradas	N+8.30 3.85	0.564	
4	Estacionamiento jardín	N+1.53 23.08	3.361	
	Planta base	N+0.20 37.31	5.407	
	Primer piso	N+2.90 37.31	5.407	
	Segundo piso	N+5.60 37.31	5.407	
	Terraza - Tapa gradas	N+8.30 3.94	0.564	
SUBTOTALES ÁREAS EXCLUSIVAS				
			445.02	100.000
TOTAL ÁREAS EXCLUSIVAS			445.02	100.000

PROPIEDAD HORIZONTAL
PROYECTO: CONJUNTO HABITACIONAL "NUEVOS HORIZONTES"
PROPIETARIA: ING. LUISA QUISHPE
UBICACIÓN: NUEVOS HORIZONTES, PASAJE S/N Y AV. ALBERTO ZAMBRANO
ÁREA DEL TERRENO: 760.71 M²
ÁREA DE CONSTRUCCIÓN: 445.02 M²
RESPONSABLE TÉCNICO: ARG. SILVIA QUISHPE
ÁREA DE PROPIEDAD EXCLUSIVA: 445.02 M²

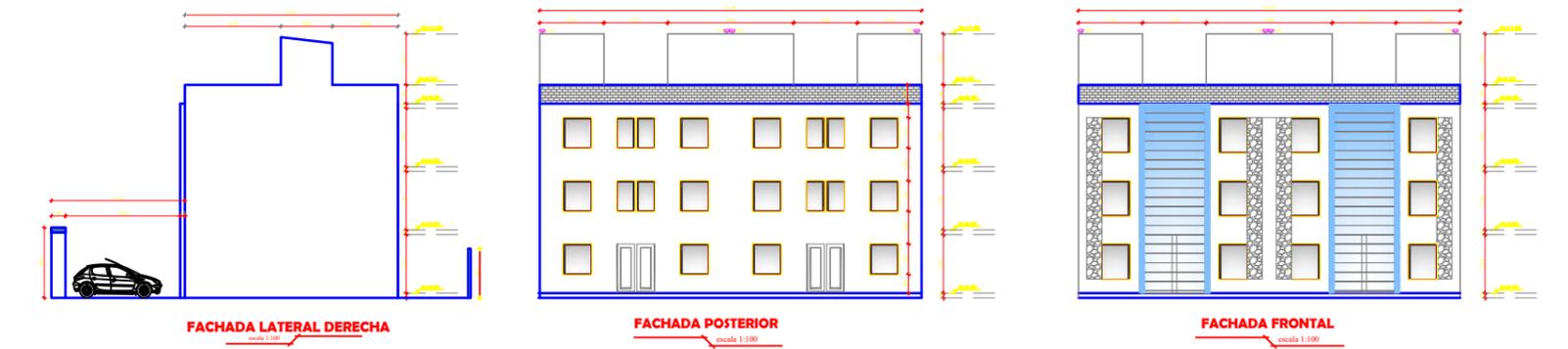
CUADRO No. 2 CUADRO DE LINDEROS

No.	NIVEL	USO/DENOMINACIÓN	ALICUOTA	NORTE	SUR	ESTE	OESTE	SUPERIOR	INFERIOR
1	+0.00								
	+0.20	Casa No. 1	25.132	Propiedad Sr. Aníbal Quishpe	Casa No. 2	Pasaje S/N	Área recreativa (Comunal)	80.880	80.880
	+1.00								
	+1.80								
2	+0.00								
	+0.20	Casa No. 2	24.848	Casa No. 1	Casa No. 3	Pasaje S/N	Área recreativa (Comunal)	38.940	38.940
	+1.00								
	+1.80								
3	+0.00								
	+0.20	Casa No. 3	24.848	Casa No. 2	Casa No. 4	Pasaje S/N	Área recreativa (Comunal)	38.940	38.940
	+1.00								
	+1.80								
4	+0.00								
	+0.20	Casa No. 4	25.132	Casa No. 3	Terreno en reserva	Pasaje S/N	Área recreativa (Comunal)	80.880	80.880
	+1.00								
	+1.80								

PROPIEDAD HORIZONTAL
PROYECTO: CONJUNTO HABITACIONAL "NUEVOS HORIZONTES"
PROPIETARIA: ING. LUISA QUISHPE
UBICACIÓN: NUEVOS HORIZONTES, PASAJE S/N Y AV. ALBERTO ZAMBRANO
ÁREA DEL TERRENO: 760.71 M²
ÁREA DE CONSTRUCCIÓN: 445.02 M²
RESPONSABLE TÉCNICO: ARG. SILVIA QUISHPE
ÁREA DE PROPIEDAD EXCLUSIVA: 445.02 M²

CUADRO No. 3 ÁREAS DE USOS COMUNALES

USO/DENOMINACIÓN	NIVELES	ÁREA (m ²)
ÁREA RECREATIVA (COMUNAL)	N+0.00	80.88
TOTAL DE ÁREAS COMUNALES		80.88



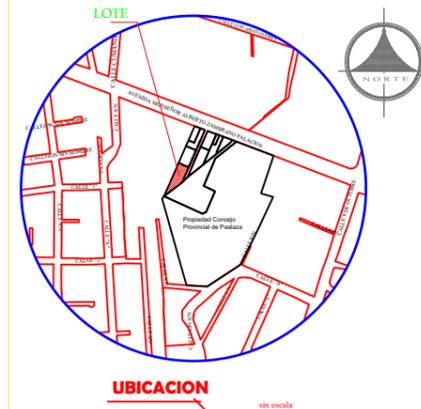
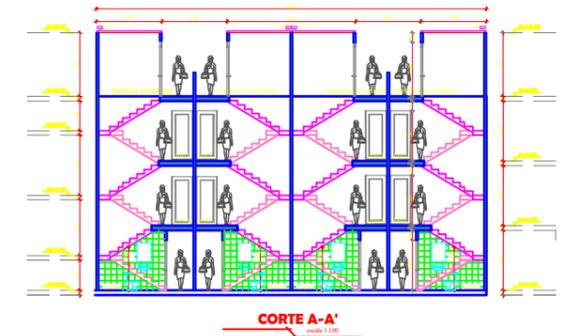
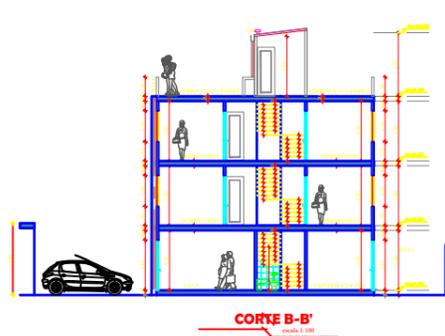
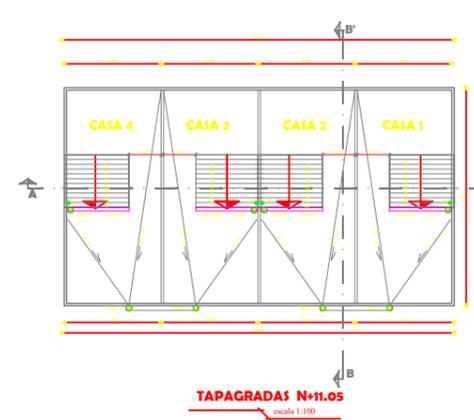
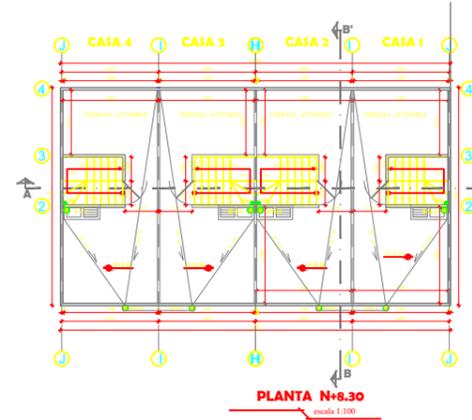
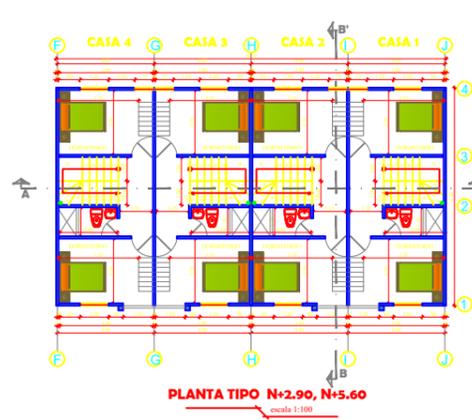
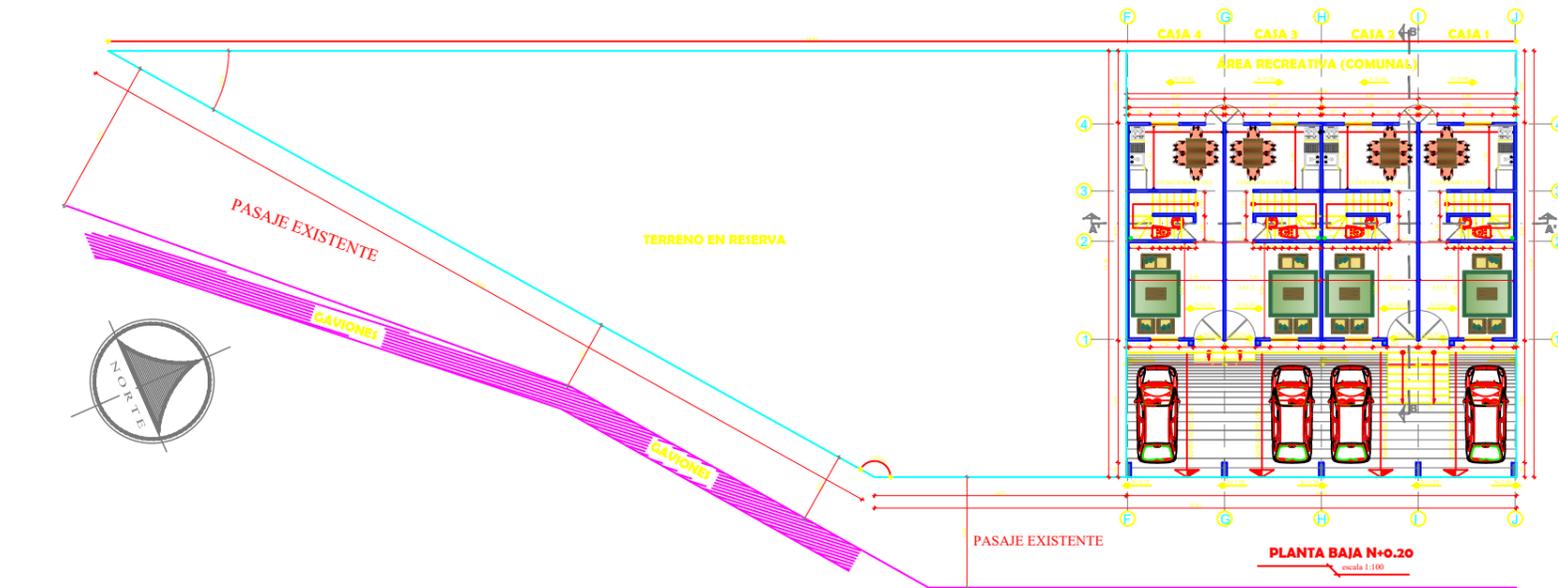
SÍMBOLOS

INSTALACIONES SANITARIAS	INSTALACIONES ELÉCTRICAS
— HUBERÍA DE EV. C. 10 MM	— TABLERO DISTRIBUCIÓN ELÉCTRICO
— HUBERÍA DE EV. C. 25 MM	— CÁMARA DE EV. C. 10 MM
— HUBERÍA DE AGUA POTABLE	— CÁMARA DE EV. C. 25 MM
— CUBO DE AGUA	— CÁMARA DE EV. C. 50 MM
— PUNTO DE DRENAJE	— CÁMARA DE EV. C. 75 MM
— SEÑALADOR DE FUGA	— CÁMARA DE EV. C. 100 MM
— CUBO DE RESERVA	— CÁMARA DE EV. C. 150 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 200 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 250 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 300 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 350 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 400 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 450 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 500 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 550 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 600 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 650 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 700 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 750 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 800 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 850 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 900 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA FRÍA	— CÁMARA DE EV. C. 950 MM
— CUBO DE RESERVA DE AGUA CALIENTE	— CÁMARA DE EV. C. 1000 MM

CLAVE CATASTRAL: 2 - 2 - 58 - 65 - 0 - 0
SELLOS

PROYECTO: **Conjunto Habitacional "Nuevos Horizontes"**
UBICACIÓN: Barrio Nuevos Horizontes, pasaje s/n y Av. Alberto Zambrano
CONTENIDO: Implantación general y de cubierta
DISEÑO: ARQUITECTONICO: _____ PROPIETARIA: _____

ESCALA: INDICADAS
FECHA: Julio /2015
LÁMINA No. 1/3



CUADRO DE ÁREAS

Casa No.	Área de terreno(m ²)	Nivel +0.20 (m ²)	Nivel +2.90 (m ²)	Nivel +5.60 (m ²)	Total de construcción
1	30.68	37.31	37.31	37.31	111.93
2	30.94	36.86	36.86	36.86	110.58
3	30.94	36.86	36.86	36.86	110.58
4	30.68	37.31	37.31	37.31	111.93
Total terreno					148.34
Total construcción (m ²)					445.02

AREA NO COMPUTABLE
Caja de gradas 23.54 m²

RESUMEN DE ÁREAS

ÁREA DE TERRENO	760.71 M ²	COEFICIENTES
TOTAL CONSTRUCCION	445.02 M ²	COS 19.50 % CUS 58.50 %

SÍMBOLOS

INSTALACIONES SANITARIAS	INSTALACIONES ELECTRICAS
TERRAZA DE A.G. LIMPIA	ALBERO DISTRIBUCION ELECTRICOS
TERRAZA DE A.G. SANEAM.	CANAL PARA TUB. PARA EL DRENAJE
TERRAZA DE A.G. POTABLE	CANAL PARA TUB. PARA EL DRENAJE
COLUMNA DE AGUA	LAMINARIA TIPO ARASA
PUNTO DE DESAGUE	ALBERO
MEMBRANA DE PISO	ALBERO CON INTERRUPTOR CONSULTADOR
CAJAS DE BOMBEO	ALBERO PARA TUB. PARA EL DRENAJE
BOQUETE AGUAS LUCIDAS (ORAL)	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
BOQUETE DE AGUAS SERVIDAS (ORAL)	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
ALBERO DE AGUA POTABLE	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
PUNTO DE AGUA POTABLE	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
CAJAS DE PASO	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
VALVULA CHECK	ALBERO PARA SIMPL. CONTROL. LAMPARA
TUBERIA COBRE AGUA CALIENTE TIPO	COMUNICACIONES
VENTILACION MECANICA	PUNTO DE TELEFONO
	TUBERIA PARA TELEFONO
	TUBERIA PARA TELEFONO

CLAVE CATASTRAL 2 - 2 - 58 - 65 - 0 - 0
SELLOS

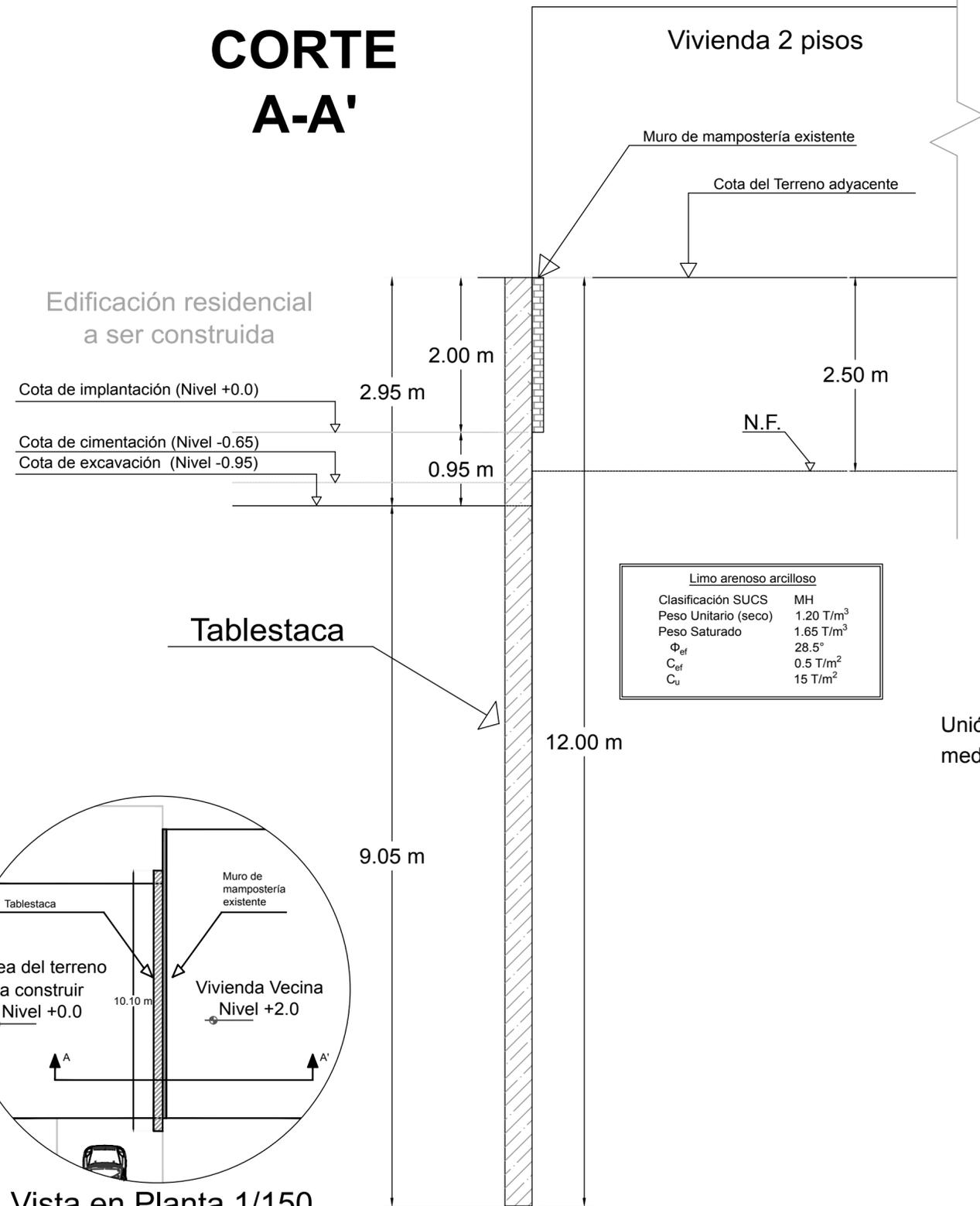
PROYECTO:
Conjunto Habitacional "Nuevos Horizontes"
UBICACION:
Barrio Nuevos Horizontes, pasaje s/n y Av. Alberto Zambrano
CONTENIDO:
Plantas, Cortes, Implantación

DISENYO ARQUITECTONICO	PROPIETARIO
INDICADAS	LAMINA No. 2/3
FECHA: Julio /2015	

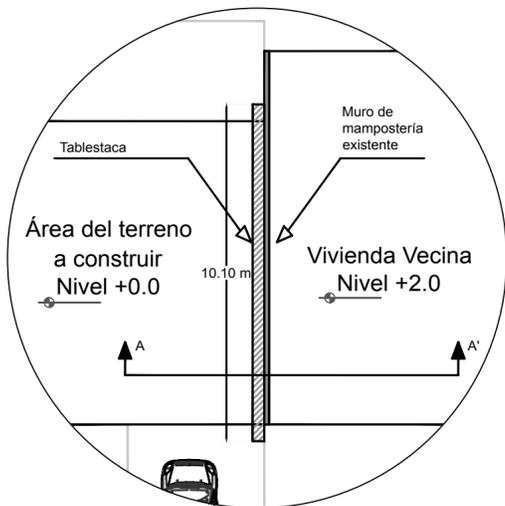
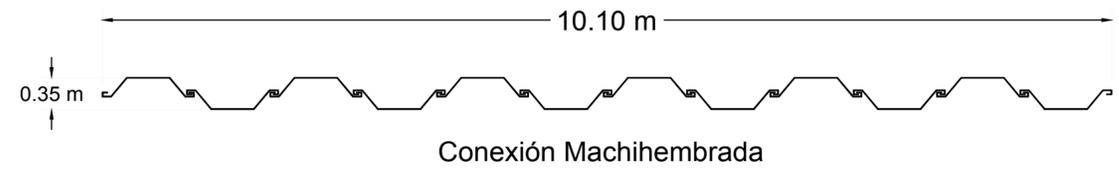
ANEXO D

PLANOS ESTRUCTURALES

CORTE A-A'

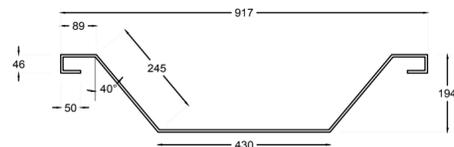


Limo arenoso arcilloso	
Clasificación SUCS	MH
Peso Unitario (seco)	1.20 T/m ³
Peso Saturado	1.65 T/m ³
Φ_{ef}	28.5°
C_{ef}	0.5 T/m ²
C_u	15 T/m ²



Vista en Planta 1/150

ACERO ESTRUCTURAL A36
CONEXIÓN MACHIHEMRADA



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO
CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL
EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA
DEL LITORAL (ESPOL)

PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
INGENIERÍA CIVIL

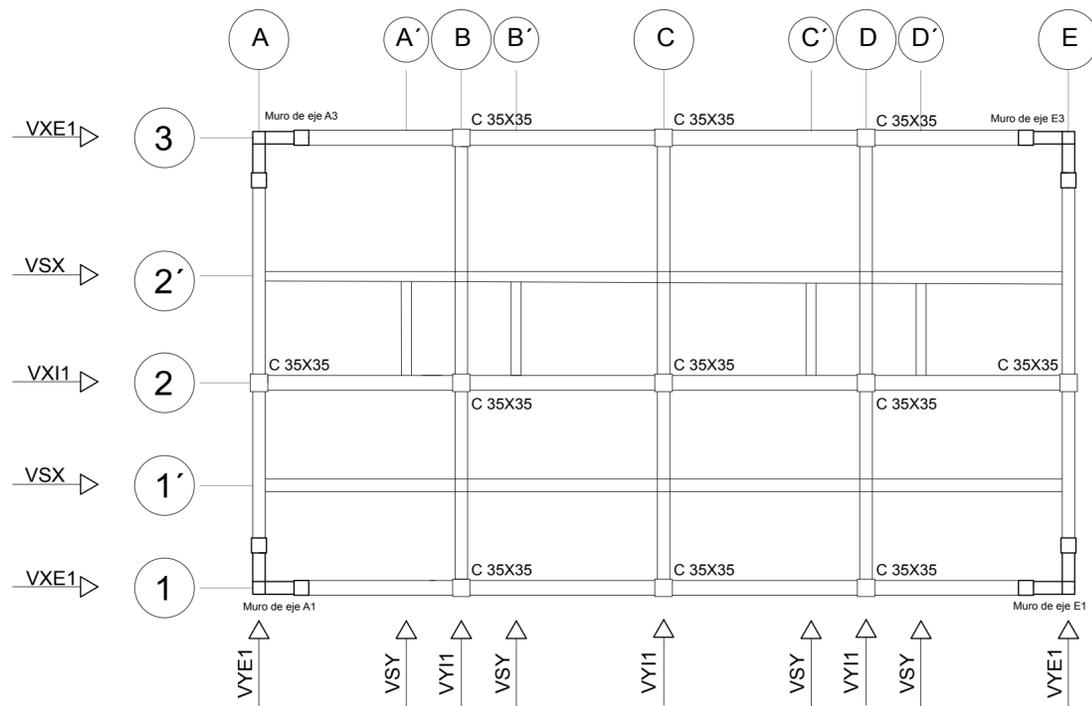
PLANOS ESTRUCTURALES:
BLOQUE MULTIFAMILIAR
PUYO, PASTAZA. ECUADOR

DISEÑADO POR:
Miguel André Tay Lee Macías
David Enrique Valverde Burneo

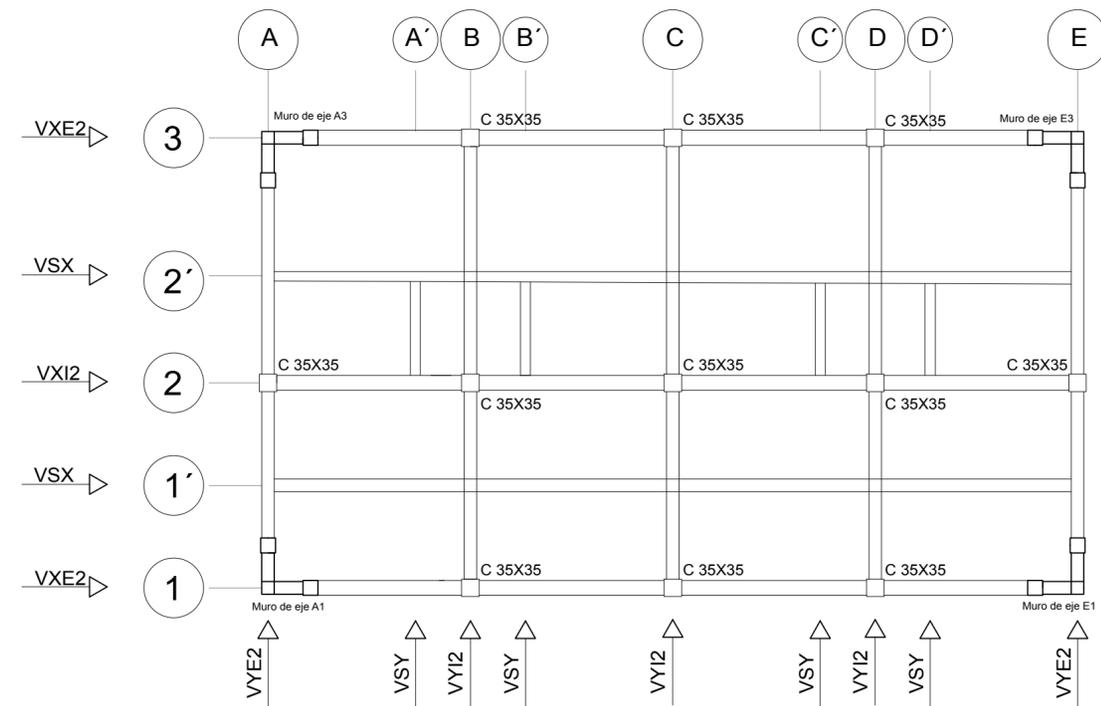
CONTENIDO:
SOLUCIÓN GEOTÉCNICA CON
TABLESTACAS DE ACERO
ESTRUCTURAL

ESCALA: 1/50
FECHA: 06/10/2017
NUMERACIÓN: G1

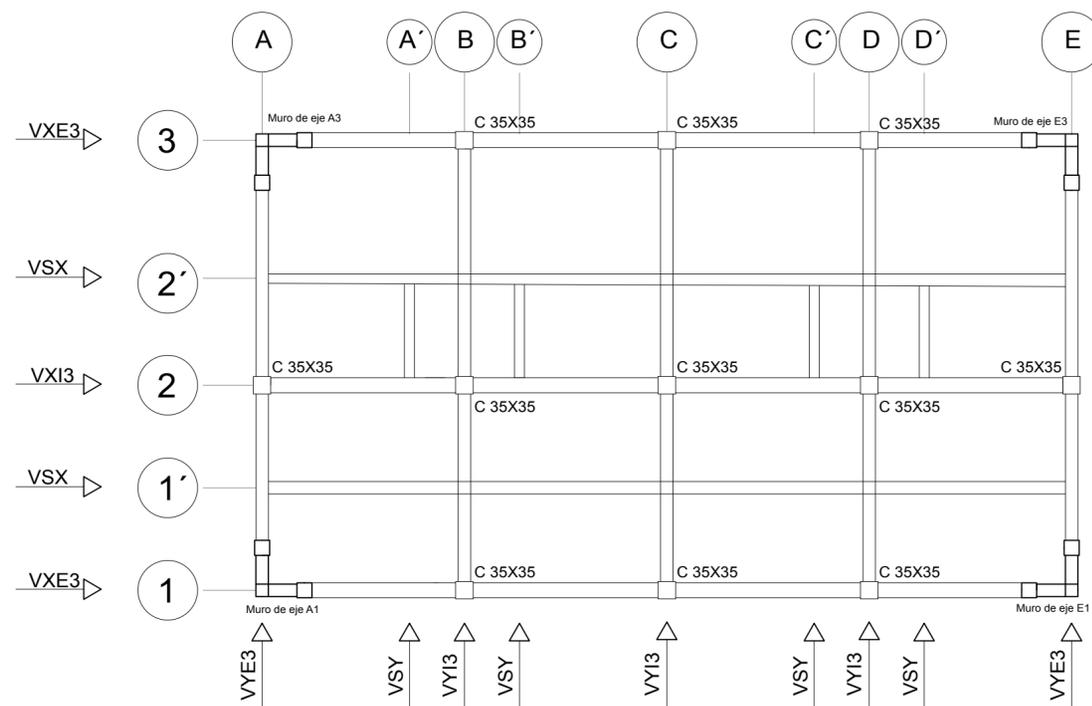
Nivel +2.7



Nivel +5.4



Nivel +8.1

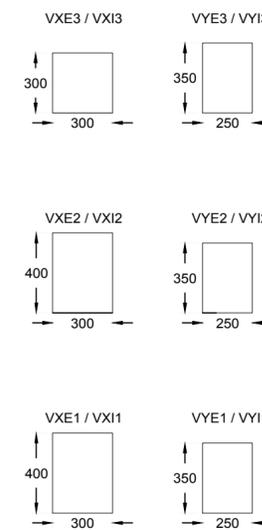


Vigas Principales

Recubrimiento 40 mm

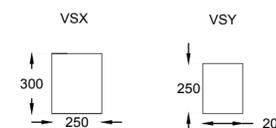
Eje X

Eje Y



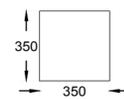
Vigas Secundarias

Recubrimiento 40 mm

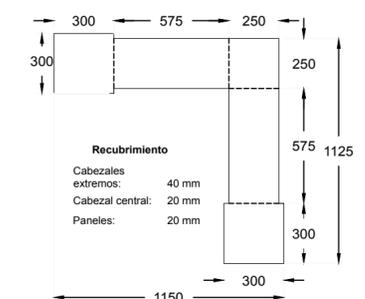


Sección de Columna

Recubrimiento 40 mm



Dimensiones de Muro



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210$ Kg/cm²
 Resistencia del Acero $f_y=4200$ Kg/cm²
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas #12	Varillas #14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Longitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)

PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

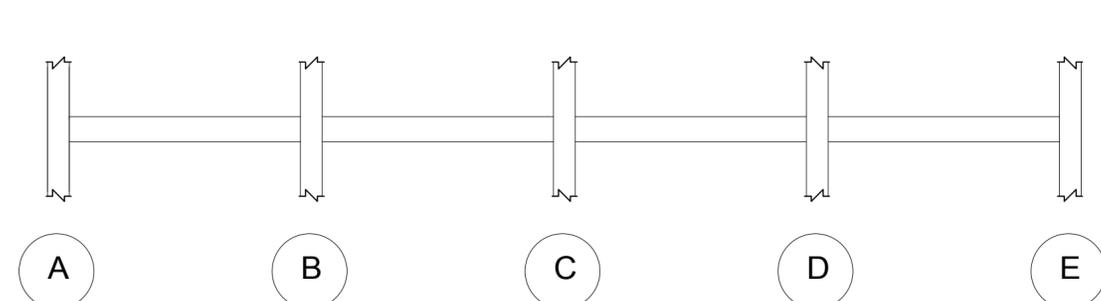
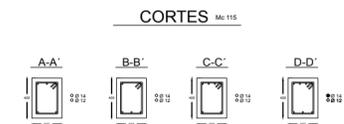
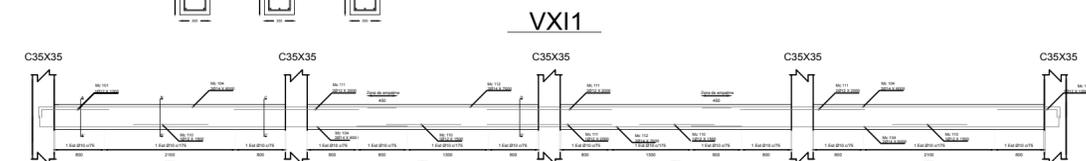
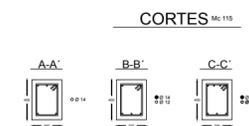
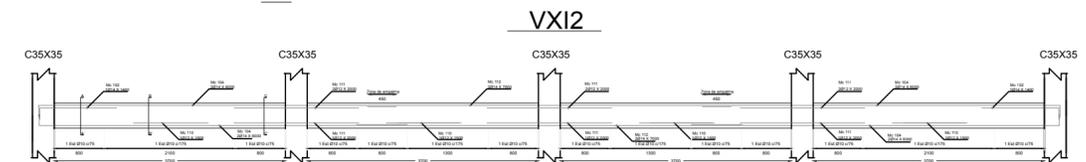
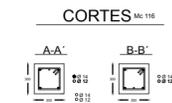
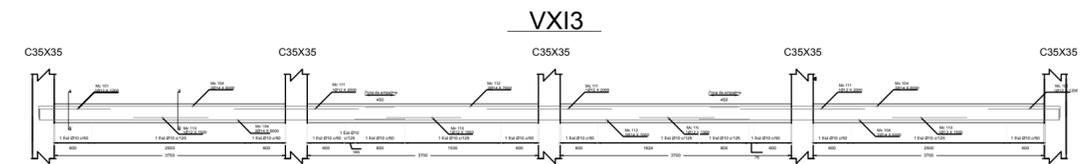
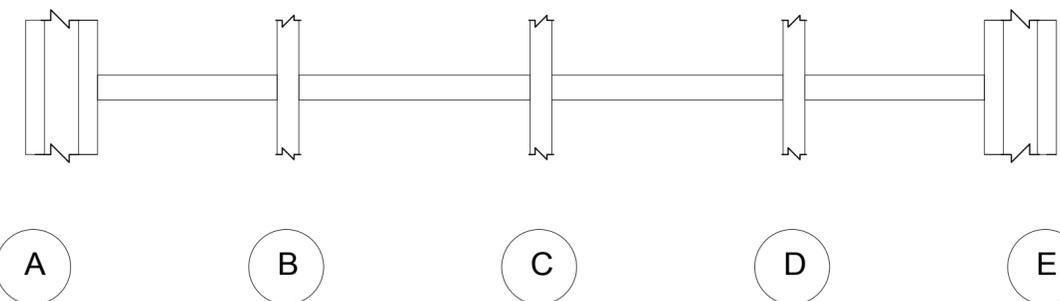
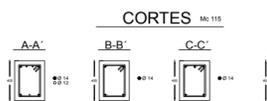
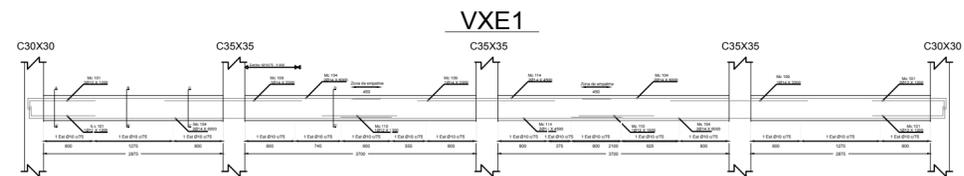
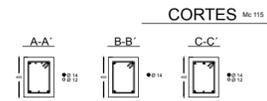
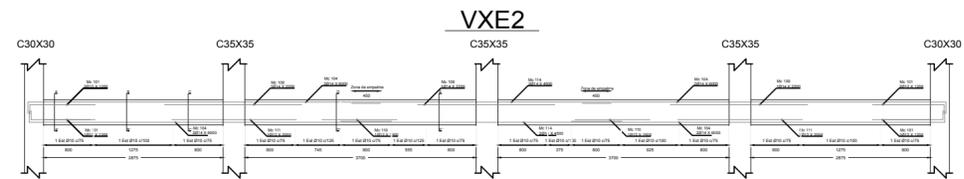
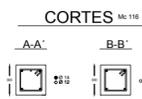
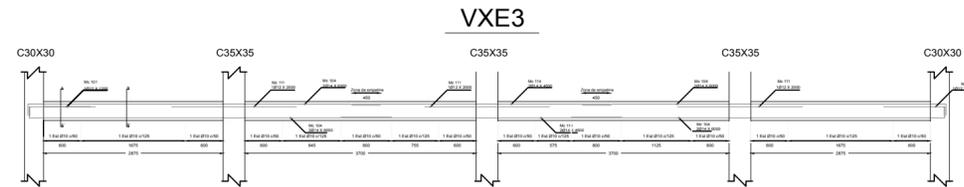
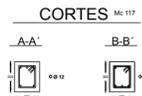
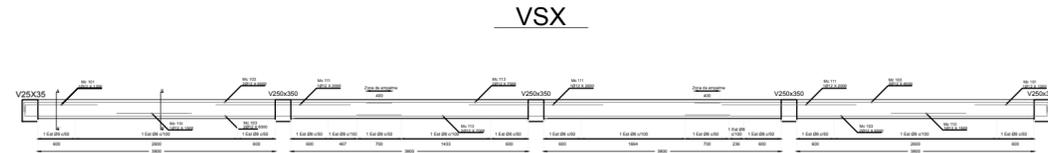
PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA. ECUADOR

DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 VISTA EN PLANTA
 UBICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA: 1/100
 Cortes 1/25
 FECHA: 06/10/2017
 NUMERACIÓN: E0

Vista Frontal



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø12	Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Logitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

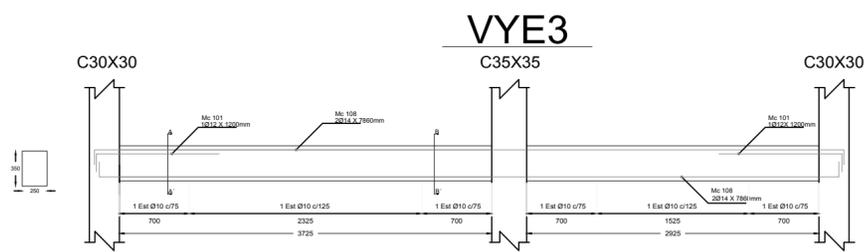
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR
 PUYO, PASTAZA, ECUADOR

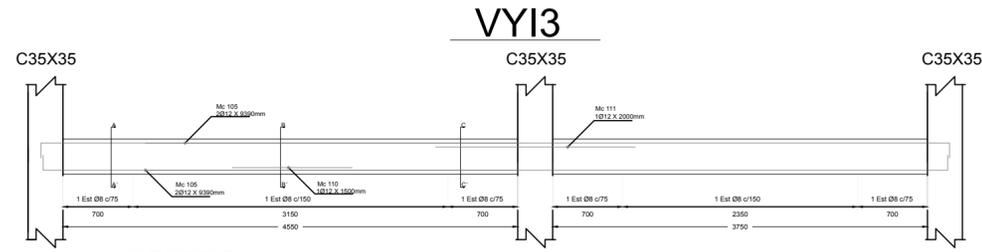
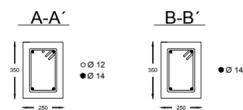
DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 VIGAS VX INTERNAS Y EXTERNAS
 VIGA SEGUNDARIA X

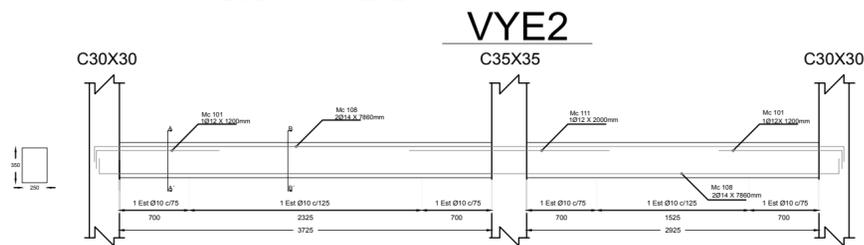
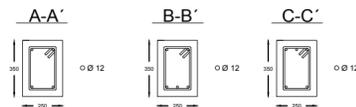
ESCALA: 1/80
 FECHA: 06/10/2017
 Dimensiones Especificadas
 NUMERACIÓN: E1



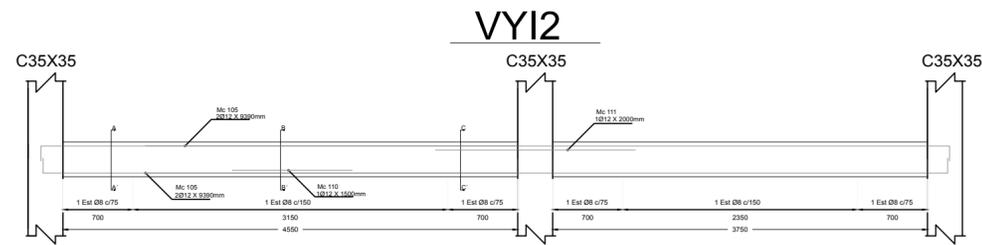
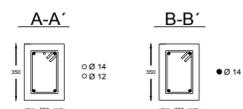
CORTES Mc 118-a



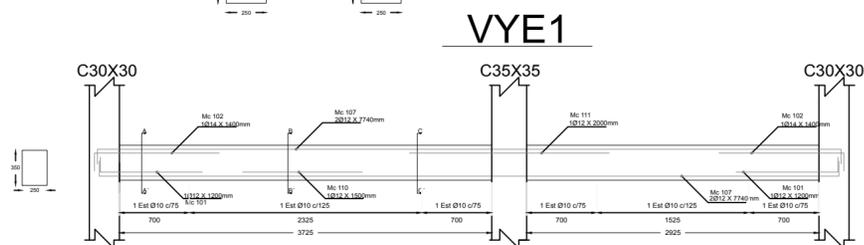
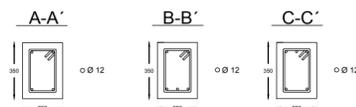
CORTES Mc 118-b



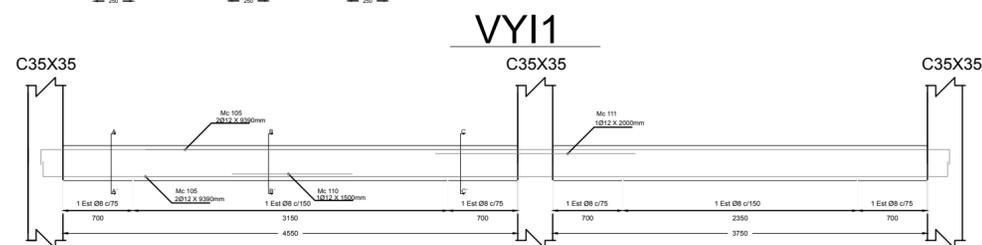
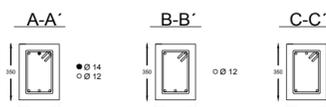
CORTES Mc 118-a



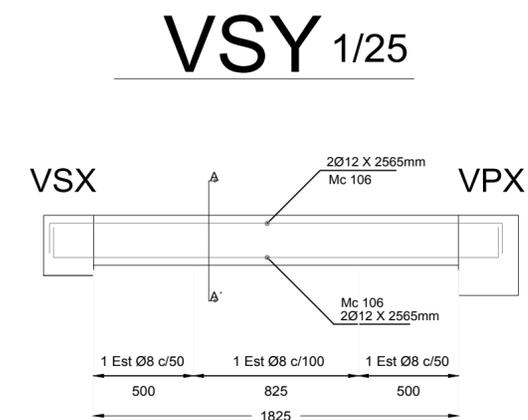
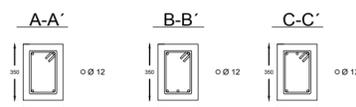
CORTES Mc 118-b



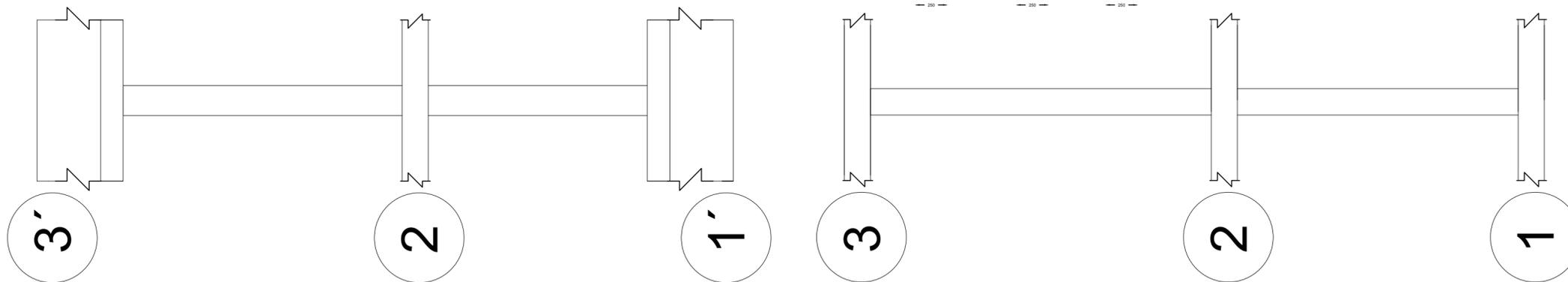
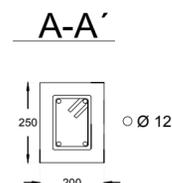
CORTES Mc 118-a



CORTES Mc 118-b



CORTES Mc 119



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø12	Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Longitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

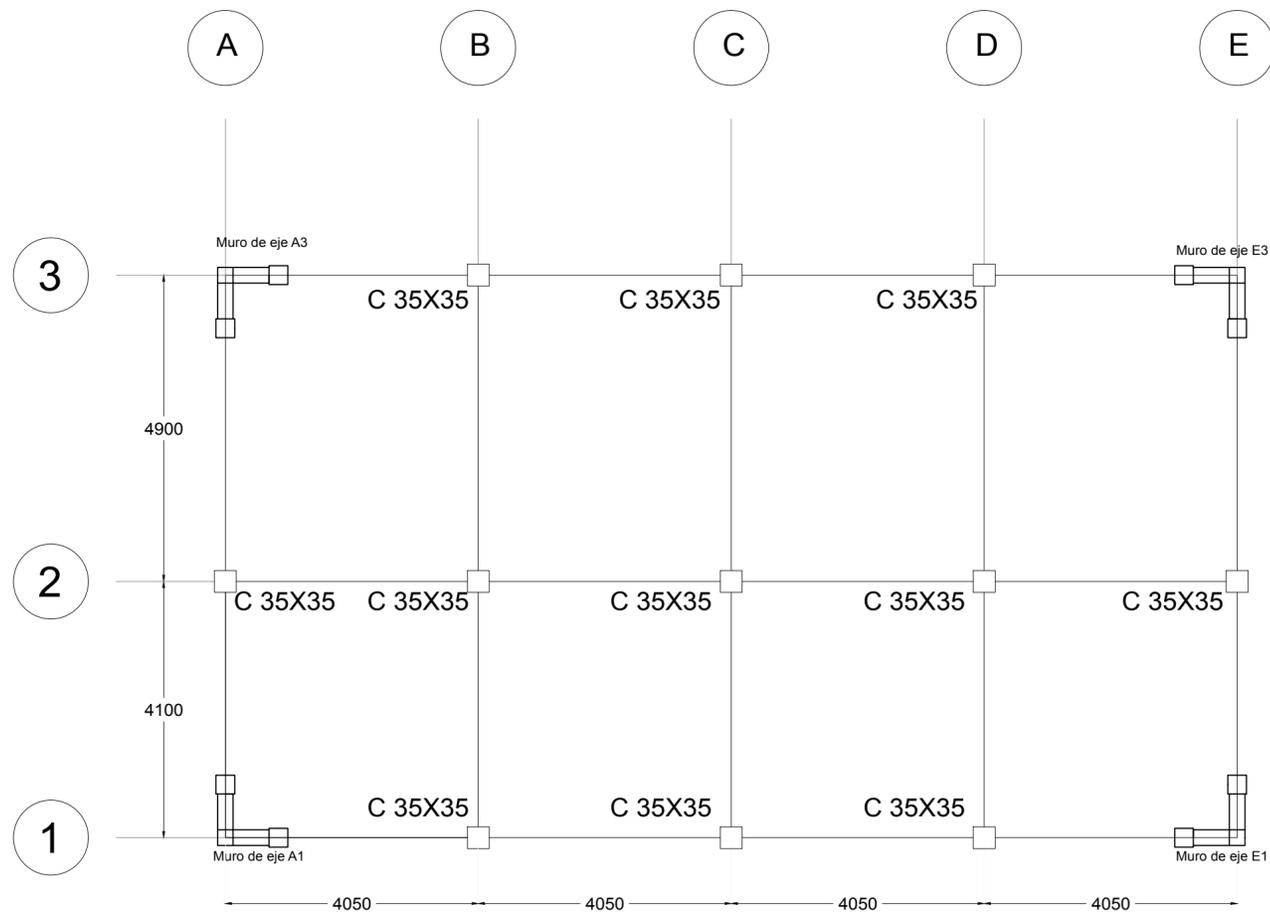
PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA, ECUADOR

DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 VIGAS VY INTERNAS Y EXTERNAS
 VIGA SEGUNDARIA Y

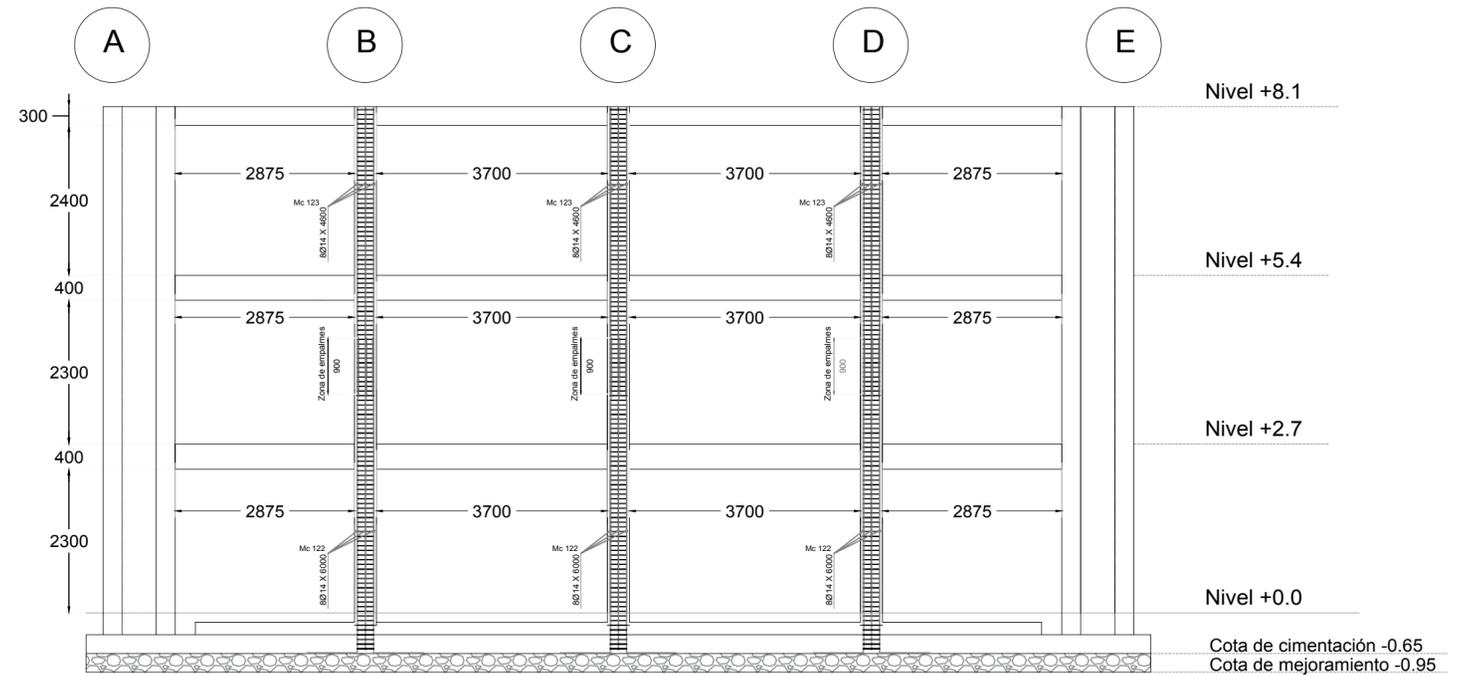
ESCALA: 1/50
 FECHA: 06/10/2017
 CORTÉS Dimensiones Especificadas
 NUMERACIÓN: E2

Vista en planta, Ejes principales y ubicación de columnas.



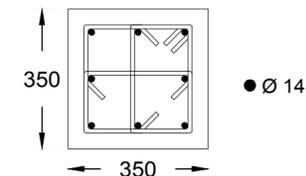
Vista Frontal

Eje 1



Sección de Columna

Estribo Cerrado: Mc 120
 Vincha: Mc 121



En toda la longitud de la columna:
 Estribo cerrado Ø 10mm c/ 75 mm
 2 Vinchas Ø 8mm c/ 75 mm
 Recubrimiento: 40 mm

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø12	Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Longitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

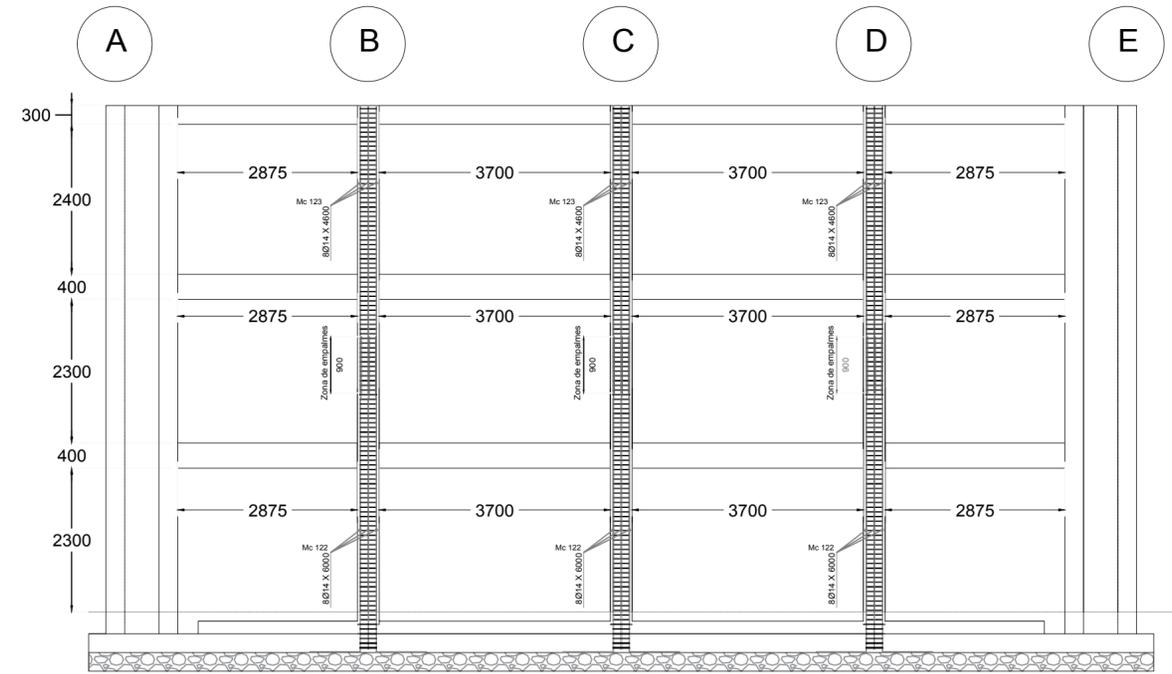
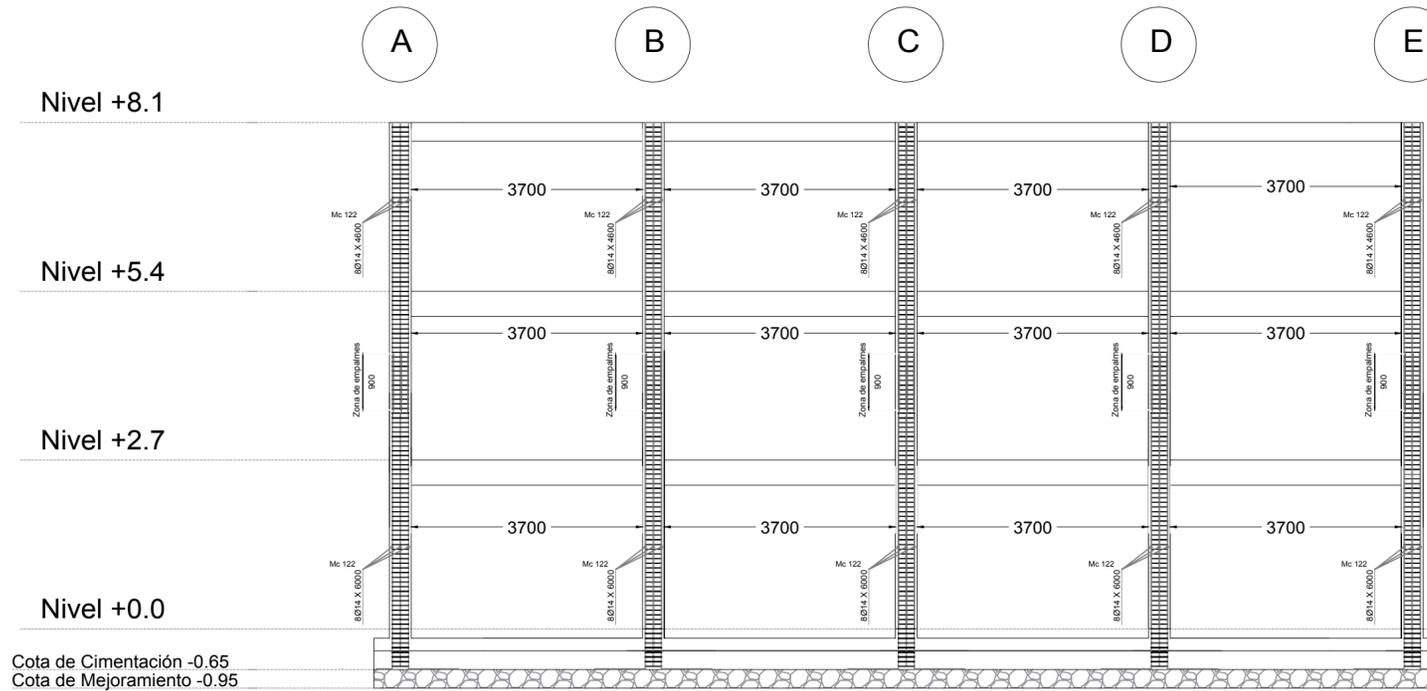
PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA, ECUADOR
 DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 COLUMNAS +0.0, +2.7, +5.4, +8.1.
 Vista en planta, Ejes principales y ubicación de Columnas. Eje 1
 ESCALA: 1/80
 FECHA: 06/10/2017
 CORTES 1/12.5
 NUMERACIÓN: E3

Vista Frontal

Eje 2

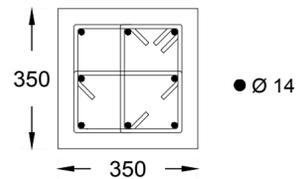
Eje 3



Sección de Columna

Estribo Cerrado: Mc 120

Vincha: Mc 121



En toda la longitud de la columna:
 Estribo cerrado \varnothing 10mm c/ 75 mm
 2 Vinchas \varnothing 8mm c/ 75 mm
 Recubrimiento: 40 mm

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS
 PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO
 CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL
 EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	$\varnothing 8$	$\varnothing 10$
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210$ Kg/cm²
 Resistencia del Acero $f_y=4200$ Kg/cm²
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

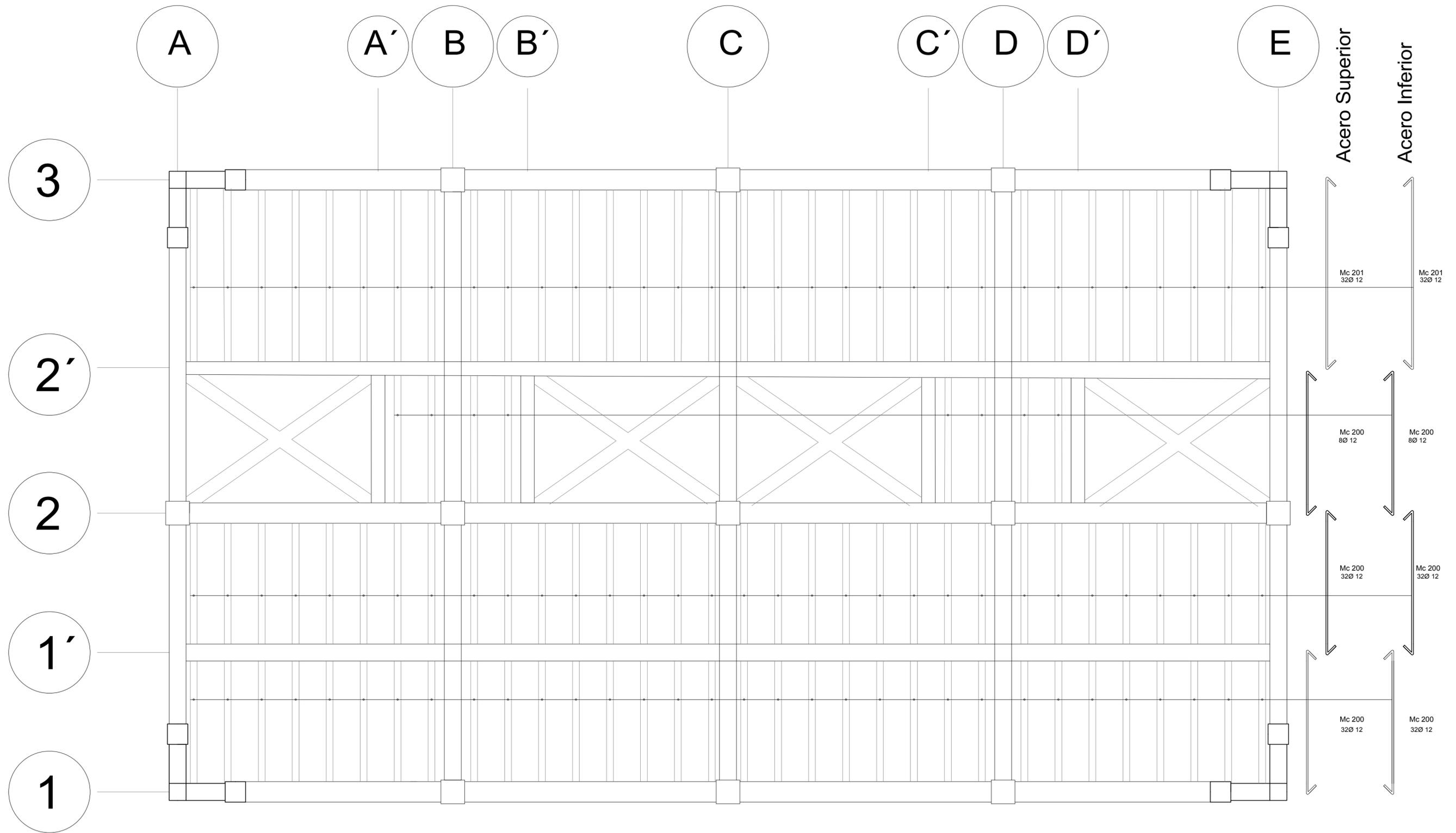
Detalles	Vanillas Ø12	Vanillas Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Longitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA
 DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR
 PUYO, PASTAZA, ECUADOR
 DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 COLUMNAS +0.0, +2.7, +5.4, +8.1.
 Eje 2 y 3
 ESCALA: 1/80
 FECHA: 06/10/2017
 CORTES 1/12.5
 NUMERACIÓN: E4

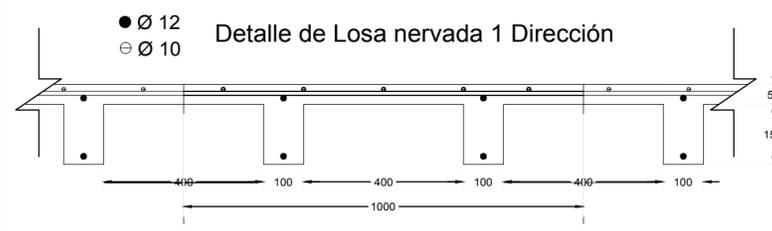
Vista en Planta. Losa de piso 1,2 y 3.



Resistencia del Concreto $f'c=210$ Kg/cm²
 Resistencia del Acero $f_y=4200$ Kg/cm²
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Acero Secundario → Malla ElectroSoldada Ø10 c/200 mm
 Losa de piso 1 y 2
 Losa de piso 3

Acero Superior	1Ø12 en Nervio
Acero Inferior	1Ø12 en Nervio
Acero Superior	1Ø12 en Nervio
Acero Inferior	1Ø12 en Nervio

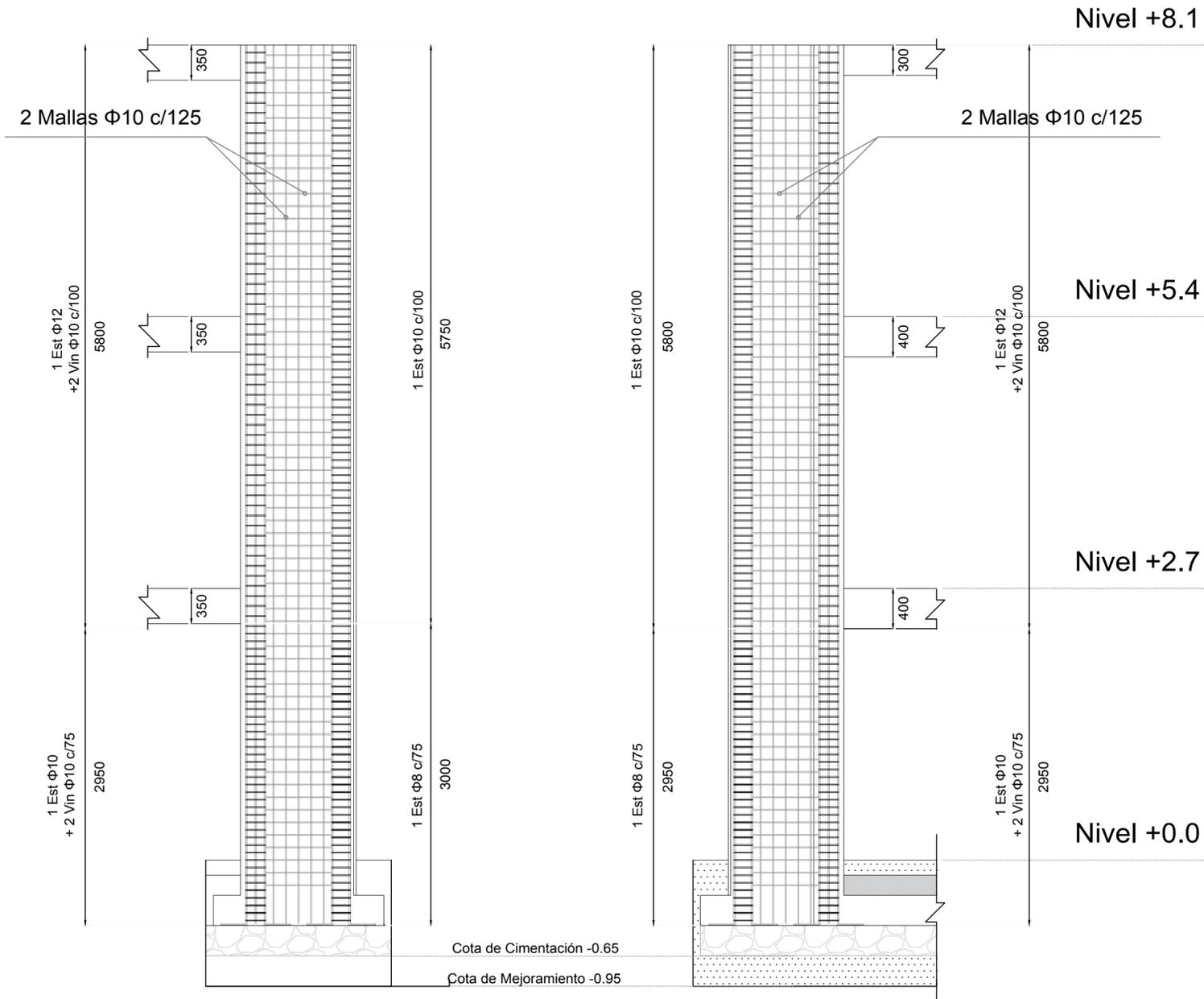
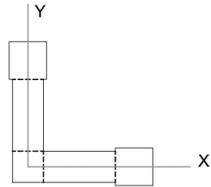


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA
 DEL LITORAL (ESPOL)

PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES: BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA. ECUADOR	CONTENIDO: Vista en planta, losa de piso 1,2,3.
DISEÑADO POR: Miguel André Tay Lee Macías David Enrique Valverde Burneo	ESCALA: FECHA: Losa-1/40 06/10/2017 Detalle de Losa- 1/12.5 NUMERACIÓN: E5

MURO TIPO

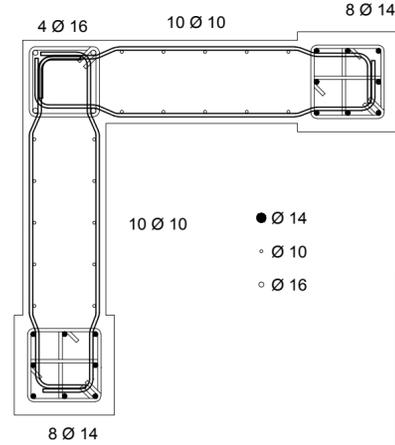


VISTA EN SENTIDO Y

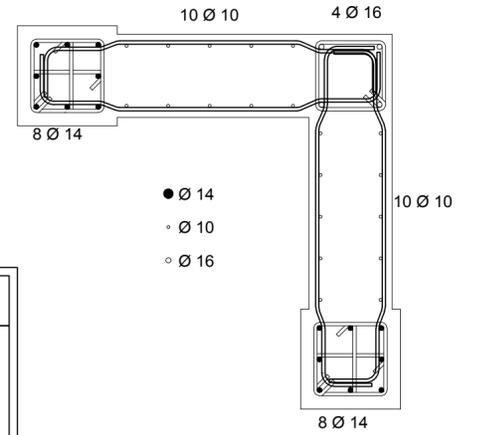
VISTA EN SENTIDO X

ARMADO DEL MURO

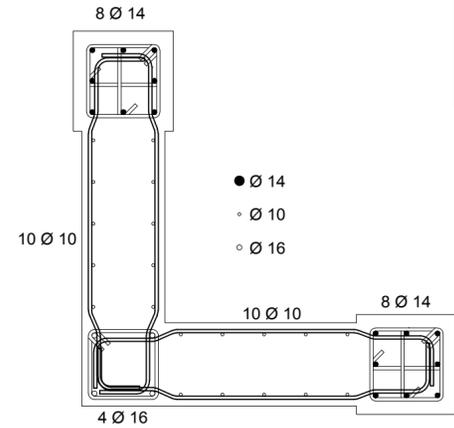
Muro de eje A3



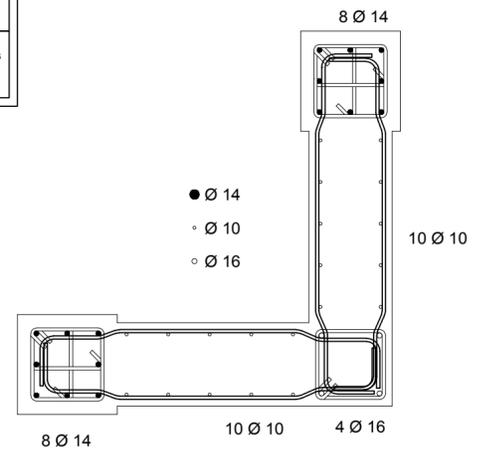
Muro de eje E3



Muro de eje A1



Muro de eje E1



REFUERZO TRANSVERSAL (MURO TIPO)	
Cabezales extremos 300x300	
Primer piso	
Estribo cerrado Ø 10 cada 75 mm	
2 Vinchas Ø 10 cada 75 mm	
Segundo y tercer piso	
Estribo cerrado Ø 12 cada 100 mm	
2 Vinchas Ø 10 cada 100 mm	
Cabezal central 250x250	
Primer piso	
Estribo cerrado Ø 8 cada 75 mm	
Segundo y tercer piso	
Estribo cerrado Ø 10 cada 100 mm	
En los diafragmas del muro colocar dos mallas Ø 10 cada 125 mm en ambas direcciones.	

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

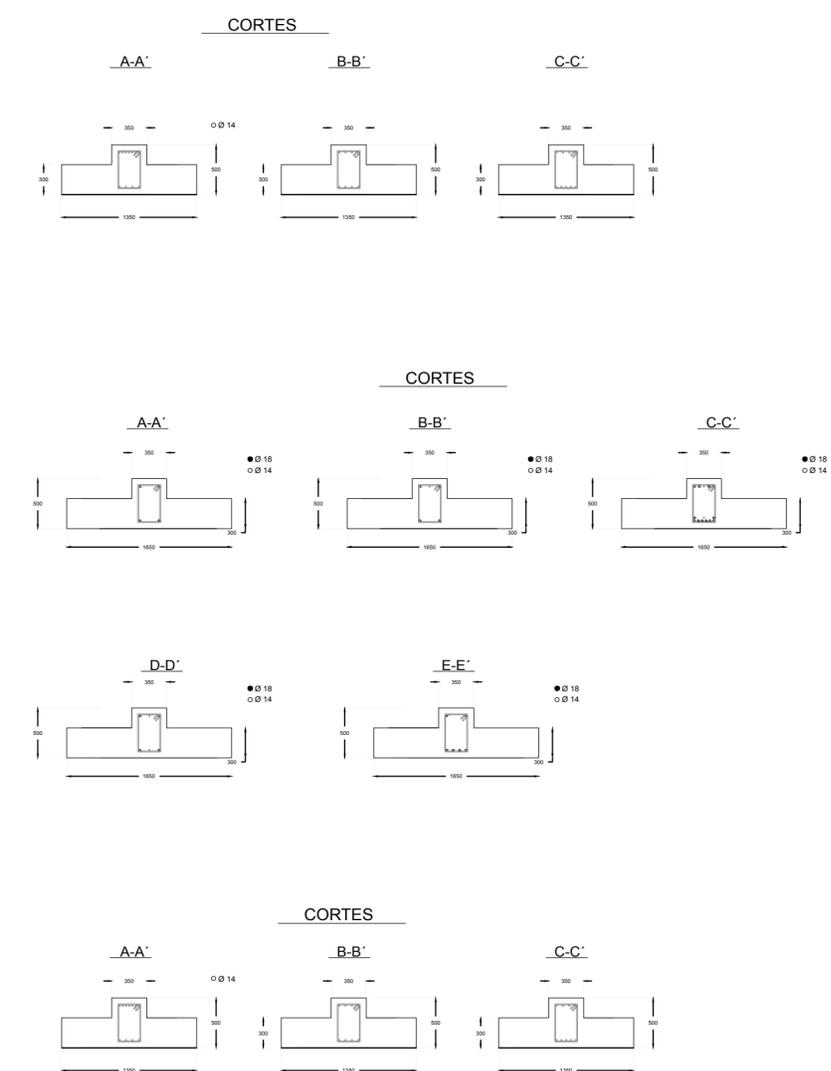
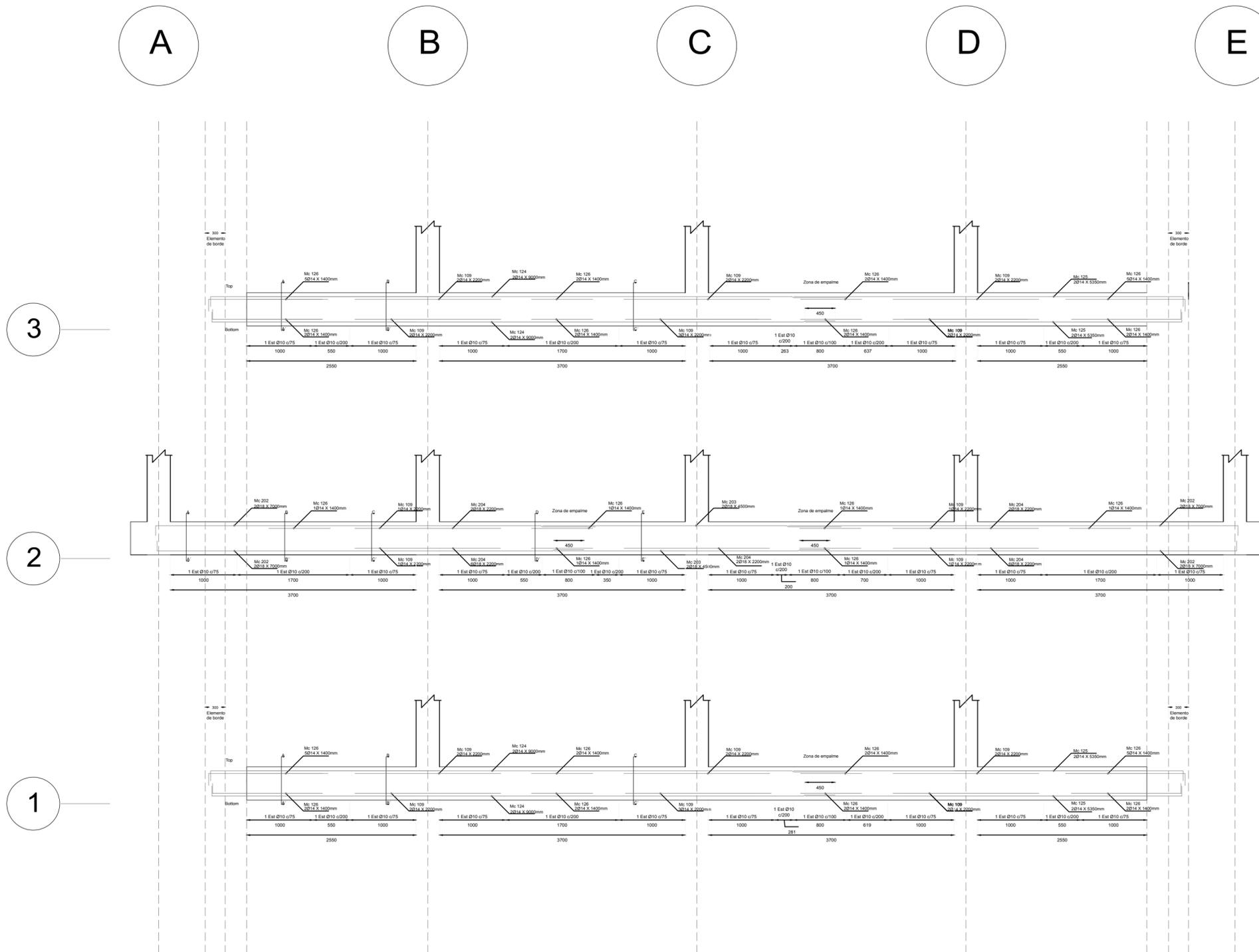
Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas Ø12	Varillas Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	550	650
Longitud de Anclaje (mm)	220	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	72	84
Logitud del Gancho (mm)	144	168
Empalmes en Tracción (mm)	700	800
Empalmes en Compresión (mm)	40	45

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES: BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA, ECUADOR	CONTENIDO: Muros+0.0, +2.7, +5.4, +8.1. Eje 2 y 3
DISEÑADO POR: Miguel André Tay Lee Macias David Enrique Valverde Burneo	ESCALA: 1/40 Cortes 1/15 FECHA: 06/10/2017 NUMERACIÓN: E6

Acero en Vigas de Cimentación



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø18	Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	800	650
Longitud de Anclaje (mm)	350	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	120	84
Longitud del Gancho (mm)	220	168
Empalmes en Tracción (mm)	1100	800
Empalmes en Compresión (mm)	600	450

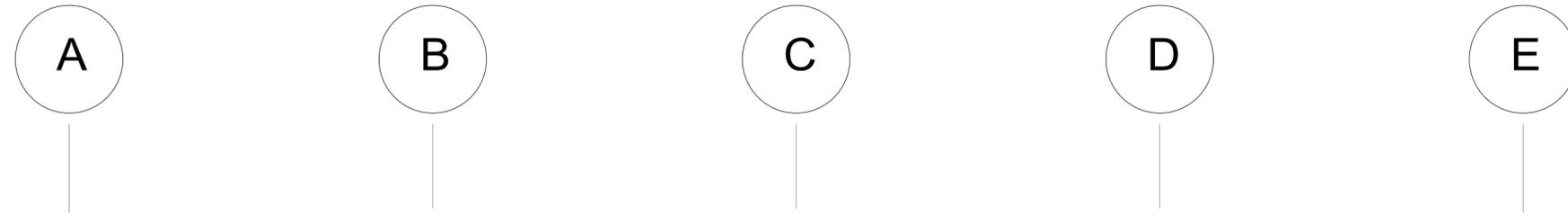
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR PUYO, PASTAZA, ECUADOR
 DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 VIGAS DE CIMENTACIÓN EJE 1,2,3.
 CORTES DE VIGA
 ESCALA: 1/50
 FECHA: 22/09/2017
 NUMERACIÓN: E7

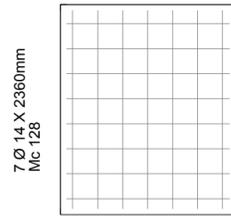
Acero de Refuerzo

Acero Inferior

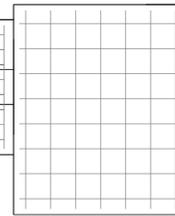
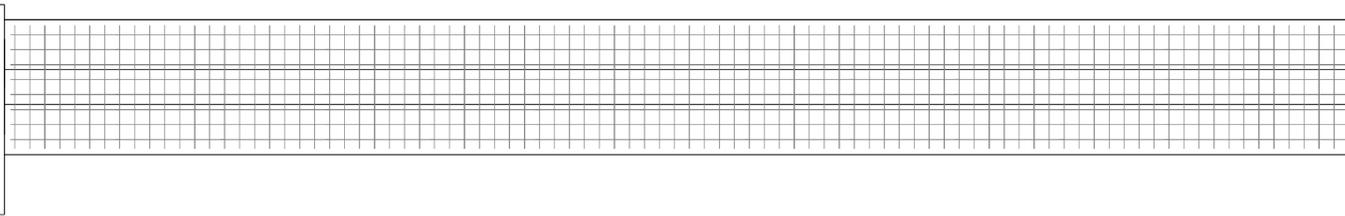


Malla de retracción Ø10 c/150 mm

3



8 Ø 14 X 2000mm
Mc 127

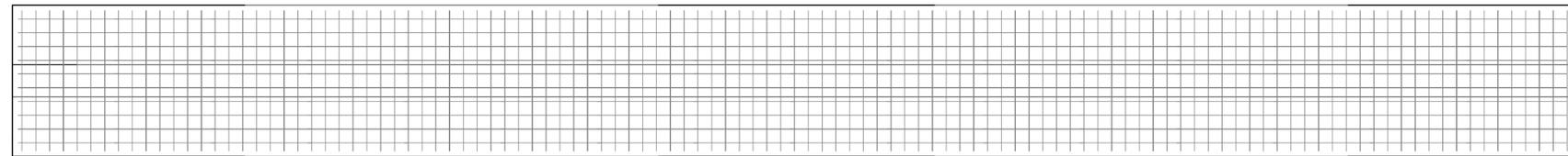


7 Ø 14 X 2360mm
Mc 128

8 Ø 14 X 2000mm
Mc 127

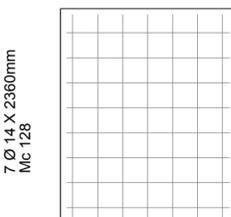
Malla de retracción Ø10 c/150 mm

2

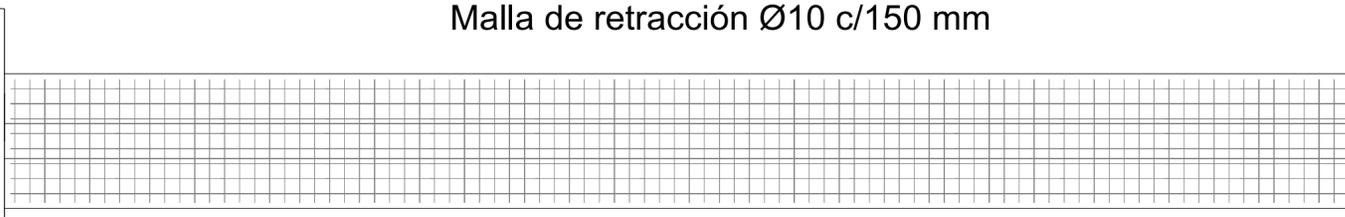


Malla de retracción Ø10 c/150 mm

1



8 Ø 14 X 2000mm
Mc 127



7 Ø 14 X 2360mm
Mc 128

8 Ø 14 X 2000mm
Mc 127

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO
CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL
EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210$ Kg/cm²
Resistencia del Acero $f_y=4200$ Kg/cm²
Gancho de estribos a 135°
Longitud de desarrollo Especificada en tabla
Longitud de empalme Especificada en tabla
Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø10	Ø12
Longitud de Desarrollo (mm)	800	650
Longitud de Anclaje (mm)	350	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	120	84
Longitud del Gancho (mm)	220	168
Empalmes en Tracción (mm)	1100	800
Empalmes en Compresión (mm)	600	450

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA
DEL LITORAL (ESPOL)

PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
INGENIERÍA CIVIL

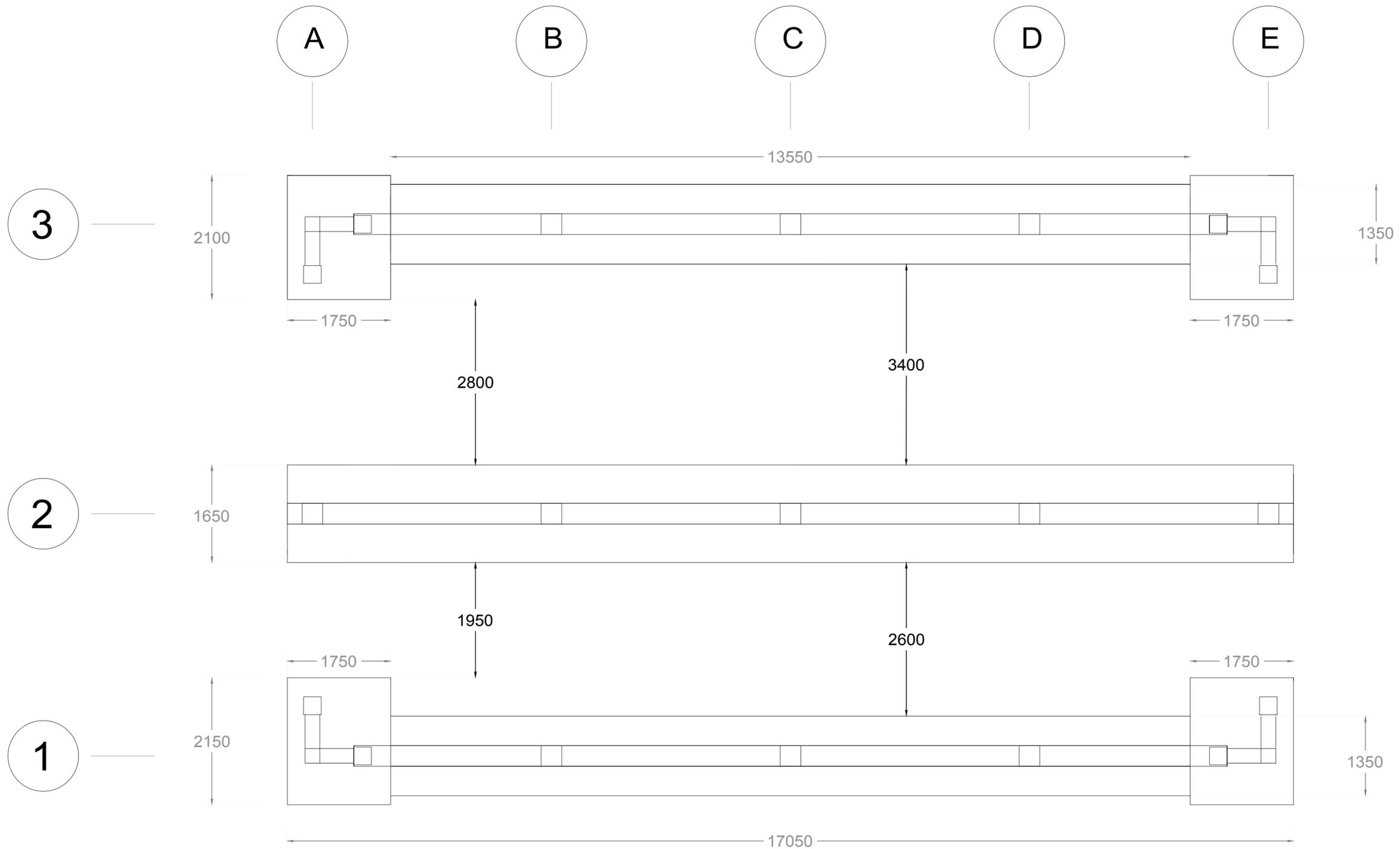
PLANOS ESTRUCTURALES:
BLOQUE MULTIFAMILIAR
PUYO, PASTAZA, ECUADOR

DISEÑADO POR:
Miguel André Tay Lee Macías
David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
ACERO DE REFUERZO EN ZAPATA
EN ZAPATA

ESCALA: 1/80
FECHA: 22/09/2017
NUMERACIÓN: E8

VISTA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN



“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIONES GEOTÉCNICAS
 PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO
 CON MUROS DE CORTE DE USO RESIDENCIAL
 EN LA CIUDAD DE PUYO, PASTAZA”

Estribos de confinamiento	Ø8	Ø10
Radio de giro del Gancho:	32 mm	40 mm
Longitud del Gancho:	75 mm	75 mm

Recubrimiento en Losa (mm)	20
Recubrimiento en Viga y Columna (mm)	40
Recubrimiento en Zapata (mm)	60

Resistencia del Concreto $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistencia del Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Gancho de estribos a 135°
 Longitud de desarrollo Especificada en tabla
 Longitud de empalme Especificada en tabla
 Empalmes fuera de la zona 2H. H=Altura de viga

Detalles	Varillas	
	Ø12	Ø14
Longitud de Desarrollo (mm)	800	650
Longitud de Anclaje (mm)	350	250
Diámetro de Giro del Gancho (mm)	120	84
Longitud del Gancho (mm)	220	168
Empalmes en Tracción (mm)	1100	800
Empalmes en Compresión (mm)	600	450

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA
 DEL LITORAL (ESPOL)
 PROYECTO DE TITULACIÓN PARA:
 INGENIERÍA CIVIL

PLANOS ESTRUCTURALES:
 BLOQUE MULTIFAMILIAR
 PUYO, PASTAZA. ECUADOR

DISEÑADO POR:
 Miguel André Tay Lee Macías
 David Enrique Valverde Burneo

CONTENIDO:
 DIMENSIONES Y DISTANCIAS EN
 ZAPATA CORRIDA

ESCALA: 1/80
 FECHA: 22/09/2017
 NUMERACIÓN: E9

ANEXO E

PRESUPUESTO, CRONOGRAMA Y ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Ciudad:	CIUDAD DE PUYO, PASTAZA, ECUADOR				
Presupuesto de Obra:		CONSTRUCCION DE BLOQUE MULTIFAMILIAR			
Diseño		Fecha:	AGOSTO 2017		
		Elaborado:	Miguel Tay Lee, David Valverde Burneo		
		Revisión:	Miguel Tay Lee, David Valverde Burneo		
Presupuesto		Fecha:	AGOSTO 2017		
		Elaborado:	Miguel Tay Lee, David Valverde Burneo		
		Revisión:	Miguel Tay Lee, David Valverde Burneo		
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD DE OBRA	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO	m2	290.96	0.51	148.39
1.2	REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO	m2	290.96	1.39	404.43
1.3	CONSTRUCCIÓN PROVISIONAL DE BODEGA	m2	9.00	23.45	211.05
1.4	CERRAMIENTO PROVISIONAL	m	40.00	11.09	443.60
2	MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD				
2.1	DESALOJO MENSUAL DE RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN	Viaje	5.00	72.85	364.25
3	CIMENTACIÓN				
3.1	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS O PLINTOS				
3.1.1	ZAPATA EJE 1	m3	23.11	4.26	98.43
3.1.2	ZAPATA EJE 2	m3	28.44	4.26	121.17
3.1.3	ZAPATA EJE 3	m3	23.11	4.26	98.43
3.2	DESALOJO DE MATERIAL				
3.2.1	ZAPATA EJE 1	m3	23.11	5.18	119.69
3.2.2	ZAPATA EJE 2	m3	28.44	5.18	147.34
3.2.3	ZAPATA EJE 3	m3	23.11	5.18	119.69
3.3	MEJORAMIENTO DE SUELO CON GRAVA e=30cm				
3.3.1	ZAPATA EJE 1	m2	24.32	7.19	174.88
3.3.2	ZAPATA EJE 2	m2	29.94	7.19	215.28
3.3.3	ZAPATA EJE 3	m2	24.32	7.19	174.88
3.4	Acero de refuerzo para cimentación fy=4200 kg/cm2				
3.4.1	ZAPATA EJE 1	kg	457.38	1.24	567.15
3.4.2	ZAPATA EJE 2	kg	575.89	1.24	714.10
3.4.3	ZAPATA EJE 3	kg	457.38	1.24	567.15
3.5	Hormigón f'c = 210 kg/cm2 para zapatas y bajo columnas				
3.5.1	ZAPATA EJE 1	m3	7.44	100.28	746.22
3.5.2	ZAPATA EJE 2	m3	9.15	100.28	917.17
3.5.3	ZAPATA EJE 3	m3	7.44	100.28	746.22
3.6	Encofrado de madera para Zapatas	m2			
3.6.1	ZAPATA EJE 1	m2	24.32	11.15	271.20
3.6.2	ZAPATA EJE 2	m2	29.94	11.15	333.85
3.6.3	ZAPATA EJE 3	m2	24.32	11.15	271.20
3.7	Relleno compactado con material en sitio (En áreas sobre la Zapata)	m3	24.70	2.52	62.24
4	CONTRAPISO				
4.1	COMPACTACIÓN CON APISONADOR (SOBRE ÁREA DE CONSTRUCCIÓN)	m2	147.70	1.62	239.27
4.2	CONTRAPISO DE f'c=210 Kg/cm2, e=7cm.	m2	147.70	12.29	1815.17
5	SUPERESTRUCTURA				

5.1	ENTREPISO 1				
5.1.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.91	112.45	439.43
5.1.2	HORMIGÓN EN MUROS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	6.15	132.41	814.06
5.1.3	HORMIGÓN EN VIGAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	10.92	143.09	1562.47
5.1.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO) $e=20$ cm	m3	7.88	141.66	1116.28
5.1.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	855.69	1.24	1061.05
5.1.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.1.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1407.50	1.24	1745.30
5.1.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	470.13	1.24	582.96
5.1.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN $f_y=4200$ Kg/cm ² ($\phi 10$ MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	528.92	1.24	655.86
5.2	ENTREPISO 2				
5.2.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.64	112.45	409.12
5.2.2	HORMIGÓN EN MUROS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	5.72	132.41	757.91
5.2.3	HORMIGÓN EN VIGAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	10.92	143.09	1562.47
5.2.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO) $e=20$ cm	m3	7.88	141.66	1116.28
5.2.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	855.69	1.24	1061.05
5.2.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.2.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1403.69	1.24	1740.57
5.2.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	470.13	1.24	582.96
5.2.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN $f_y=4200$ Kg/cm ² ($\phi 10$ MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	528.92	1.24	655.86
5.3	ENTREPISO 3				
5.3.1	HORMIGÓN EN COLUMNAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	3.50	112.45	393.97
5.3.2	HORMIGÓN EN MUROS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	5.51	132.41	729.84
5.3.3	HORMIGÓN EN VIGAS $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m3	9.69	143.09	1386.04
5.3.4	HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO) $e=20$ cm	m3	7.88	141.66	1116.28
5.3.5	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	855.69	1.24	1061.05
5.3.6	ACERO DE REFUERZO EN MURO $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1101.02	1.24	1365.26
5.3.7	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	1403.69	1.24	1740.57
5.3.8	ACERO DE REFUERZO EN LOSA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	470.13	1.24	582.96
5.3.9	MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN $f_y=4200$ Kg/cm ² ($\phi 10$ MM/20CM)	m2	98.50	7.64	752.54
5.1.10	HORMIGÓN EN ESCALERA $f'c=210$ Kg/cm ² (INCLUYE ENCOFRADO)	m2	49.20	46.16	2270.84
5.1.11	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERA $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	528.92	1.24	655.86
6	SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	Global			3730.61
TOTAL COSTOS DIRECTOS (\$)					50519.20

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

Rubro	Precio (\$)	Porcentaje
TRABAJOS PRELIMINARES	1207.46	2.39%
MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD	364.25	0.72%
CIMENTACIÓN	6466.28	12.80%
CONTRAPISO	2054.44	4.07%
SUPERESTRUCTURA	36696.15	72.64%
SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	3730.61	7.38%
TOTAL COSTOS DIRECTOS (\$)		50519.20

Cronograma Valorado																						
ACTIVIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5					
	S 1	S 2	S 3	S 4	S 1	S 2	S 3	S 4	S 1	S 2	S 3	S 4	S 1	S 2	S 3	S 4	S 1	S 2	S 3	S 4		
TRABAJOS PRELIMINARES																						
LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO		X																				
REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO		X																				
CONSTRUCCION PROVISIONAL DE BODEGA		X																				
CERRAMIENTO PROVISIONAL		X																				
Subtotal TRABAJOS PRELIMINARES		1207.5																				
MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD																						
DESALOJO MENSUAL DE RESIDUOS DE CONSTRUCCION				X				X				X				X					X	
Subtotal MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD				72.9				72.9				72.9				72.9					72.9	
CIMENTACION																						
EXCAVACION PARA ZAPATAS O PLINTOS																						
ZAPATA EJE 1			X																			
ZAPATA EJE 2			X																			
ZAPATA EJE 3			X																			
DESALOJO DE MATERIAL																						
ZAPATA EJE 1			X																			
ZAPATA EJE 2			X																			
ZAPATA EJE 3			X																			
MEJORAMIENTO DE SUELO CON GRAVA e=30cm																						
ZAPATA EJE 1			X																			
ZAPATA EJE 2			X																			
ZAPATA EJE 3			X																			
Encofrado, armado y hormigonado de Zapatas																						
ZAPATA EJE 1				X	X																	
ZAPATA EJE 2				X	X																	
ZAPATA EJE 3				X	X																	
Relleno compactado con material in sitio (En áreas sobre la Zapata)																						
Subtotal CIMENTACION			1269.8	2567.1	2629.4																	
CONTRAPISO																						
COMPACTACION CON APISONADOR (SOBRE AREA DE CONSTRUCCION)																						
CONTRAPISO DE f'c=210 Kg/cm2, e=7cm.								X														
Subtotal CONTRAPISO								2054.4														
SUPERESTRUCTURA																						
ENTREPISO 1																						
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
								X	X													
HORMIGON EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
								X	X													
HORMIGON EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
								X	X													
HORMIGON EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
								X	X													
ENTREPISO 2																						
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
												X	X									
HORMIGON EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
												X	X	X								
HORMIGON EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
												X	X									
HORMIGON EN LOSA (1 Direccion) f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
												X	X									
HORMIGON EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
														X	X							
ENTREPISO 3																						
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
																X	X					
HORMIGON EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
																X	X	X				
HORMIGON EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
																X	X	X				
HORMIGON EN LOSA (1 Direccion) f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
																X	X	X				
HORMIGON EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRADO)																						
																X	X	X				
Subtotal SUPERESTRUCTURA								1476.7	1476.7	3606.2	4343.1	1463.4	1476.7	1476.7	3606.2	4343.1	1463.4	1476.7	1476.7	3606.2	4343.1	1463.4
Subtotal SOLUCION GEOTECNICA	X																					
Subtotal SOLUCION GEOTECNICA	3730.6																					

																					TOTAL
VALORACION SEMANAL (\$)	3730.6	1207.5	1269.8	2640.0	2629.4	3531.1	1476.7	3679.1	4343.1	1463.4	1476.7	1549.5	3606.2	4343.1	1463.4	1549.5	1476.7	3606.2	4343.1	1536.2	50519.2
VALORACION MENSUAL (\$)		8847.9				11316.2				8832.7				10962.2					10962.2		50519.2
ACUMULADO (\$)		8847.9				20164.1				28996.8				39959.0					50921.2		50519.2

Rubro	Tiempo en Semanas
TRABAJOS PRELIMINARES	1
MANTENIMIENTO Y SEGURIDAD	Todos los Meses
CIMENTACIÓN	3
CONTRAPISO	1
SUPERESTRUCTURA	15
INSTALACIONES HIDROSANITARIAS Y ELECTRICA	9
MAMPOSTERÍA, PUERTAS, VENTANAS Y ACABADOS	5
SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	1

TIEMPO	VALORACIÓN MENSUAL (\$)	ACUMULADO (\$)
MES 1	8847.9	8847.9
MES 2	11316.2	20164.1
MES 3	8832.7	28996.8
MES 4	10962.2	39959.0
MES 5	10962.2	50921.2

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.05

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.02	0.02		0.02	
SUBTOTAL (M)					0.02	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón E2		3.00	3.26	9.78	0.050	0.49
SUBTOTAL (N)					0.49	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					0.51	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.51	
VALOR OFERTADO (\$)					0.51	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.05

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.03	0.03		0.03	
Equipo topográfico	1.00	2.50	2.50	0.05	0.13	
SUBTOTAL (M)					0.15	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Cadenero D2		2.00	3.26	6.52	0.050	0.33
Topografo C1		1.00	3.66	3.66	0.050	0.18
SUBTOTAL (N)					0.51	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Cuartón 4x6		U	0.02	3.13	0.06	
Clavo 2 1/2		KG	0.10	2.64	0.26	
Cementina		KG	2.00	0.20	0.40	
SUBTOTAL O					0.73	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					1.39	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.39	
VALOR OFERTADO (\$)					1.39	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: CONSTRUCCIÓN PROVISIONAL DE BODEGA
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 1.05

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.34	0.34		0.34	
SUBTOTAL (M)					0.34	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Carpintero D2		1.00	3.30	3.30	1.050	3.47
Peón E2		1.00	3.26	3.26	1.050	3.42
SUBTOTAL (N)					6.89	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Tabla de 20cm	U	0.40	3.190	1.28		
Cuartón 4x6	U	1.00	3.130	3.13		
Clavo 2 1/2	KG	0.12	2.640	0.32		
Plancha galvalumen	U	0.80	13.550	10.84		
Bisagra cromada	U	0.10	0.800	0.08		
Argollas	U	0.08	0.750	0.06		
Candado	U	0.08	6.43	0.51		
SUBTOTAL O					16.22	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					23.45	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					23.45	
VALOR OFERTADO (\$)					23.45	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: CERRAMIENTO PROVISIONAL

UNIDAD: M

DETALLE:

RENDIMIENTO: 1.05

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.17	0.17		0.17	
SUBTOTAL (M)					0.17	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C= A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón E2		1.00	3.26	3.26	1.050	3.42
SUBTOTAL (N)					3.42	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Plancha de 2X2.5 mts	U	0.50	15.000	7.50		
SUBTOTAL O					7.50	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					11.09	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.09	
VALOR OFERTADO (\$)					11.09	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: DESALOJO MENSUAL DE RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN
 DETALLE:

UNIDAD: Viaje
 RENDIMIENTO: 1.00

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Vehículo	1.00	60.00	60.00	1.100	66.00	
SUBTOTAL (M)					66.00	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón E2		2.00	3.26	6.52	1.050	6.85
SUBTOTAL (N)					6.85	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					72.85	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					72.85	
VALOR OFERTADO (\$)					72.85	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS O PLINTOS
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.40

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.20	0.20	1.000	0.20	
SUBTOTAL (M)					0.20	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon D2		3.00	3.26	9.78	0.400	3.91
Maestro de obra C1		0.10	3.66	0.37	0.400	0.15
SUBTOTAL (N)					4.06	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					4.26	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.26	
VALOR OFERTADO (\$)					4.26	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: DESALOJO DE MATERIAL
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.40

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.10	0.10	1.000	0.10	
Vehículo de carga	1.00	25.00	25.00	0.13	3.13	
SUBTOTAL (M)					3.22	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon D2		1.00	3.26	3.26	0.600	1.96
SUBTOTAL (N)					1.96	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					5.18	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.18	
VALOR OFERTADO (\$)					5.18	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: MEJORAMIENTO DE SUELO CON GRAVA e=30cm
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO:

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.07	0.07	1.000	0.07	
Vehículo de carga	1.00	25.00	25.00	0.13	3.13	
SUBTOTAL (M)					3.19	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon D2		2.00	3.26	6.52	0.200	1.30
SUBTOTAL (N)					1.30	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Grava	m3	0.30	9.00	2.70		
SUBTOTAL O					2.70	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					7.19	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.19	
VALOR OFERTADO (\$)					7.19	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón f'c = 210 kg/cm2 para zapatas y bajo columnas (Inc. Encoi
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO:

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera	0.66	1.57	1.04	1.00	1.04	
Herramientas menores (5% m/o)					0.49	
SUBTOTAL (M)					1.53	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierrero.		0.36	4.39	1.56	1.00	1.56
Peón de albañil.		1.17	2.54	2.97	1.00	2.97
Peón especializado.		1.22	2.59	3.17	1.00	3.17
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.11	4.39	0.49	1.00	0.49
Ayudante estructurista, en el proceso de		0.56	2.77	1.54	1.00	1.54
SUBTOTAL (N)					9.73	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Separador homologado para cimentaciones.	Ud	7.00	0.14	0.98		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.40	0.14	0.06		
Agua.	m³	0.26	1.56	0.41		
Arena cribada.	m³	0.60	7.18	4.32		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.60	11.97	7.19		
Cemento gris en sacos.	kg	470.84	0.15	70.63		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	2.35	2.32	5.44		
SUBTOTAL O					89.02	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					100.28	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					100.28	
VALOR OFERTADO (\$)					100.28	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Relleno compactado con material en sitio (En áreas sobre la Zapata)
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor	1.00	0.07	0.07		0.07	
Vibroapisonador	1.00	5.00	5.00	0.20	1.00	
SUBTOTAL (M)					1.07	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro de obra C1		0.20	3.66	0.73	0.200	0.15
Peón E2		2.00	3.26	6.52	0.200	1.30
SUBTOTAL (N)					1.45	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Agua	M3		0.65			
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
Transporte de material	GLOB	1.00	5% Materiales	0.00		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					2.52	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.52	
VALOR OFERTADO (\$)					2.52	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para Zapatas
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor					0.13	
SUBTOTAL (M)					0.13	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Encofrador.		0.35	4.39	1.54	1.000	1.54
Ayudante encofrador.		0.35	2.77	0.97	1.000	0.97
SUBTOTAL (N)					2.51	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Madera para encofrar, de 26 mm de espesor.	m³	0.02	398.83	7.98		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.10	1.14	0.11		
Puntas de acero de 20x100 mm.	kg	0.05	7.25	0.36		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.03	2.05	0.06		
SUBTOTAL O					8.51	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					11.15	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.15	
VALOR OFERTADO (\$)					11.15	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: COMPACTACIÓN CON APISONADOR (SOBRE ÁREA DE CONSTRUCCIÓN)
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Apisonador	1.00	25.00	25.00	0.020	0.08	
SUBTOTAL (M)					0.08	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peon		0.35	4.39	1.54	1.000	1.54
SUBTOTAL (N)					1.54	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O					0.00	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					1.62	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.62	
VALOR OFERTADO (\$)					1.62	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: CONTRAPISO DE f'c=210 Kg/cm2, e=7cm.
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera	0.66	1.57	1.04	1.00	1.04	
Herramientas menores (5% m/o)					0.03	
SUBTOTAL (M)					1.07	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierrero.		0.36	4.39	1.56	0.07	0.11
Peón de albañil.		1.17	2.54	2.97	0.07	0.21
Peón especializado.		1.22	2.59	3.17	0.07	0.22
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.11	4.39	0.49	0.07	0.03
Ayudante estructurista, en el proceso de		0.56	2.77	1.54	0.07	0.11
SUBTOTAL (N)					0.68	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Separador homologado para cimentaciones.	Ud	0.49	0.14	0.07		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.03	0.14	0.00		
Agua.	m³	0.02	1.56	0.03		
Arena cribada.	m³	0.04	7.18	0.30		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.04	11.97	0.50		
Cemento gris en sacos.	kg	32.96	0.26	8.57		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	0.16	2.32	0.38		
SUBTOTAL O					10.54	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					12.29	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					12.29	
VALOR OFERTADO (\$)					12.29	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN COLUMNAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOI
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera	0.66	1.57	1.04	1.00	1.04	
Herramientas menores (5% m/o)					0.49	
SUBTOTAL (M)					1.53	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Fierrero.		0.36	4.39	1.56	1.00	1.56
Peón de albañil.		1.17	2.54	2.97	1.00	2.97
Peón especializado.		1.22	2.59	3.17	1.00	3.17
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.11	4.39	0.49	1.00	0.49
Ayudante estructurista, en el proceso de		0.56	2.77	1.54	1.00	1.54
SUBTOTAL (N)					9.73	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Separador homologado para columnas.	Ud	12.00	0.06	0.72		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.84	1.14	0.96		
Lámina metálica de 50x50 cm, para encofrado de columnas de hormig	m²	0.27	49.72	13.62		
Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	Ud	0.09	13.85	1.18		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.34	2.05	0.70		
Agua.	m³	0.25	1.56	0.39		
Arena cribada.	m³	0.57	7.18	4.12		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.57	11.97	6.87		
Cemento gris en sacos.	kg	449.43	0.15	67.41		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	2.25	2.32	5.21		
SUBTOTAL O					101.19	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					112.45	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					112.45	
VALOR OFERTADO (\$)					112.45	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN MUROS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRAI
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera.	0.632	1.57	0.99	1.00	0.99	
Herramientas menores (5% m/o)					1.40	
SUBTOTAL (M)					2.39	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Encofrador.		1.839	4.39	8.07	1.00	8.07
Ayudante encofrador.		2.006	2.77	5.56	1.00	5.56
Fierrero.		0.49	4.39	2.15	1.00	2.15
Ayudante fierrero.		0.624	2.77	1.73	1.00	1.73
Peón de albañil.		1.17	2.54	2.97	1.00	2.97
Peón especializado.		1.226	2.59	3.18	1.00	3.18
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.279	4.39	1.22	1.00	1.22
Ayudante estructurista, en el proceso de		1.114	2.77	3.09	1.00	3.09
SUBTOTAL (N)						27.97
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Paneles metálicos modulares, para encofrar muros de hormigón de ha	m²	0.04	207.18	9.12		
Estructura soporte de sistema de encofrado vertical, para muros de ho	Ud	0.04	284.18	12.50		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.20	2.05	0.41		
Separador homologado para muros.	Ud	8.00	0.06	0.48		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.65	1.14	0.74		
Agua.	m³	0.25	1.56	0.39		
Arena cribada.	m³	0.57	7.18	4.12		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.57	11.97	6.87		
Cemento gris en sacos.	kg	449.43	0.15	67.41		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	2.25	2.32	102.05		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					132.41	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					132.41	
VALOR OFERTADO (\$)					132.41	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN VIGAS f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFRAD
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera.	0.63	1.57	0.99	1.00	0.99	
Herramientas menores (5% m/o)					1.96	
SUBTOTAL (M)					2.95	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Encofrador.		2.12	4.39	9.32	1.00	9.32
Ayudante encofrador.		2.12	2.77	5.88	1.00	5.88
Fierrero.		1.61	4.39	7.05	1.00	7.05
Ayudante fierrero.		1.74	2.77	4.81	1.00	4.81
Peón de albañil.		1.18	2.54	2.99	1.00	2.99
Peón especializado.		1.23	2.59	3.18	1.00	3.18
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.38	4.39	1.66	1.00	1.66
Ayudante estructurista, en el proceso de		1.53	2.77	4.23	1.00	4.23
SUBTOTAL (N)						39.12
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor, reforzado con varilla	m²	0.18	38.85	6.80		
Estructura soporte para encofrado recuperable, compuesta de: sopanc	m²	0.03	88.06	2.55		
Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	Ud	0.10	13.85	1.41		
Madera de pino.	m³	0.01	246.72	2.71		
Puntas de acero de 20x100 mm.	kg	0.15	7.25	1.10		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.11	2.05	0.23		
Separador homologado para vigas.	Ud	4.00	0.08	0.32		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	1.65	1.14	1.88		
Agua.	m³	0.25	1.56	0.39		
Arena cribada.	m³	0.57	7.18	4.12		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.57	11.97	6.87		
Cemento gris en sacos.	kg	449.34	0.15	67.40		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	2.25	2.32	5.21		
SUBTOTAL (O)					101.02	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					143.09	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					143.09	
VALOR OFERTADO (\$)					143.09	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN LOSA (1 Dirección) f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE
 DETALLE:

UNIDAD: m3
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera.	0.63	1.57	0.99	1.00	0.99	
Herramientas menores (5% m/o)					1.96	
SUBTOTAL (M)					2.95	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Encofrador.		2.12	4.39	9.32	1.00	9.32
Ayudante encofrador.		2.12	2.77	5.88	1.00	5.88
Fierrero.		1.61	4.39	7.05	1.00	7.05
Ayudante fierrero.		1.74	2.77	4.81	1.00	4.81
Peón de albañil.		1.18	2.54	2.99	1.00	2.99
Peón especializado.		1.23	2.59	3.18	1.00	3.18
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.38	4.39	1.66	1.00	1.66
Ayudante estructurista, en el proceso de		1.53	2.77	4.23	1.00	4.23
SUBTOTAL (N)						39.12
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Tablero de madera tratada, de 22 mm de espesor, reforzado con varilla	m²	0.18	38.85	6.80		
Estructura soporte para encofrado recuperable, compuesta de: sopanc	m²	0.03	88.06	2.55		
Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	Ud	0.10	13.85	1.41		
Madera de pino.	m³	0.01	246.72	2.71		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.11	2.05	0.23		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	1.65	1.14	1.88		
Agua.	m³	0.25	1.56	0.39		
Arena cribada.	m³	0.57	7.18	4.12		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12.5 mm.	m³	0.57	11.97	6.87		
Cemento gris en sacos.	kg	449.34	0.15	67.40		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	2.25	2.32	5.21		
SUBTOTAL (O)					99.59	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					141.66	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					141.66	
VALOR OFERTADO (\$)					141.66	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: HORMIGÓN EN ESCALERA f'c=210 Kg/cm2 (INCLUYE ENCOFR.

UNIDAD: m2

DETALLE:

RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
Concretera.	0.63	1.57	0.99	1.00	0.99	
Herramientas menores (5% m/o)					0.61	
SUBTOTAL (M)					1.60	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Encofrador.		0.946	4.39	4.15	1.00	4.15
Ayudante encofrador.		0.946	2.77	2.62	1.00	2.62
Fierrero.		0.341	4.39	1.50	1.00	1.50
Ayudante fierrero.		0.361	2.77	1.00	1.00	1.00
Peón de albañil.		0.327	2.54	0.83	1.00	0.83
Peón especializado.		0.343	2.59	0.89	1.00	0.89
Maestro de estructura mayor, en el proc		0.076	4.39	0.33	1.00	0.33
Ayudante estructurista, en el proceso de		0.307	2.77	0.85	1.00	0.85
SUBTOTAL (N)						12.17
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	m	0.75	4.55	3.41		
Sistema de encofrado para formación de peldaño en losas inclinad	m²	0.20	18.03	3.61		
Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	Ud	0.02	13.85	0.22		
Madera de pino.	m³	0.00	246.43	0.74		
Puntas de acero de 20x100 mm.	kg	0.04	7.25	0.29		
Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en	l	0.00	2.05	0.01		
Separador homologado para losas de escalera.	Ud	3.00	0.08	0.24		
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	0.31	1.14	0.35		
Agua.	m³	0.07	1.56	0.11		
Arena cribada.	m³	0.16	7.18	1.16		
Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	m³	0.16	11.97	1.93		
Cemento gris en sacos.	kg	125.84	0.15	18.88		
Aditivo plastificante para la reducción del agua de amasado del hormig	l	0.63	2.32	1.46		
SUBTOTAL (O)					32.39	
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)					0.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					46.16	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					46.16	
VALOR OFERTADO (\$)					46.16	

Nota: estos precios no incluyen IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN fy=4200 kg
 DETALLE:

UNIDAD: m2
 RENDIMIENTO: 0.20

M. - EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R	
SUBTOTAL (M)					0.00	
N.- MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CATEGORÍA	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL (N)					0.00	
O.- MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	UNITARIO B	COSTO C=A*B		
MALLA ELECTROSOLDADA, ACERO DE RETRACCIÓN fy=4200	1.00	1.00	7.64	7.64		
SUBTOTAL (O)				7.64		
P.- TRANSPORTE						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL (P)				0.00		
TOTAL COSTOS DIRECTOS (M+N+O+P):					7.64	
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0.00	
OTROS INDIRECTOS					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.64	
VALOR OFERTADO (\$)					7.64	

Nota: estos precios no incluyen IVA

Resumen de Acero

Mc	Vigas		Longitudes		Gancho Estribo (Mts)	Ø (mm)	Longitud (Mts)	#	Longitud Total (Mts)
	Tipo	a (Mts)	b (Mts)						
101	L	1.05	0.15			12	1.2	56	67.2
102	L	1.22	0.18			14	1.4	6	8.4
103	L	5.85	0.15			12	6	48	288
104	L	5.82	0.18			14	6	72	432
105	C	9.09	0.15			12	9.39	36	338.04
106	C	2.265	0.15			12	2.565	48	123.12
107	C	7.44	0.15			12	7.74	8	61.92
108	C	7.5	0.18			14	7.86	16	125.76
109	I	2.2				14	2.2	12	26.4
110	I	1.5				12	1.5	43	64.5
111	I	2				12	2	59	118
112	I	7				14	7	12	84
113	I	7				12	7	24	168
114	I	4.5				14	4.5	24	108
115	O	0.22	0.32	0.075		10	1.23	958	1178.34
116	O	0.22	0.22	0.075		10	1.03	559	575.77
117	O	0.17	0.22	0.075		8	0.93	1284	1194.12
118-a	O	0.17	0.27	0.075		10	1.03	408	420.24
118-b	O	0.17	0.27	0.075		8	1.03	666	685.98
119	O	0.12	0.17	0.075		8	0.73	348	254.04

Resumen Vigas			Peso (Kg)	Peso (Ton)
Longitud total de Ø 8	2134.14	Mts	841.91823	0.842
Longitud total de Ø 10	2174.35	Mts	1340.486775	1.340
Longitud total de Ø 12	1228.78	Mts	1090.788006	1.091
Longitud total de Ø 14	784.56	Mts	949.3176	0.949
Total			4222.510611	4.223

Densidad Lineal	Kg/m
Ø 8	0.3945
Ø 10	0.6165
Ø 12	0.8877
Ø 14	1.21

Mc	Columnas		Longitudes		Gancho Estribo (Mts)	Ø (mm)	Longitud (Mts)	#	Longitud Total (Mts)
	Tipo	a (Mts)	b (Mts)						
120	O	0.27	0.27	0.075	10	1.23	1320	1623.6	
121	Vincha	0.27		0.075	8	0.42	2640	1108.8	
122	L	5.2	0.8		14	6	88	528	
123	I	4.6			14	4.6	88	404.8	
Total								Peso (Kg)	2567.059

Densidad Lineal	Kg/m
Ø 8	0.3945
Ø 10	0.6165
Ø 12	0.8877
Ø 14	1.21
Ø 18	1.9939

Mc	Losa		Longitudes		Gancho Estribo (Mts)	Ø (mm)	Longitud (Mts)	#	Longitud Total (Mts)	Peso (Kg)/Por Piso
	Tipo	a (Mts)	b (Mts)							
200	c	2	0		12	2.3	144	331.2		
201	c	2.8	0.15		12	3.1	64	198.4	470.12592	

Zapatas	Ejes 1 o 3	Longitudes		Gancho Estribo (Mts)	Ø (mm)	Longitud (Mts)	#	Longitud Total (Mts)
		a (Mts)	b (Mts)					
126	I	1.4			14	1.4	22	30.8
109	I	2.2			14	2.2	13	28.6
124	I	9			14	9	4	36
125	I	5.35			14	5.35	4	21.4
132	O	0.23	0.38	0.075	10	1.37	121	165.77
128	C	2	0.18		14	2.36	14	33.04
127	C	1.63	0.18		14	1.99	16	31.84
Malla de retracción	Malla Ø10/15cm	-			10	219.54	1	219.54

Zapatas	Ejes 2	Longitudes		Gancho Estribo (Mts)	Ø (mm)	Longitud (Mts)	#	Longitud Total (Mts)
		a (Mts)	b (Mts)					
126	I	1.4			14	1.4	8	11.2
109	I	2.2			14	2.2	4	8.8
132	O	0.23	0.38	0.075	10	1.37	149	204.13
202	I	7			18	7	8	56
203	I	4.5			18	4.5	4	18
204	I	2.2			18	2.2	16	35.2
Malla de retracción	Malla Ø10/15cm	-			10	337.56	1	337.56

Resumen Zapata Eje 1 o 3			Peso (Kg)	Peso (Ton)
Longitud total de Ø 10	385.31	Mts	237.543615	0.238
Longitud total de Ø 14	181.68	Mts	219.8328	0.220
Total			457.376415	0.457

Resumen Zapata Eje 2			Peso (Kg)	Peso (Ton)
Longitud total de Ø 10	541.69	Mts	333.95	0.33
Longitud total de Ø 14	20.00	Mts	24.20	0.02
Longitud total de Ø 18	109.20	Mts	217.73	0.22
Total			575.885765	0.576

BIBLIOGRAFÍA

American Society of Civil Engineers. 2010. *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Estados Unidos.

American Concrete Institute (ACI). 2014. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Farmington Hills, Estados Unidos: ACI.

American Institute of Steel Construction. 2005. *Steel Construction Manual*. Chicago, Estados Unidos.

Budhu, M. 2000. *Soil mechanics and foundations*. Arizona, Estados Unidos: John Wiley & Sons Inc.

Computers and Structures, Inc. 2015. *Shear Wall design Manual*. New York, Estados Unidos.

Computers and Structures, Inc.. 2014. *Guía para el uso de SAFE*. New York, Estados Unidos.

Computers and Structures, Inc. 2016. *Guía para el uso de ETABS*. New York, Estados Unidos.

Das, B. 2012. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. California, Estados Unidos: International Tomson.

FINE. 2017. Ayuda en línea. República Checa: *Presiones de tierras*. Recuperado de <http://www.finesoftware.es>.

FINE. 2017. *Guía del usuario GEO5*. Praga, República Checa.

Geotechdata. 2013. Geotechdata Info. Estados Unidos: *Soil friction angle*. Recuperado de <http://www.geotechdata.info>.

Geotechnical Info. 2012. Geotechnical Info. Estados Unidos: *Unit weight of soil*. Recuperado de <http://www.geotechnicalinfo.com>.

Roger, D. 2004. *Correlations between soil plasticity and strength parameters*. Missouri, Estados Unidos: Missouri University of Science & Technology.

Gere, J. 2002. *Mechanics of materials*. New York, Estados Unidos.

IESS. (2009). *Señales y símbolos de seguridad 439*. Seguro General de Riesgos del trabajo. Quito, Ecuador: Instituto Ecuatoriano de Normalización.

MIDUVI. 2015. *Guía de hormigón armado NEC*. Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. *Norma ecuatoriana de la construcción(Cargas no sísmicas)*. Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. *Norma ecuatoriana de la construcción(Peligro Sísmico – Diseño Sismo resistente)*. Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. *Norma ecuatoriana de la construcción(Estructuras de hormigón armado)*. Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. *Norma ecuatoriana de la construcción(Geotécnica y Cimentaciones)*. Quito, Ecuador.

Wight, J. 2009. *Reinforced concrete: mechanics and design*. Minnesota, Estados Unidos: MacGregor.