



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“DISEÑO DE UNA RESIDENCIA UNIVERSITARIA DE ESTRUCTURA METÁLICA DE 6 NIVELES, EN EL CAMPUS GUSTAVO GALINDO DE LA ESPOL”

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

CHRISTIAN STEPHEN CRUZ ROSADO

GUAYAQUIL-ECUADOR

2017

DEDICATORIA

Al amor de mi vida, mi madre Annabelle Rosado. A mis seres amados, que se adelantaron en este viaje que llamamos vida, Vicente Cruz, Joryana Rosado y Auria Guerrero, con amor, nos veremos al otro lado del velo. A Ramón Vera, Juan Corozo y Bella Flores, quienes en vida fueron excelentes amigos. A Leonidas Cruz, fuente de motivación y amor. A todas aquellas personas que me abrieron la puerta de su casa y acogieron como a uno más de su familia.

Christian Stephen Cruz Rosado.

AGRADECIMIENTOS

A la mujer que ha sido todo en mi vida, Annabelle Rosado. A mi tía Marisol Rosado, por su apoyo incondicional. A la ESPOL y a todos mis profesores, en especial a Miguel Chávez, Federico Torres, Carmen Terreros, Borys Álvarez, Xavier Cabezas, Gaudencio Zurita, David Matamoros, Mijail Arias, Andrés Acosta, Luis Villavicencio y Julio García, profesionales que con sus consejos, lograron dar ese estímulo para seguir adelante. A mis amigos, gracias totales.

Christian Stephen Cruz Rosado.

TRIBUNAL DEL PROYECTO

**Ph.D. Hugo Egüez Álava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**M.SC. Andrés Acosta Vera
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

**Ph.D. Miguel Chávez Moncayo
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto 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)

Christian Stephen Cruz Rosado.

RESUMEN

Dentro del territorio ecuatoriano, Guayaquil está catalogada como una ciudad con alto riesgo sísmico. Con la finalidad de utilizar un área que aún no ha sido aprovechada en el Campus Politécnico, y brindar una edificación segura y funcional, en la cual se puedan albergar estudiantes politécnicos, se propone el diseño de la residencia politécnica de seis niveles con capacidad sismo resistente. La edificación construiría sobre roca, por lo que no existirían problemas de asentamientos, ni del peso que transmita la estructura a la cimentación.

Se evaluaron tres alternativas de diseño, alternando el sistema estructural. Se analizó la viabilidad del diseño de la residencia, empleando pórticos de acero resistentes a momento y pórticos de acero arriostrados concéntricamente. Además se incorporó el uso de elementos compuestos, como lo son las columnas metálicas rellenas de hormigón.

Ejecutado una comparación técnico – económico, se eligió el diseño de la residencia, usando pórticos de acero resistente a momentos con columnas

compuestas. Se realizó el diseño definitivo de la estructura, teniendo presente aspectos constructivos y la fabricación en serie de los elementos estructurales. Además se realizó el diseño de la cimentación, cual alternativa fue utilizar cimentación superficial – zapatas aisladas, por las ventajas que presenta el sitio de construcción.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
TRIBUNAL DEL PROYECTO	IV
DECLARACIÓN EXPRESA	V
RESUMEN.....	VI
ÍNDICE GENERAL.....	VIII
ABREVIATURAS	XIII
SIMBOLOGÍA	XV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXVI
CAPÍTULO 1.....	32
INTRODUCCIÓN.....	32
1.1 Antecedentes	33
1.2 Descripción del problema.....	34
1.3 Objetivos	37
1.3.1 Objetivo General.....	37
1.3.2 Objetivos Específicos	37
1.4 Justificación	38
CAPÍTULO 2.....	40

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO.....	40
2.1 Ubicación General.....	41
2.2 Infraestructura existente.....	45
2.3 Estudios preliminares.....	46
2.3.1 Estudio topográfico.....	47
2.3.2 Caracterización geológica	48
2.4 Aspecto Poblacional.....	50
2.4.1 Actividades económicas	50
CAPÍTULO 3.....	52
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS	52
3.1 Descripción de la residencia politécnica	53
3.2 Alternativas de pre diseño.....	55
3.3 Definición de cargas.....	56
3.3.1 Cargas gravitacionales	56
3.3.2 Combinaciones de carga utilizadas en el pre dimensionamiento de las alternativas.....	57
3.3.3 Características y materiales utilizados en el pre dimensionamiento de las alternativas.....	58
3.4 Pre dimensionamiento de los elementos estructurales a utilizar en cada alternativa	59
3.4.1 Pre dimensionamiento de las vigas secundarias.....	59
3.4.2 Pre dimensionamiento de las vigas principales	75

3.4.3	Pre dimensionamiento de las columnas para las estructuras....	83
3.4.4	Análisis de los perfiles pre dimensionados para las columnas simples & compuestas	94
CAPÍTULO 4.....		100
ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA		100
4.1	Análisis comparativo y selección de la alternativa	100
4.2	Parámetros de comparación	100
4.2.1	Costo aproximado y peso por metro según la alternativa.....	100
4.2.2	Disponibilidad del material y facilidad de construcción	102
4.3	Alternativa seleccionada para pre diseño	104
CAPÍTULO 5.....		105
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....		105
5.1	Filosofía de diseño sismo resistente	106
5.2	Requerimientos mínimos de diseño	106
5.3	Evaluación del peligro sísmico	107
5.4	Caracterización del peligro sísmico y factor de zona sísmica Z.	108
5.5	Tipo de suelo para el diseño sísmico.	110
5.6	Coeficientes Fa, Fd & Fs según el tipo de suelo	112
5.7	Relación de amplificación espectral, η	113
5.8	Elaboración del espectro de respuesta elástica de diseño	114
5.9	Periodo fundamental de la estructura, T	115
5.9.1	Método 1.....	115

5.9.2	Método 2.....	116
5.10	Coeficiente de respuesta sísmica, C_s	117
5.11	Factor de importancia, I	118
5.12	Factor de reducción de respuesta sísmica, R	119
5.13	Coeficientes de configuración en planta y elevación, ϕ_p & ϕ_e ..	120
5.14	Elaboración del espectro inelástico.....	120
5.15	Contraste entre espectros de respuesta sísmica	121
5.16	Peso sísmico de la estructura, W	122
5.17	Cortante basal de diseño, V	123
5.18	Cargas sísmicas por análisis estático	123
5.19	Pre diseño de las vigas en el sentido de las Y	124
5.19.1	Selección del perfil a partir del módulo plástico.....	125
5.19.2	Verificación de perfil sísmicamente compacto, momento probable y resistencia al cortante	129
5.20	Verificación del pre dimensionamiento en las vigas en el sentido de las X	131
5.20.1	Pre diseño de las vigas en el sentido de las X	134
5.20.2	Verificación de perfil sísmicamente compacto, momento probable, longitud plástica y resistencia al cortante	135

5.21	Verificación del pre dimensionamiento de las columnas compuestas	137
5.22	Análisis de la estructura en el software ETABS	139
5.22	Pre diseño de la losa colaborante	146
CAPÍTULO 6.....		148
PRE DISEÑO DE LA SUB ESTRUCTURA		148
6.1	Diseño de la cimentación	148
6.2	Criterio de diseño	149
6.2.1	Análisis de falla por corte.....	149
6.2.2	Análisis de falla por flexión	151
6.3	Placa de conexión con la cimentación	153
6.4	Resultados del diseño de la cimentación	156
6.5	Inversión aproximada de la residencia.....	157
CAPÍTULO 7.....		159
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		159
CONCLUSIONES.....		160
RECOMENDACIONES		163

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standards Institute
ASTM	American Society of Testing Materials
CFVD	Columna Fuerte Viga Débil
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
GAD	Gobierno Autónomo Descentralizado
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censo
LTB	Lateral Torsional Buckling
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PAC	Pórtico de Acero arriostrados Concéntricamente
PARCON	Parque del Conocimiento
PARM	Pórtico de Acero Resistente a Momentos

PCRM	Pórtico de Concreto Resistente a Momentos
SGR	Secretaría de Gestión de Riesgos
UTM	Universal Transverse Mercator

SIMBOLOGÍA

α	Factor de ajuste para ASD/LRFD a nivel de fuerzas
ϕ_b	Factor de resistencia por flexión
λ_{ps}	Parámetro para elementos sísmicamente compactos
λ	Parámetro de esbeltez
η	Relación de amplificación espectral
ϕ_p	Coefficiente de configuración en planta
ϕ_e	Coefficiente de configuración en elevación
A	Área
a	Distancia libre entre atiesadores transversales
A _g	Área gruesa
alfa	Factor exponencial según el tipo de estructura
A _s	Área del acero

Aw	Área del alma de la viga
b	Ancho para una columna cuadrada
bf	Ancho del ala
c	Constante torsional de una determinada Sección HSS
Cb	Factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes
CL	Carga viva
CM	Carga muerta
Cs	Coeficiente de respuesta sísmica
Ct	Coeficiente según el tipo de estructura
Cv	Coeficiente de corte del alma
D	Carga muerta
D/C	Relación demanda capacidad
E	Carga sísmica
E	Módulo de elasticidad del acero

e	Espesor
E_m	Módulo de elasticidad modificado
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto
F_{cr}	Tensión crítica
F_d	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca
F_e	Tensión elástico por pandeo
F_{m_y}	Módulo de fluencia modificado
F_s	Comportamiento no lineal de los suelos
F_u	Esfuerzo último del acero
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
F_{yc}	Esfuerzo de fluencia del acero de la columna
h	Altura
h_n	Altura de la estructura
h_o	Altura efectiva de la columna

ho	Distancia entre los centroides de las alas
I	Factor de importancia
Ix	Inercia en el eje de las X
Iy	Inercia en el eje de las Y
J	Constante torsional
K	Longitud efectiva
kg	Kilogramo
Kv	Coeficiente de pandeo de la plancha de alma
L	Carga viva
l	Luz de la viga
L1, L2, L3, L4	Medidas de las luces según los tramos
Lb	Distancia entre arriostramientos
Lp	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia
Lr	Carga viva de techo

L_r	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo - torsional inelástico
L_t	Longitud transversal de las vigas
L_v	Distancia entre el máximo corte y donde este es cero
m	Metros
$M'e$	Momento efectivo ocasionado por el sismo
M_a, M_b, M_c	Momento en tramos de la viga
M_e	Momento ocasionado por el sismo
$M_{máx}$	Momento máximo
M_n	Momento nominal
M_p	Momento plástico
M_{pc}	Momento probable de la columna
M_{pv}	Momento probable de la viga
M_u	Momento último
P_i	Carga puntual

Pn	Resistencia compresión nominal
PPM2	Peso por metro cuadrado
q	Carga puntual
R	Carga de lluvia
r	Radio de giro
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
rts	Radio de giro efectivo
rx	Radio de giro en el sentido de las X
ry	Radio de giro en el sentido de las Y
Ry	Factor de fluencia probable
S	Carga de nieve
S	Ancho tributario
Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
Sx	Módulo elástico de la sección en el sentido de las X
Sy	Módulo elástico de la sección en el sentido de las Y
t	Tonelada

T	Periodo fundamental de la estructura
Tc	Resistencia torsional disponible
tf	Espesor del ala de una viga
tw	Espesor del alma
Vn	Cortante nominal
VS	Vigas sísmicas
VT1	Vigas trabe externas
VT2	Vigas trabes internas
Vu	Cortante último
VX	Vigas en el sentido de las X
VY	Vigas en el sentido de las Y
W	Carga de viento
W	Peso sísmico de la estructura
Wporviga	Peso repartido por viga
Wpp	Peso propio
Wtotal	Peso total que reciben las vigas

Z	Factor de zona sísmica
Zreq	Módulo plástico requerido
Zx	Módulo plástico de la sección en el sentido de las X
Zy	Módulo plástico de la sección en el sentido de las Y

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1	Principales placas tectónicas del planeta.....	35
Figura 2. 1	Mapa geográfico de la ciudad Guayaquil.....	42
Figura 2. 2	Ubicación donde se construiría el hotel.	43
Figura 2. 3	Área disponible para la elaboración del proyecto.	43
Figura 2. 4	Vista aérea del sitio proyectado para la residencia politécnica. .	44
Figura 2. 5	Construcciones aledañas al lugar del proyecto.....	46
Figura 2. 6	Topografía del terreno donde se realizará el proyecto.....	47
Figura 2. 7	Formación Chongón - Cayo.	49
Figura 3. 1	Vista frontal de la residencia politécnica.	53
Figura 3. 2	Vista lateral de la residencia politécnica.	54
Figura 3. 3	Vista en planta de la residencia politécnica.	54
Figura 3. 4	Límites de ancho espesor para el ala y alma.....	61
Figura 3. 5	Verificación de los estados límite según el perfil.....	66
Figura 3. 6	Momento nominal vs longitud de arriostamiento.....	70
Figura 3. 7	Relación ancho-espesor para alas sísmicamente compactas. ..	79
Figura 3. 8	Relación ancho-espesor para alma sísmicamente compacta. ...	80
Figura 3. 9	Límites a evaluar del pre dimensionamiento de las columnas ...	87
Figura 3. 10	Valores de K dependiendo de las condiciones de diseño.	88

Figura 3. 11 Relación ancho-espesor columnas simples sismicamente compactas.....	90
Figura 3. 12 Relación ancho-espesor columnas compuestas y sismicamente compactas.....	91
Figura 3. 13 Pu vs L, para C1 de las columnas simples.	95
Figura 3. 14 Pu vs L, para C2 de las columnas simples.	96
Figura 3. 15 Pu vs L, para CC1 de las columnas compuestas.....	98
Figura 3. 16 Pu vs L, para CC2 de las columnas compuestas.....	98
Figura 4. 1 Locales distribuidores de acero en la ciudad Guayaquil.	103
Figura 5. 1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	108
Figura 5. 2 Factor Z de diferentes ciudades del Ecuador.....	109
Figura 5. 3 Espectro elástico de respuesta	114
Figura 5. 4 Respuesta inelástica de la estructura	121
Figura 5. 5 Espectros de respuesta elástica (Sa) e inelástica (Cs).....	122
Figura 5. 6 Vigas continuas de dos vanos iguales.	136
Figura 5. 7 Análisis Modal 1, con periodo T = 1,433	140
Figura 5. 8 Análisis Modal 2, con periodo T = 1,369	140
Figura 5. 9 Análisis Modal 1, con periodo T = 1.019	141
Figura 5. 10 Análisis Modal 2, con periodo T = 0.864	142
Figura 5. 11 Cortante basal provocado por SX.	144
Figura 5. 12 Cortante basal provocado por SY	144
Figura 6. 1 Bloques de corte en dos direcciones, de una zapata aislada. .	150

Figura 6. 2 Análisis de esfuerzos actuantes.....	154
---	-----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Características geológicas del sitio	49
Tabla II. Principales negocios en Guayaquil, 87.206 establecimientos que se dedican a diversas actividades económicas.	51
Tabla III. Estimación de gravitacionales actuantes.....	56
Tabla IV. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia	57
Tabla V. Combinaciones de carga por resistencia última utilizadas para el pre dimensionamiento.....	58
Tabla VI. Propiedades del acero ASTM A36	59
Tabla VII. Verificación de la relación ancho – espesor, vigas secundarias. .	63
Tabla VIII. Características de la viga secundaria pre dimensionada	64
Tabla IX. Valor de L_r para nuestra Viga I Cruz pre diseñada	68
Tabla X. Límites L_r , L_p & L_b	68
Tabla XI. Verificación del momento nominal	70
Tabla XII. Momento último.....	72
Tabla XIII. Relación demanda - capacidad.....	73
Tabla XIV. Verificación de resistencia a corte	75
Tabla XV. Perfiles pre dimensionados para las vigas trabe	78
Tabla XVI. Características de las vigas principales pre diseñadas.....	78

Tabla XVII. Momentos, relación demanda - capacidad y chequeo de la longitud plástica	78
Tabla XVIII. Verificación de compacidad sísmica en los perfiles	81
Tabla XIX. Peso por metro cuadrado de las vigas.....	82
Tabla XX. Valores para los factores de fluencia y tensión probables para planchas de acero.....	86
Tabla XXI. Momento plástico probable que transmiten las Vigas I Cruz a la columnas	86
Tabla XXII. Características de los perfiles seleccionados para las columnas simples.....	94
Tabla XXIII. Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas simples	94
Tabla XXIV. P_u , P_n , D/C, CFVD & kL/r para las columnas simples pre diseñadas	95
Tabla XXV. Características de los perfiles seleccionados para las columnas compuestas.....	96
Tabla XXVI. Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas compuestas	97
Tabla XXVII. P_u , P_n , D/C, CFVD & kL/r para las columnas compuestas pre diseñadas	97
Tabla XXVIII. Verificación de los parámetros de diseño para columnas compuestas.....	97

Tabla XXIX. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico en Acero Resistente a Momento.....	101
Tabla XXX. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico en Acero Resistente a Momento con columnas compuestas	101
Tabla XXXI. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico arriostrado concéntricamente.....	102
Tabla XXXII. Contraste entre alternativas	102
Tabla XXXIII. Factor Z para la ciudad Guayaquil.....	110
Tabla XXXIV. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.....	111
Tabla XXXV. Factor de sitio Fa según el tipo de suelo.....	112
Tabla XXXVI. Factores de sitio Fd según el tipo de suelo.....	113
Tabla XXXVII. Factores de sitio Fs según el tipo de suelo.	113
Tabla XXXVIII. Resumen de los parámetros para elaborar el espectro de respuesta elástica.....	114
Tabla XXXIX. Valores Ct y α según el tipo de estructura.....	115
Tabla XL. Periodo fundamental de la estructura (PARM), en el sentido X & Y.	116
Tabla XLI. Aceleración espectral (Sa) para cada periodo fundamental en X & Y	116
Tabla XLII. Coeficiente de importancia según el tipo de edificación.....	119
Tabla XLIII. Parámetros para el cálculo del coeficiente Cs.	121
Tabla XLIV. Coeficientes Sa & Cs según el periodo de la estructura.....	121

Tabla XLV. Peso sísmico de la estructura.....	122
Tabla XLVI. Cortante basal en dirección X & Y.....	123
Tabla XLVII. Valores de k según el período T.....	124
Tabla XLVIII. Distribución de la fuerza sísmica para los pórticos X & Y.....	124
Tabla XLIX. Altura mínima de las vigas por pre diseñar.....	125
Tabla L. Fuerzas cortantes en cada tramo Y, provocadas por el sismo de diseño.....	126
Tabla LI. Máximos momentos de sismo según el nivel del piso, en el sentido de las Y.....	127
Tabla LII. Momento último y módulo plástico para el diseño de las vigas externas en el sentido de las Y.....	127
Tabla LIII. Momento último y módulo plástico para el diseño de las vigas internas en el sentido de las Y.....	128
Tabla LIV. Perfiles según el módulo plástico.....	128
Tabla LV. Propiedades de los perfiles hallados en el sentido de las Y, a partir del módulo plástico.....	129
Tabla LVI. Verificación de perfil sísmicamente compacto.....	129
Tabla LVII. Momento probable de las vigas VS.....	130
Tabla LVIII. Cortante producido por las cargas viva y muerta en las vigas VS	130
Tabla LIX. Resistencia al cortante.....	131

Tabla LX. Momento último de las Vigas I Cruz previamente dimensionadas	131
Tabla LXI. Fuerzas cortantes en cada tramo del sentido de las X, provocadas por el sismo de diseño.	132
Tabla LXII. Mayor momento producido por sismo para cada piso.....	133
Tabla LXIII. Momento de diseño para las vigas VT1 & VT2, en el sentido de las X.....	134
Tabla LXIV. Pre diseño del perfil VT1	134
Tabla LXV. Propiedades del perfil VT1	135
Tabla LXVI. Verificación de perfil sísmicamente compacto.....	135
Tabla LXVII. Momento probable & longitud plástica de las vigas VT1	135
Tabla LXVIII. Cortante por carga viga y carga muerta atuando en las vigas.	136
Tabla LXIX. Resistencia al cortante, vigas en el sentido de las X.....	137
Tabla LXX. Resumen del momento probable hacia la columna, de las vigas diseñadas.	137
Tabla LXXI. Propiedades de las columnas re dimensionadas	138
Tabla LXXII. Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas re dimensionadas	138
Tabla LXXIII. Pu, Pn, D/C, CFVD & kL/r para las columnas compuestas re dimensionadas.....	139

Tabla LXXIV. Verificación de los parámetros de diseño para columnas compuestas pre diseñadas	139
Tabla LXXV. Dimensiones para otorgar mayor rigidez a la estructura	141
Tabla LXXVI. Modal Participating Mass Ratios	143
Tabla LXXVII. Centers of mass rigidity	143
Tabla LXXVIII. T(x,y) vs T(etabs)	144
Tabla LXXIX. Cortante basal estático Vs cortante basal dinámico.....	145
Tabla LXXX. Índice de estabilidad provocado por SX.....	145
Tabla LXXXI. Índice de estabilidad provocado por SY	145
Tabla LXXXII. Parámetros de la losa colaborante.....	147
Tabla LXXXIII. Esfuerzos transmitidos a la cimentación	148
Tabla LXXXIV. Información del diseño de las zapatas internas	156
Tabla LXXXV. Información del diseño de las zapatas perimetrales	157
Tabla LXXXVI. Inversión aproximada total de la residencia	158

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Según las estadísticas de ingreso realizadas por el Bienestar Estudiantil de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, en los últimos diez años ha habido un promedio de 6258 estudiantes aspirantes por un cupo para poder realizar sus estudios universitarios en dicha institución. De los cuales sólo el 25% logra ingresar, lo que quiere decir que cada semestre ingresaría unos 1252 estudiantes a las distintas carreras tecnológicas y de ingeniería que ofrece la universidad.

El 68% de aquellos estudiantes, pertenecen a la ciudad Guayaquil, mientras que el 32% restante, provienen de otras provincias o cantones del Guayas. Ese 32% representaría un total de 401 jóvenes que se establecerían en Guayaquil por sus estudios, contabilizando únicamente los estudiantes que ingresan a la Escuela Superior Politécnica del Litoral cada semestre. Estudiantes que por lo general no tienen un familiar en la ciudad Guayaquil, ni mucho menos poseen una vivienda en la cual puedan habitar durante el periodo de estudio.

Alquilar una casa o departamento en muchos casos resulta difícil por los altos precios arrendatarios, además se tiene que planificar la ubicación del futuro establecimiento, puesto que el Campus Gustavo Galindo queda en un lugar muy apartado de la ciudad.

Por lo tanto, el presente proyecto abarcará el pre diseño estructural de un edificio de 6 niveles, cuya finalidad sería la de hospedar a los estudiantes politécnicos, que no tengan la posibilidad de arrendar un departamento o no tengan familiares en la ciudad Guayaquil, donde puedan habitar por el tiempo de sus estudios.

1.2 Descripción del problema

Ecuador se está ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, por encima de las placas tectónicas Sudamericana y Nazca, como observamos en la Figura 1.1, esto lo vuelve un país propenso a sismos. Al ser estas placas contiguas entre si, originan el fenómeno de subducción, que no es nada mas que el hundimiento de la placa oceánica en relación a la placa litosférica, es decir, el hundimiento de una placa sobre la otra. Este movimiento ocasiona una liberación de energía, la misma que se transforma en movimientos telúricos, los cuales pueden ser imperceptibles hasta llegar trascendentales.

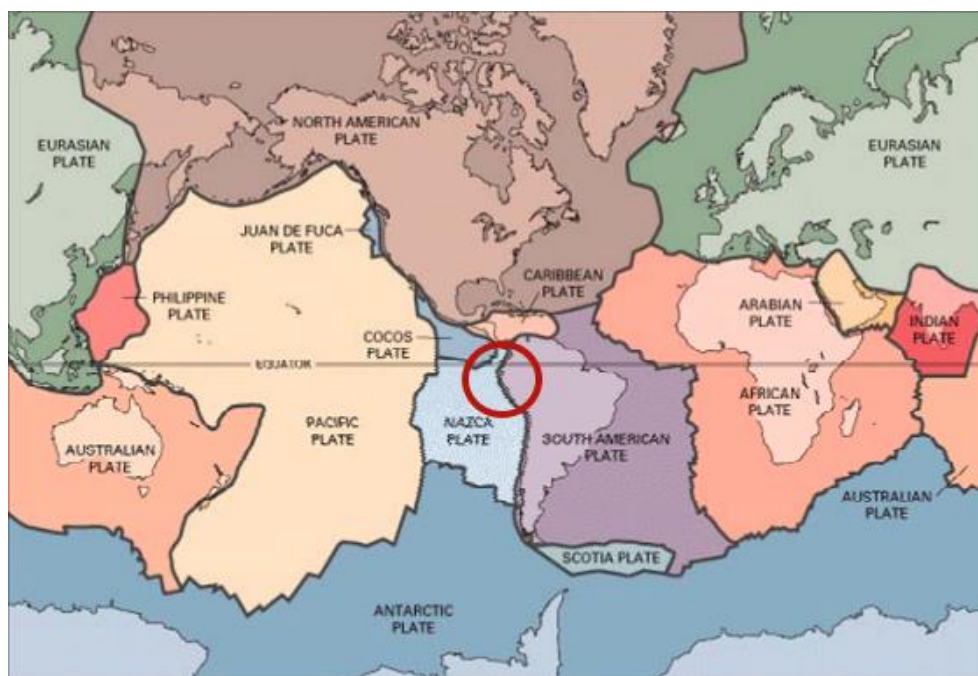


Figura 1. 1 Principales placas tectónicas del planeta.
Fuente: Análisis sísmico de edificios, 2008.

Ecuador ha sufrido de estos movimientos telúricos que, en la mayoría de casos no solo dejan pérdidas materiales, sino también humanas. El más representativo de los últimos años, ha sido el sismo ocurrido en la ciudad Pedernales. Sucedió el 16 de abril del 2016, dejó a más de 28.000 personas sin vivienda y más de 600 personas perdieron la vida, según la Secretaría de Gestión de Riesgos (SGR).

Tragedia que a su paso, no solo dejó pérdidas materiales y humanas como ya se ha mencionado, sino también dejó en evidencia todos los errores constructivos, los mismos que van desde la ausencia de un ingeniero a lo largo de un proyecto, hasta la selección de materiales no idóneos para la construcción.

Un diseño característico en Ecuador, es el sistema de pórticos de concreto resistente a momento (PCRM), aunque este no sea el único. Existe diversidad de sistemas estructurales que garantizan un mejor desempeño estructural, además de métodos para disipar la energía que un sismo transfiere a la edificación. Por lo general, cuando se elige el sistema estructural a utilizar, es el presupuesto total de construcción el factor que mayor peso tiene, debido que para realizar un sistema distinto, sería necesario una mayor inversión.

El método de pórticos de concreto resistente a momento (PCRM) se volvió característico, por la facilidad constructiva y por la agilidad que presta para obtener los materiales construcción, como lo son el cemento, agregado grueso, agregado fino, varillas corrugadas, agua y diferentes aditivos que pueden mejorar la mezcla y potenciar el desempeño.

Sin embargo, en los últimos años ha habido mayor aceptación en el país, el uso del acero estructural como material de construcción, no solo de galpones industriales sino también de puentes peatonales, puentes para el tránsito vehicular, viviendas y centros comerciales.

El acero posee algunas ventajas como material estructural, como lo son la alta resistencia, elasticidad, uniformidad, ductilidad, durabilidad, tenacidad y reparaciones estructurales. Todo esto se traduce en menor peso a la cimentación, mayores luces y resistencia ante altos esfuerzos.

Al ser elementos pre fabricados, agilitan el proceso de erigir la estructura, además de evitar errores que puedan presentarse en la fundición de un elemento, como es el caso del hormigón armado.

En el presente proyecto se realizará un análisis tanto estructural como económico, que cumpla con los parámetros dictaminados por Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015) y las Especificaciones ANSI/AISC 360 – 10 & 341 – 10 para construcciones de Acero, garantizando un óptimo desempeño sísmico y de servicio.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Desarrollar el pre diseño estructural de la residencia politécnica de 6 pisos ubicado en la ciudad Guayaquil, empleando como opciones de diseño tres sistemas estructurales; pórtico de acero resistente a momento (PARM), pórticos de acero resistente a momento con columnas compuestas (PARM – CC) y pórtico de acero arriostrados concéntricamente (PAC).

1.3.2 Objetivos Específicos

- Establecer 3 alternativas de diseño, precisando el sistema estructural, configuración en su forma y cargas a usarse en el pre diseño.

- Pre dimensionar estructuralmente y configurar las alternativas en el software ETABS.
- Realizar un análisis comparativo de las alternativas, teniendo en cuenta aspectos técnicos y económicos.
- Elegir una ubicación óptima cerca del Campus Gustavo Galindo para la construcción de la edificación y obtener los parámetros geotécnicos y topográficos del lugar.
- Ejecutar el diseño y análisis sísmico de la alternativa elegida, teniendo presente los aspectos, técnicos, ambientales y sociales sugeridos en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015).
- Pre diseñar la cimentación para la alternativa elegida.
- Determinar un precio estimado para llevar a cabo la obra.

1.4 Justificación

El propósito de este proyecto es brindar un establecimiento a los estudiantes politécnicos, que no tengan los recursos necesarios para arrendar una vivienda o departamento en la ciudad Guayaquil, mediante la construcción de un hotel, que pueda acoger una gran parte de aquellos estudiantes provenientes de otras provincias o cantones aledaños a la ciudad. La finalidad es proveer un lugar confortable, seguro y asequible para los estudiantes que vayan a establecerse en el edificio.

La ciudad Guayaquil está ubicada en una zona sísmica, cuya aceleración del suelo es caracterizada por ser muy alta. No obstante, el proyecto estaría consolidado en roca, que es uno de los mejores materiales sobre los que se pueda construir, debido a su mayor resistencia y mejor comportamiento frente a un sismo; sin embargo, el nivel de seguridad que otorgue el edificio, será uno de los factores primordiales al momento de pre diseñar la superestructura.

Debido a esto, se analizarán diferentes sistemas estructurales, de tal manera que mediante un análisis que involucre aspectos económicos, técnicos y nivel de desempeño de la estructura, se pueda llegar a la alternativa óptima para el diseño.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

2.1 Ubicación General

Geográficamente el área del proyecto está ubicada en la ciudad Guayaquil, ciudad que a su vez, es la capital de la provincia Guayas, Ecuador. La ciudad Guayaquil, pertenece a la costa ecuatoriana y se encuentra al suroeste de Quito, a una distancia de 437 km y al este de la ciudad Santa Elena, a una distancia de 126 km. Sus coordenadas Universal Transverse Mercator (UTM) son N8128385 y E1974155, pertenecientes a la zona 17S.

Guayaquil está rodeada por límites naturales, teniendo al norte el río Daule, al sur las islas formadas a partir del Estero Salado, al este el río Guayas y el río Daule, y por el oeste la cordillera Chongón-Colonche. Aunque la masa poblacional se concentre dentro de los límites ya mencionados, el Departamento de Ordenamiento Territorial del GAD de la ciudad Guayaquil, ha provisto de casas al lado de la cordillera Chongón-Colonche. En las Figuras 2.1, 2.2 y 2.3 se presenta la ubicación del proyecto en la ciudad Guayaquil.

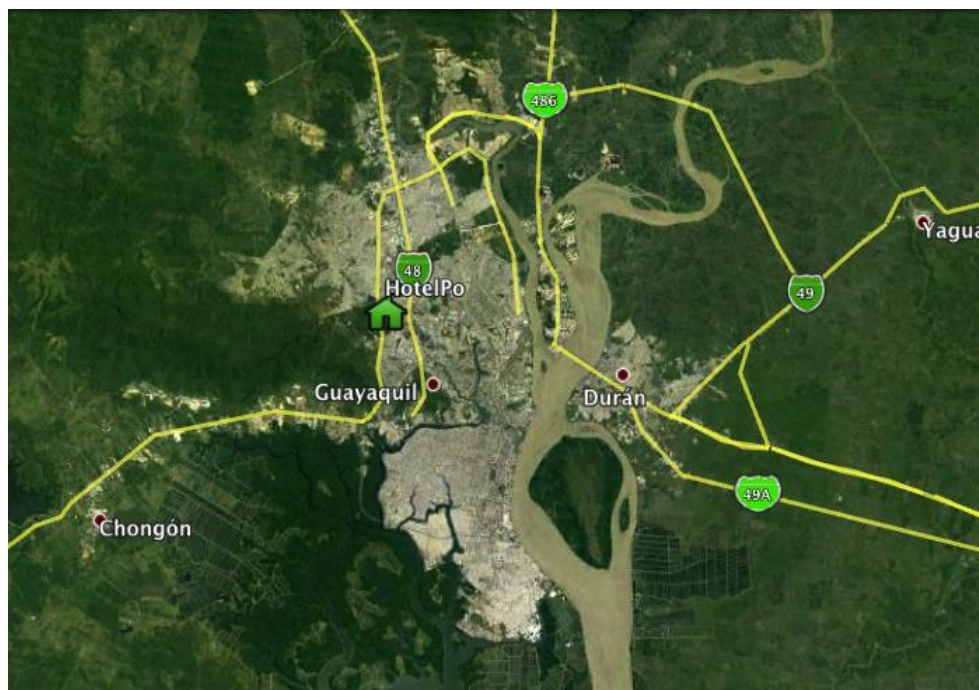


Figura 2. 1 Mapa geográfico de la ciudad Guayaquil.
Fuente: Google Maps, 2017.

El hotel se edificará en la ciudad Guayaquil, en la Vía 56 NO, colindante con Prosperina, Ceibos Norte y Lago PARCON. La Vía 56 NO es un intervalo de la Vía Perimetral E40.

El sector del proyecto dispone de 15.3 hectáreas para la edificación de la nueva infraestructura, sector que está al noroeste del centro de la ciudad Guayaquil.

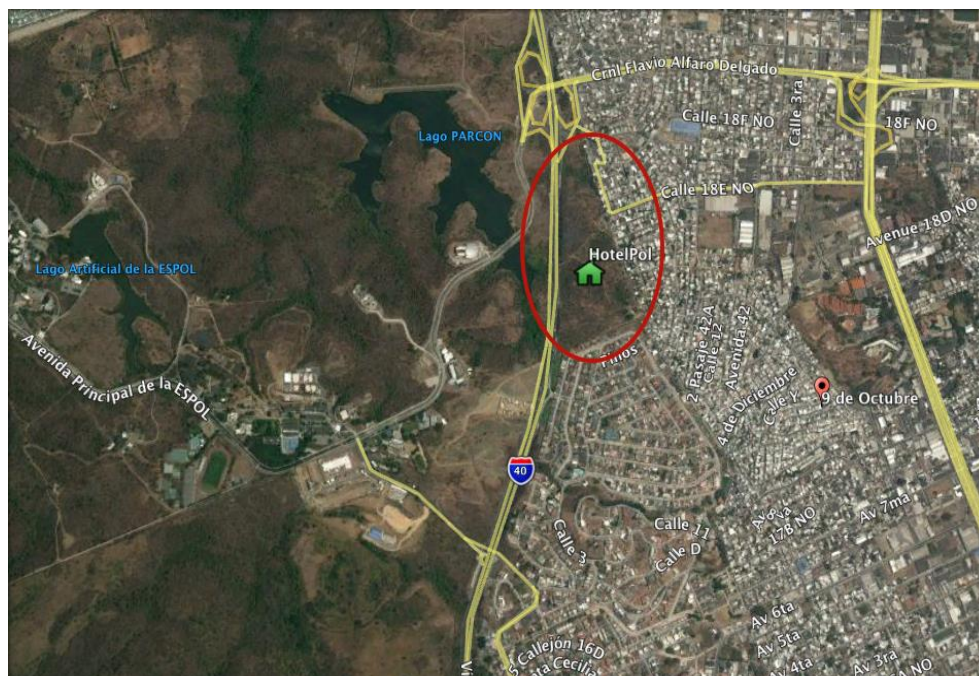


Figura 2. 2 Ubicación donde se construiría el hotel.
Fuente: Google Earth, 2017.

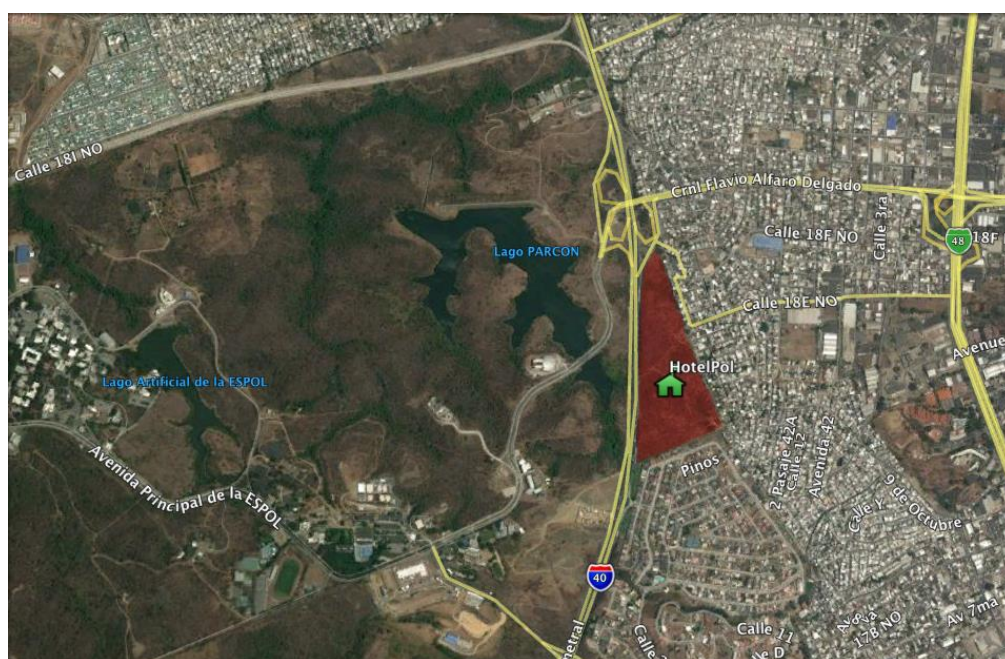


Figura 2. 3 Área disponible para la elaboración del proyecto.
Fuente: Google Earth, 2017.



Figura 2. 4 Vista aérea del sitio proyectado para la residencia politécnica.
Fuente: Cruz C., 2017.

2.2 Infraestructura existente

Guayaquil es una ciudad muy comercial, su conexión con el golfo y ser parada previa para visitar las playas de la costa ecuatoriana, la han vuelto un sitio turístico casi obligatorio. La ciudad Guayaquil posee la infraestructura imprescindible para alojar a los turistas, como por ejemplo las viviendas de un solo piso, hasta hoteles ejecutivos.

De igual forma hay restaurantes, bares, iglesias, cafeterías, centros de baile y demás lugares de recreación familiar, como por ejemplo el Malecón 2000. Además, la ciudad posee la infraestructura para la educación, como son las escuelas, colegios y universidades.

Hay que acotar que también existen edificaciones antiguas o de bajos recursos, que fueron construidas en base a la experiencia y no en base de algún concepto ingenieril; no obstante las construcciones modernas en las cuales ha estado a cargo un ingeniero, que se realizaron con el método estructural de pórticos de concreto resistente a momento (PCRM).

También pueden encontrarse construcciones mixtas, donde el primer piso es hormigón armado y el segundo lo terminan con perfiles metálicos. Los edificios de estructura metálica, en los últimos años han tomado fuerza, siendo estos utilizados como galpones comerciales o para

almacenar materiales, etcétera. En la Figura 2.5, podremos observar los establecimientos más importantes cercanos al proyecto.

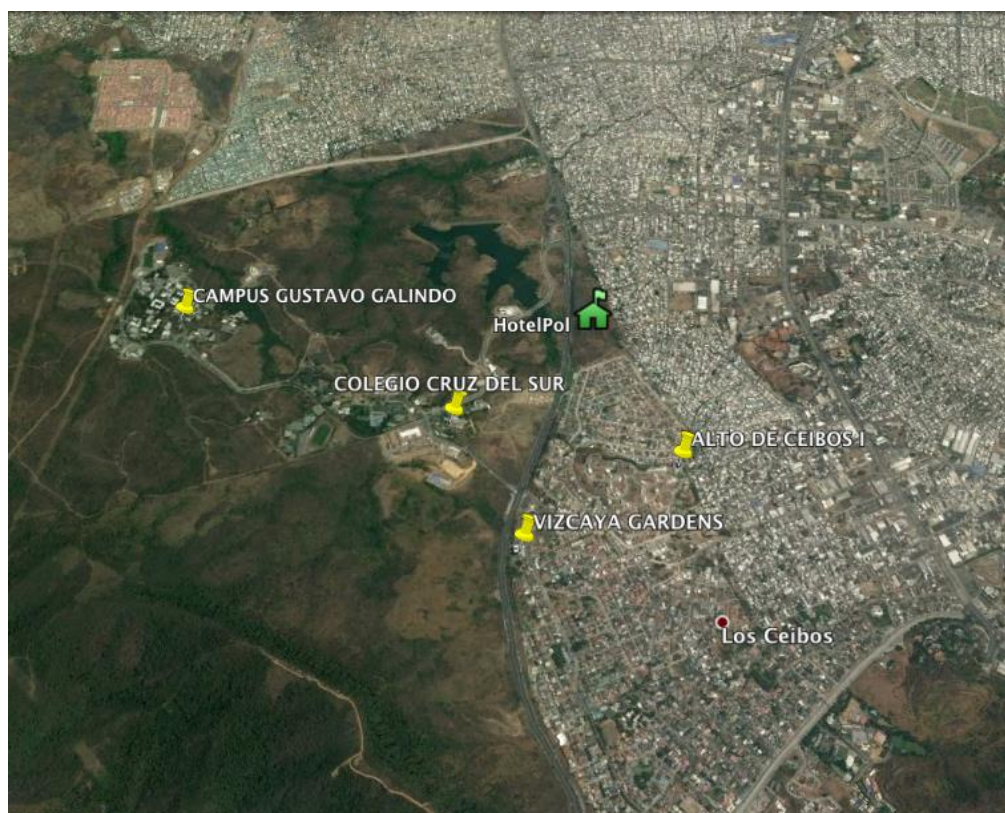


Figura 2. 5 Construcciones aledañas al lugar del proyecto.
Fuente: Google Earth, 2017.

2.3 Estudios preliminares

Para realizar el diseño estructural de la edificación, es necesario hacer estudios con anticipación, estos estudios son el topográfico y el geotécnico, mismos que influenciarán en el diagnóstico de las fuerzas sísmicas laterales, diseño de la cimentación y diseño del método estructural.

2.3.1 Estudio topográfico

La ciudad Guayaquil se encuentra prácticamente al nivel del mar, puesto que posee un brazo de mar como lo es el Estero Salado. El terreno del proyecto tiene un área extensa, con cotas que varían desde la 30 hasta la 83, sin embargo en el lugar exacto donde se propondrá la construcción del edificio, las cotas varían desde la 73 hasta la 75, para aprovechar la vista y la planicie que ofrecen dichas cotas. Ver Figura 2.6.

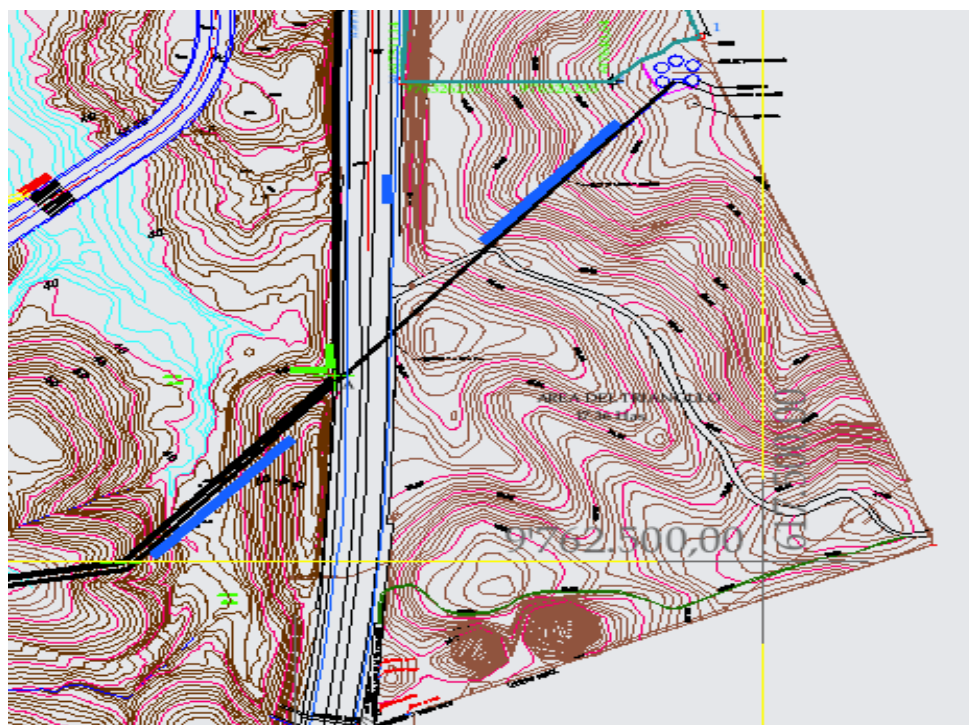


Figura 2. 6 Topografía del terreno donde se realizará el proyecto.
Fuente: Estudios y diseños PARCON – ESPOL, 2015.

El sitio donde se ha planificado el proyecto, no existiría problema en cuanto al peso que transmitiría la estructura como tal, puesto que

se cimentaría sobre roca. Y aún si la roca estuviese meteorizada, es más resistente que cualquier tipo de suelo. Esto quiere decir que no habría ningún tipo de problema en construir un edificio de 6 pisos. Las características de la roca son detallados en la siguiente sección.

Además, al ser un terreno donde no hay construcciones, tampoco habrían problemas con alguna modificación al terreno o de golpes entre estructuras, como se menciona en la NEC – 2015, que son parámetros a tener en cuenta.

2.3.2 Caracterización geológica

La cordillera Chongón – Colonche abarca el área del proyecto, cordillera que atraviesa el río Guayas y se prolonga hacia el Noroeste hasta Ayampe, Manabí. En dicha cordillera, predomina la formación Cayo y contempla tres miembros geológicos que son: Cayo SS, Cayo Calentura & Guayaquil Chert.

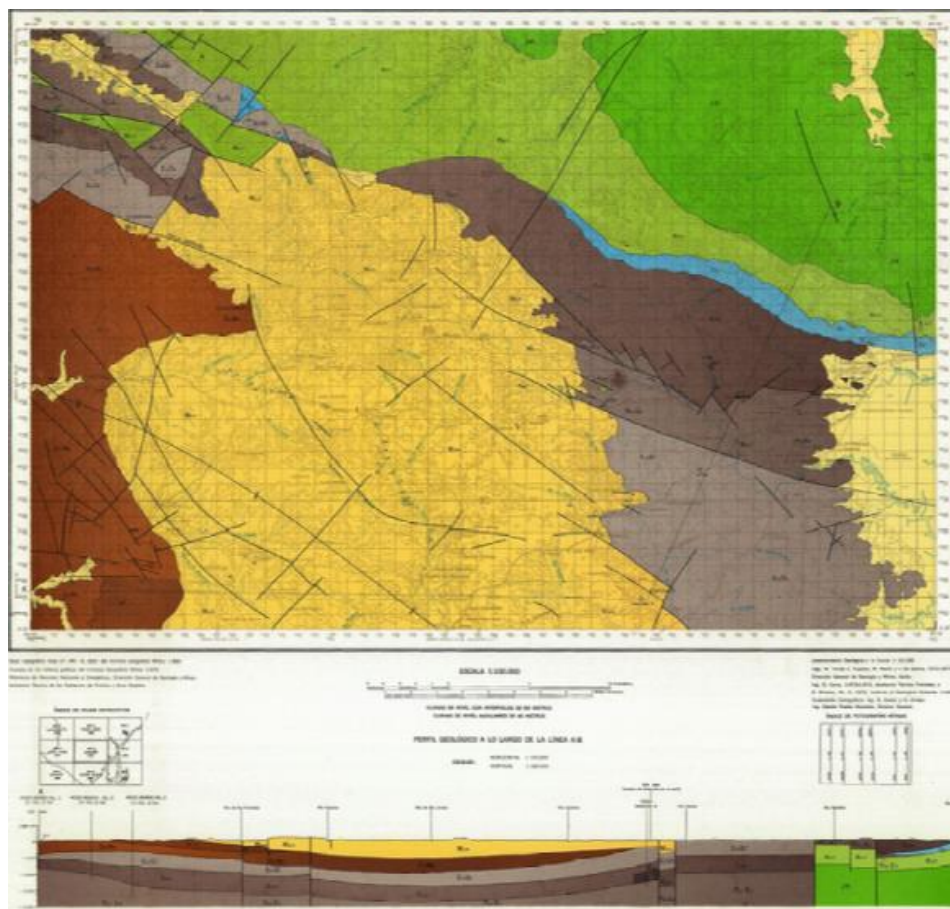


Figura 2. 7 Formación Chongón - Cayo.
Fuente: Geo investigación, 2010.

Tabla I. Características geológicas del sitio

Parámetros geotécnicos de la roca	
γ	2.02 ton/m ²
Resistencia a la compresión	> 10000 ton/m ²
Parámetros geotécnicos de los taludes	
ϕ	36°
C	110 ton/m ²

Fuente: Estudios y diseños PARCON – ESPOL, 2015.

2.4 Aspecto Poblacional

Guayaquil es la ciudad más poblada del país, Ecuador. Según el censo del 2010 realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC), la ciudad posee 2'278,691 habitantes.

2.4.1 Actividades económicas

El comercio formal e informal, la actividad portuaria y la industria, son actividades primordiales en la economía de la ciudad Guayaquil, ver Tabla II. En los cantones aledaños, se realizan otras actividades como la ganadería y la agricultura, enriqueciendo más el comercio de la ciudad Guayaquil.

La inversión de parte del sector privado ha sido tal, que según la Cámara de Industrias de Guayaquil, en la ciudad están establecidas 24 de las 50 compañías privadas no petroleras más grandes del país.

Aunque existan preferencias turísticas, Guayaquil ha invertido en los últimos años para repotenciar dicha actividad, en lugares como El Malecón 2000 y la rueda moscovita “La Perla”, Las Peñas, El Malecón del Salado, el Parque Lineal, Parque Samanes, Parque Acuático de la Av. Barcelona, etcétera. Agregando que se aprovecharía que es parada previa para visitar las playas de la provincia Santa Elena.

Tabla II. Principales negocios en Guayaquil, 87.206 establecimientos que se dedican a diversas actividades económicas.

Actividad	Número de establecimientos
Venta al por menor de alimentos, bebidas o tabaco, en comercios no especializados	14.848
Actividades de restaurantes y de servicio móvil de comidas	7.481
Venta al por menor de prendas de vestir, calzado y artículos de cuero en comercios especializados	3.673
Mantenimiento y reparación de vehículos automotores	3.250
Otras actividades de telecomunicaciones	2.816
Venta al por menor de alimentos, bebidas y tabaco en puestos de venta y mercados	2.794
Actividades de peluquería y otros tratamientos de belleza	2.555
Venta al por menor de farmacéuticos y medicinales, cosméticos y artículos de tocador en comercios especializados	2.408
Venta al por menor de alimentos en comercios especializados	2.055
Otras actividades de venta al por menor en comercios no especializados.	5.607

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, de acuerdo al Censo de Población y Vivienda de 2010.

CAPÍTULO 3

PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

3.1 Descripción de la residencia politécnica

El edificio residencial sugerido cuenta con seis niveles, tiene dimensiones de 24 metros de ancho y 32 metros de largo. El área en planta de la residencial es de 768 m² sin incluir alguna futura área recreativa o parqueadero. La altura de la edificación al nivel de la terraza es de 22.00 metros y la altura de cada entre piso es de 3.50 metros, teniendo la planta baja una altura de 4.50 metros.

El inmueble sería simétrico, lo cual avalaría un apropiado comportamiento ante un sismo. Se tiene programado realizar departamentos triples y de esta forma, albergar al menos 150 estudiantes. Además, se contaría con comedor y sala de estudio en la planta baja.

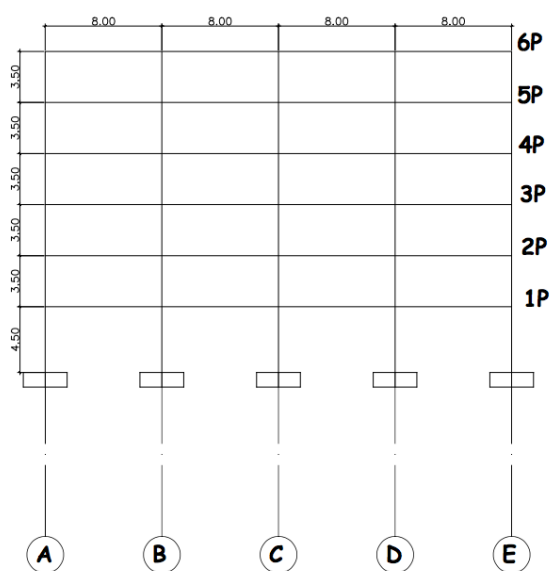


Figura 3. 1 Vista frontal de la residencia politécnica.
Fuente: Cruz C., 2017.

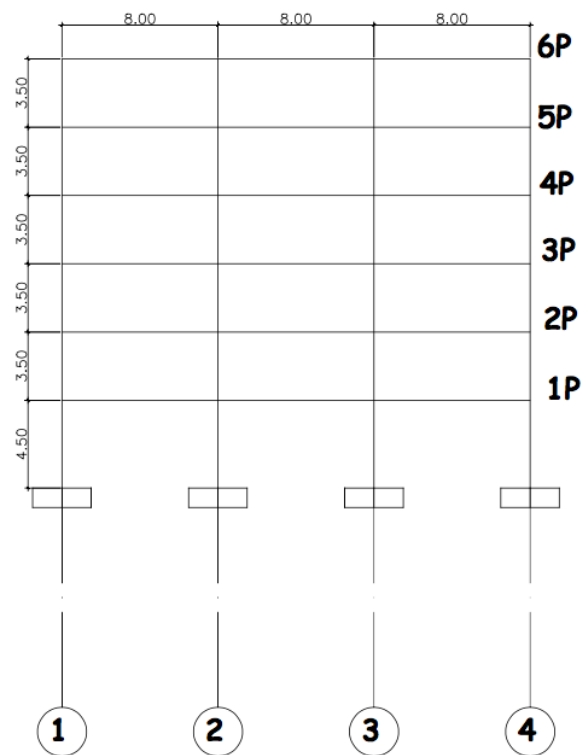


Figura 3. 2 Vista lateral de la residencia
Fuente: Cruz C., 2017.

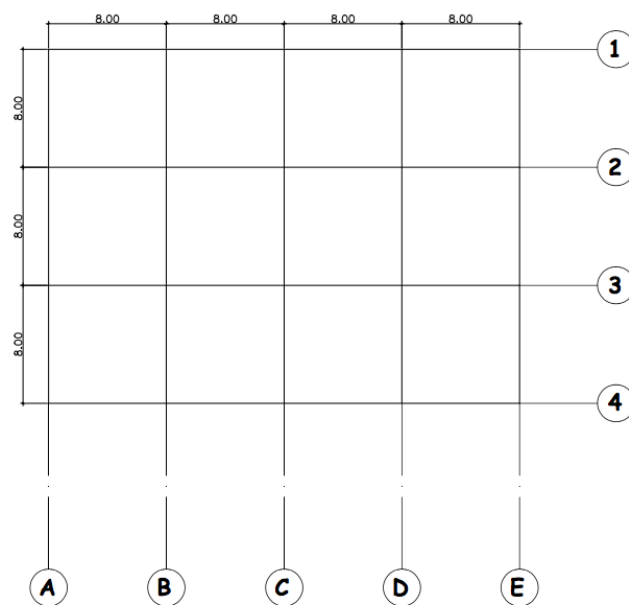


Figura 3. 3 Vista en planta de la residencia politécnica.
Fuente: Cruz R. Christian, 2017

3.2 Alternativas de pre diseño

Existen algunas alternativas al momento de pre diseñar en estructuras metálicas, como se detalla en el capítulo 3 de la Guía-3-ACERO de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). A pesar de aquello, se propuso pre diseñar la residencia politécnica, empleando una de las siguientes alternativas estructurales planteadas, éstos son:

- Pórticos de acero resistente a momento, (PARM).
- Pórticos de acero arriostrados concéntricamente, (PAC).
- Pórticos de acero resistente a momento con columnas compuestas, (PARM – CC).

Se efectuó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales para cada una de las opciones ya mencionadas. En base a cada pre dimensionamiento, se realizó una comparación técnica y económica, para de esta forma, optar la alternativa más conveniente.

Como parte del pre dimensionamiento, se establecieron las cargas gravitacionales actuantes en la estructura. La carga de un evento sísmico, será determinada sólo para la opción más conveniente del sistema estructural, de igual forma el pre diseño de la sub estructura y el pre diseño de la losa colaborante. La carga viva y la carga muerta sobrepuesta, fueron asumidas indistintamente del sistema estructural.

3.3 Definición de cargas

3.3.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales que intervienen en la estructura, son la carga muerta y la carga viva. La carga muerta obedece al peso propio de los componentes estructurales del sistema estructural. Por otro lado, la carga muerta sobreimpuesta está basada en el peso propio de los componentes no estructurales.

Tabla III. Estimación de gravitacionales actuantes

CARGA MUERTA SOBREIMPUESTA [ton/m²]			
Nivel del 1 al 5		Terraza	
Losa Steel panel	0.20	Losa Steel panel	0.20
Tumbado	0.08	Tumbado	0.07
Baldosas	0.04	Baldosas	0.04
Ductos y varios	0.02	Ductos y varios	0.01
Mampostería	0.16	Mampostería	0.08
W_d	0.50	W_d	0.40
CARGA VIVA SOBREIMPUESTA [ton/m²]			
W_l	0.20	W_l	0.20

Fuente: Christian Cruz R., 2017.

Para el pre dimensionamiento de los elementos estructurales, como lo son las vigas y columnas, un valor admisible del peso propio (W_{pp}) en base a experiencia, varía entre 0.25 y 0.50 ton/m². Sin embargo, con la ayuda del software Excel, se programó una hoja de cálculo para que según el perfil que se detalle y su luz, nos de el peso

exacto de las vigas, para de esta forma obtener un cálculo más representativo. A partir del W_{pp} encontrado en las vigas, adicionarlo como carga muerta que soportan las columnas.

3.3.2 Combinaciones de carga utilizadas en el pre dimensionamiento de las alternativas.

La filosofía de pre dimensionamiento, sólo será tomado en cuenta las cargas gravitacionales, para luego hacer un análisis de técnico y económico de cada alternativa, como ya se ha mencionado previamente.

Para el diseño por última resistencia la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015), sugiere las combinaciones que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla IV. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia

Combinaciones de carga	
Combinación 1:	1.4D
Combinación 2:	1.2D + 1.6L + 0.5máx.[Lr;S;R]
Combinación 3:	1.2D + 1.6máx.[Lr;S;R] + máx.[L;0.5W]
Combinación 4:	1.2D + W + L + 0.5máx.[Lr;S;R]
Combinación 5:	1.2D + E + L + 0.2S
Combinación 6:	0.9D + W
Combinación 7:	0.9D + E

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

Hay que recalcar que el pre diseño se realizó con las combinaciones de carga que vemos en la Tabla V, las mismas que están simplificadas debido al análisis que se hace. Análisis que no

involucra cargas sísmicas (E) y abrevia valores de viento (W), nieve (S) y lluvia (R), en las combinaciones de carga, por ser prácticamente despreciables en comparación con la carga viga (L) y la carga muerta (D).

Tabla V. Combinaciones de carga por resistencia última utilizadas para el pre dimensionamiento.

Combinaciones de carga para el pre dimensionamiento	
Combinación 1:	1.4D
Combinación 2:	1.2D + 1.6L
Combinación 3:	1.2D + L
Combinación 4:	0.9D

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

3.3.3 Características y materiales utilizados en el pre dimensionamiento de las alternativas.

El mercado de acero estructural en Ecuador, se ha crecido en los últimos años. Existe la disponibilidad de adquirir aceros como el ASTM A500 Gr. B, el ASTM A36, el ASTM A572 Gr. 50 y el ASTM A588, cada uno con sus características propias y un uso casi estandarizado. Como ejemplo tenemos que el acero estructural ASTM A588, que su uso ha sido estandarizado en puentes, por su resistencia a la corrosión, ya que con el pasar del tiempo, el acero ASTM A588 forma una especie de capa de color marrón, que protege el material del ambiente.

No obstante, el acero estructural más comercial o de mayor disponibilidad a nivel nacional es el ASTM A36, por esta razón se lo

eligió como material para la construcción del hotel. En la siguiente tabla podremos encontrar sus principales propiedades.

Tabla VI. Propiedades del acero ASTM A36

Tipo de Acero	Fy [ksi]	Fu [ksi]	E [GPa]
	36	58	210
ASTM A36	Fy [kg/cm²]	Fu [kg/cm²]	E [kg/cm²]
	2530	4078	2100000

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

En cuanto al pre dimensionamiento de las columnas compuestas, se utilizará un hormigón $f'c$ 210 kg/cm². De esta forma, podemos proceder a realizar el análisis de las opciones planteadas.

3.4 Pre dimensionamiento de los elementos estructurales a utilizar en cada alternativa

La secuencia de pre dimensionamiento de los elementos estructurales, será de la siguiente forma:

- Pre dimensionamiento de las vigas secundarias.
- Pre dimensionamiento de las vigas trabe o vigas principales.
- Pre dimensionamiento de las columnas, con criterio de columna fuerte – viga débil (CFVD).

3.4.1 Pre dimensionamiento de las vigas secundarias

Las vigas secundarias se instalarán paralelas a las vigas principales en el sentido del eje Y (1 - 4), las mismas que tendrán una longitud de 8 metros. Estas vigas no trabajan a sismo, únicamente a carga

muerta y carga viva, por lo tanto el perfil que hallemos, lo podremos utilizar para todas las opciones que se analizarán e inclusive en la opción definitiva.

3.4.1.1 Verificación de sección compacta

Los elementos esbeltos son un problema, puesto que son propensos a pandearse y representan un riesgo en las estructuras. Las diferentes normas sugieren evitar este tipo de elementos, ya sean columnas, vigas secundarias o vigas principales.

En nuestro caso, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), también hace referencia a la relación ancho espesor de secciones compactas y sísmicamente compactas. Esto lo podremos encontrar en el capítulo de estructuras metálicas (NEC_SE_AC) en la sección 6.2, como también los podemos hallar en el capítulo 2.3.5 de la GUÍA-3-ACERO de la misma norma. En esta GUÍA-3-ACERO, directamente sugieren límites para cargas sísmicas, por lo que también servirá como referencia para las vigas principales.


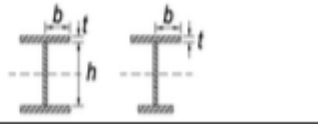


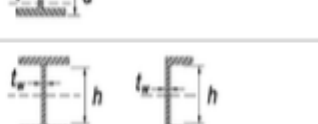
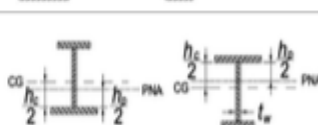

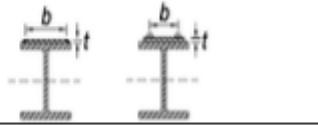
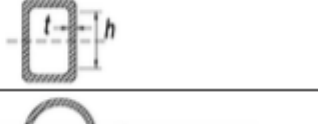
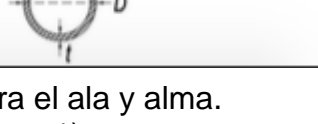

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_c (esbelto-no esbelto)	
Elementos No-Atiesados	10 Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ ^{(a) (b)}	
	12 Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15 Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_c$ $\left(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09\right)$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20 Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

Figura 3. 4 Límites de ancho espesor para el ala y alma.

Fuente: ANSI-AISC 360-10 (Parte 1).

Como se aprecia en la Figura 3.1, nuestras relaciones ancho - espesor serían, la del Caso 10 para las alas y la del Caso 15 para el alma.

Las propiedades de los materiales están detallados en la **Tabla VI**, por lo tanto los valores límites serían los siguientes:

- Ala: $\lambda_f \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.95$.
- Alma: $\lambda_w \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.33$.

En la hoja de cálculo elaborada en el software Excel, se diseñó el siguiente perfil:

- $b_f = 14.00 \text{ cm}$.
- $t_f = 0.80 \text{ cm}$.
- $h = 35.00 \text{ cm}$.
- $t_w = 0.40 \text{ cm}$.

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{14.00}{2 * 0.80} = 8.75$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{35.00}{0.40} = 87.5$$

Tabla VII Verificación de la relación ancho – espesor, vigas secundarias.

Perfil	λ_f	λ_w
	8.75	87.50
Viga I Cruz	$\lambda_f \leq \lambda_p$	$\lambda_w \leq \lambda_p$
	Compacto	Compacto

Fuente: Cruz C., 2017.

Al ser tanto como el alma como las alas compactas, estaríamos trabajando con un perfil compacto. Por consiguiente, las características principales de nuestro perfil Viga I Cruz, son los siguientes:

- Área, [A].
- Peso propio, [Wpp]
- Inercia alrededor de los ejes X & Y, [Ix, Iy].
- Módulo elástico alrededor de los ejes X & Y, [Sx, Sy].
- Módulo plástico alrededor de los ejes X & Y, [Zx, Zy].
- Radio de giro alrededor de los ejes X & Y, [rx, ry].

Tabla VIII. Características de la viga secundaria pre dimensionada

Características de la Viga I Cruz		
Viga I Cruz	35.00	28.1
A	35.76	cm ²
I _x	7793.17	cm ⁴
I _y	366.04	cm ⁴
S _x	445.32	cm ³
S _y	52.29	cm ³
Z _x	494.60	cm ³
Z _y	79.74	cm ³
r _x	14.76	cm
r _y	3.20	cm

Fuente: Christian Cruz R., 2018.

3.4.1.2 Fluencia y pandeo lateral – torsional

En base al capítulo F de la Especificación para Construcciones de Acero (ANSI-AISC 360-10, Parte 1), a nuestro perfil pre dimensionado, se le realizó un control de los estados límites, fluencia (Y) & pandeo lateral – torsional (LTB), como es sugerido en la Tabla Notas F1.1 (Ver Figura 3.2).

En las disposiciones generales del capítulo, nos especifica cómo calcular la resistencia de diseño en flexión ($\phi_b M_n$), donde:

- $\phi_b = 0.90$, para todas las secciones de F.
- Se asume que los puntos de apoyo de vigas, están limitados a la rotación en torno al eje longitudinal, evitando volcamiento.
- Para elementos con curvatura simple, con simetría simple y todos los miembros doblemente armónicos, existe un factor de cambio por pandeo lateral – torsional (C_b), para diagramas de momento variados, cuando ambos extremos de la parte no arriostrada, están limitados a volcamiento, cuya forma de hallar es:

- $$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C}$$
- A pesar de ello, también es acotado que para elementos que no tengan cargas transversales entre puntos de arriostramiento y simetría doble, el valor de C_b se reduce a la unidad ($C_b = 1$), como es nuestro caso.
- Existe un cuarto punto, donde se dan pautas para verificar la resistencia de pandeo lateral – torsional en elementos con simetría simple. Al no ser nuestro caso, no se ha considerado.




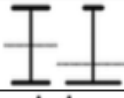


Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB

Figura 3. 5 Verificación de los estados límite según el perfil.

Fuente: ANSI-AISC 360-10 (Parte 1).

La resistencia teórica de flexión (M_n), será el menor valor hallado en base a los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral – torsional.

Para hallar el valor de la fluencia, tenemos la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Por lo tanto :

$$M_p = \phi F_y Z_x$$

Con respecto al valor del pandeo lateral – torsional, existen tres límites a tener en cuenta:

- a) $L_b \leq L_p$
- b) $L_p < L_b \leq L_r$
- c) $L_b < L_r$

Donde:

$$L_p = 1.76 * r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = \frac{1.95 r_{ts} E}{0.7 * F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = h - t_f$$

$$J = \frac{b_f t_f^3 + h t_w^3}{3}$$

Para perfiles con simetría doble (nuestro caso), se tiene que:

$$c = 1$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

Tabla IX. Valor de L_r para nuestra Viga I Cruz pre diseñada

Ecuación	Valor	Unidad
$\sqrt{E/F_y}$	28.81	u
h_o	34.20	cm
r_{ts}	3.75	u
J	3.14	cm ⁴
$J/S_x h_o$	0.00021	u
L_r	425	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

Por opciones de cálculo, se asumió que la viga tendrá 3 apoyos (nvc) para evitar el pandeo lateral – torsional, sin embargo, más adelante se realizó un análisis más detallado. Entonces tenemos que:

$$L_b = \frac{Lv [cm]}{nvc + 1}$$

Tabla X. Límites L_r , L_p & L_b

Análisis de los límites pandeo lateral – torsional		
Límite	Valor	Unidad
L_r	425	cm
L_p	162	cm
L_b	200	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

Por lo tanto nuestro estado límite es cuando $L_b < L_r$ (literal c). Para este caso el momento nominal, se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

El valor de L_b , dependerá del número de apoyos que tendrá la viga para evitar el pandeo lateral – torsional. A su vez, el número de apoyos incidirá en el momento nominal, por lo tanto, existe una correlación entre ambos valores. Para esto se realizó un análisis M_n vs. L_b (ver Figura3.3) y así obtener un valor óptimo para el número de apoyos necesarios. Para esto, se dejó expresado F_{cr} en términos de L_b .

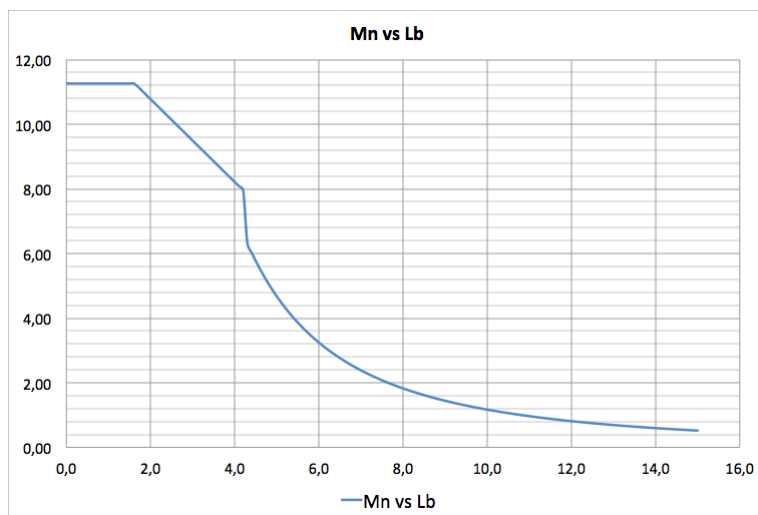


Figura 3. 6 Momento nominal vs longitud de arriostramiento.

Fuente: Cruz C, 2017.

Por lo tanto, el número de apoyos asumidos es óptimo y cumple con la condición $M_n \leq M_p$, como se muestra en la Tabla XI.

Tabla XI. Verificación del momento nominal

Valores de los momentos	
Mn	10.78 [ton/m ²]
Mp	11.26 [ton/m ²]
Mn ≤ Mp	
Cumple	

Fuente: Christian Cruz R., 2018.

3.4.1.3 Momento último

El momento último de la viga dependerá de la carga estimada y del peso propio, además de los datos

arquitectónicos del edificio, es decir de la luz que tenga la viga. Por lo tanto se realizó el siguiente procedimiento:

1. Obtener datos arquitectónicos.
 - $L_1 = 8.00 \text{ m}$
 - $L_t = 8.00 \text{ m}$.
2. Asumir el número de vigas secundarias óptimas.
 - Valor asumido: 5 vigas correa. Este valor tiene relación con el paso número tres.
3. Valor del ancho tributario.
 - En base a la experiencia, se tiene que para hallar un número óptimo de vigas secundarias, el valor del ancho tributario debe estar entre 1.2 y 1.6 metros. Entonces tenemos que:
 - $S = L_t / nvc$
4. Carga última.
 - La carga última será hallada con el mayor valor que proporcione las combinaciones de carga.
Ver la Tabla IV & la Tabla V.
5. Peso que soportarían las vigas, incluyendo el peso propio.

- El peso propio entraría en la combinación de cargas, como carga muerta.
6. Peso repartido por viga.
- Es el peso que soportarían las vigas dividido para el número de vigas correa asumido.
7. Momento último.
- $M_u = \frac{qL^2}{8}$

Tabla XII. Momento último

Datos para hallar el momento último de la viga secundaria		
L_1	8.00	m
L_t	8.00	m
nvc	5	u
Apoyos Lat.	3	u
S	1.33	m
	$1.2 \leq 1.33 \leq 1.6$	Óptimo
D	0.50	t/m ²
L	0.20	t/m ²
Cu	0.92	t/m ²
W_{TOTAL}	10.08	t
$W_{POR VIGA}$	1.26	t/m
Mu	10.08	t - m

Fuente: Cruz C., 2017.

Para saber si el diseño ha sido óptimo, la relación demanda – capacidad debe estar entre los 95% a 99%. No obstante, se recomienda que la viga trabaje a un 95% de su capacidad, para dar lo restante a posibles errores dentro del montaje de la estructura.

Tabla XIII. Relación demanda - capacidad.

Verificación para un diseño óptimo		
Mu	10.08	t – m
Mn	11.26	t – m
Mu/Mn	94%	
Óptimo		

Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.1.4 Verificación del pre diseño por corte

Para verificar si nuestro diseño resiste los esfuerzos por cortante, se hizo referencia al Capítulo G de la Especificación para Construcciones de Acero (ANSI – AISC 360-10, Parte 1). Este capítulo hace énfasis en el diseño por corte en el plano del alma, para elementos con simetría doble o simples.

La resistencia nominal de corte (V_n) para almas, acorde con el estado límite de fluencia en corte y pandeo, es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Al trabajar con un perfil con simetría doble, el valor del C_v varía dependiendo de la relación h/t_w , entonces tenemos que:

1. Cuando:

- $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y} \rightarrow C_v = 1.0.$

2. Cuando:

$$3. \quad 1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h / t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y} \rightarrow C_v =$$

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} / \frac{h}{t_w}$$

4. Cuando:

$$\bullet \quad h / t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y} \rightarrow C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h / t_w)^2 F_y}$$

La relación h / t_w también determina el valor del coeficiente de pandeo por corte k_y .

- En almas sin atiesadores transversales y con $h / t_w \leq 260 \rightarrow k_v$, exceptuando el caso de los perfiles T donde $k_v = 1.2$.
- Almas con atiesadores $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ o igual a 5 cuando $a/h > 3.0$ o $a/h > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2$.

Los cálculos y el análisis efectuado son resumidos en la Tabla XIV.

Tabla XIV. Verificación de resistencia a corte

Diseño a corte	
a	800 [cm]
k_v	5 [u]
h/t_w	87.5 [u]
C_v	0.81 [u]
V_n	17.21 [ton]
V_u	5.04 [ton]
$V_u \leq V_n$	Cumple

Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.2 Pre dimensionamiento de las vigas principales

Las vigas trabe o vigas principales, son las vigas que transmiten el peso de las cargas las columnas, además de servir de amarre al momento de un sismo. Retomando la filosofía de pre dimensionamiento estipulada en presente trabajo, aunque no se analice los esfuerzos sísmicos, se elegirá un perfil sísmico. La finalidad de esto, es abreviar cálculos al momento de elegir la opción estructural más conveniente.

Las vigas trabes en el eje de las X (VT1 & VT2), dependen del número de vigas correas que tengan (nvc), para nuestro caso el número óptimo de vigas correa fue 5. La dependencia de cuántas vigas correa recae en el momento que estas provocan, además de

servir como apoyo lateral en las vigas principales. Para las vigas trabe en el sentido de las Y, se asumió el perfil menos pesado de las vigas trabes, puesto que su diseño se dejó para el análisis sísmico.

3.4.2.1 Proceso para hallar un perfil óptimo

Al igual que el pre dimensionamiento del perfil para la viga secundaria, realizó un análisis en el pre diseño de las vigas principales, para optimizar el diseño y encontrar un adecuado perfil. Gracias a la programación realizada de la hoja de cálculo en el software Excel, se logró encontrar los perfiles ideales para las vigas principales paralelas al eje de las X. El procedimiento fue el siguiente:

1. Ingresar la longitud de las luces L_1 y L_2 .
2. Hallar el peso repartido que le tocará a cada viga pre dimensionada.
3. Encontrar la reacción (R_1) que tendrá la viga, debido al peso repartido.
4. Calcular el momento último (M_u) que tendría la viga empotrada y el momento nominal (M_n) de la misma.
5. Verificar si el diseño es óptimo en base a la relación demanda – capacidad.

6. Comprobar que la longitud plástica (L_p) sea mayor a la longitud del ancho tributario (S), de no ser así, aumentar el número de las vigas secundarias.

$$L1 = 8.00 \text{ m .}$$

Para llevar a cabo el procedimiento, tenemos que:

$$L_t = 0 \rightarrow VT1 \text{ \& } L_t = 8.00 \rightarrow VT2.$$

$nvc = 5$, valor previamente hallado.

$$Pi = \frac{W_{TOTAL}}{2} \left(1 + \frac{L2}{L1} \right)$$

$$M_u = Pi * L_t \frac{((nvc + 1)^2 + 1)}{12(nvc + 1)} + 1.2 * W_{pp} * L_t^2 [t - m]$$

$$M_n = 0.9F_y Z_x [t - m]$$

$$\frac{D}{C} = M_u / M_n$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E / F_y}$$

Tabla XV. Perfiles pre dimensionados para las vigas trabe

Perfiles pre diseñados para las vigas trabe				
	VT1		VT2	
b_f [cm]	16.00		b_f [cm]	16.00
t_f [cm]	1.00		t_f [cm]	1.00
h [cm]	40.00		h [cm]	61.00
t_w [cm]	0.80		t_w [cm]	1.00

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XVI. Características de las vigas principales pre diseñadas

Características de las vigas trabe								
	VT1			VT2				
	Viga	I Cruz	40	49.00	Viga	I Cruz	61	71.40
A			62.40 [cm ²]				91.00 [cm ²]	
I_x			15828.80 [cm ⁴]				45917.58 [cm ⁴]	
I_y			684.29 [cm ⁴]				687.58 [cm ⁴]	
S_x			791.44 [cm ³]				1505.49 [cm ³]	
S_y			85.54 [cm ³]				85.95 [cm ³]	
Z_x			912.80 [cm ³]				1830.25 [cm ³]	
Z_y			134.08 [cm ³]				142.75 [cm ³]	
r_x			15.93 [cm]				22.46 [cm]	
r_y			3.31 [cm]				2.75 [cm]	

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XVII. Momentos, relación demanda – capacidad y chequeo de la longitud plástica

Verificación del óptimo diseño								
	VT1			VT2				
	Viga	I Cruz	40	49.00	Viga	I Cruz	61	71.40
Mu			19.92	t - m			39.67	t - m
Mn			20.78	t - m			41.67	t - m
Mu ≤ Mn			OK				OK	
D/C			96%				95%	
$L_p > L_{TRIB.}$	167.92	>	133.00 [cm]	OK	139.38	>	133.00 [cm]	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.2.2 Verificación de sección sísmicamente compacta

Como se referenció en la sección 3.4.1.1, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), tanto en su capítulo de estructuras metálicas (NEC_SE_AC), como en la GUÍA-3-ACERO de la misma norma, podemos hallar cómo diseñar un perfil sísmicamente compacto.

Al igual como se hizo con el pre dimensionamiento del perfil para la viga secundaria, en el pre dimensionamiento del perfil de las vigas trabe, se realizó el cálculo de sus características principales.

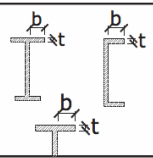

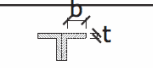
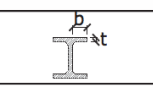
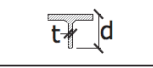
	Tipo de elemento	Relación ancho- espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{[a]}$	
	Barras planas	b/t	2.5	

Figura 3. 7 Relación ancho - espesor para alas sísmicamente compactas.

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

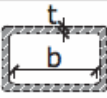

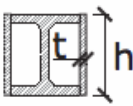


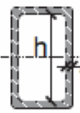

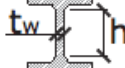

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{[b]}$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas [c]	h/ t _w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} (DFCR)$ $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y} (DRA)$	
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/ t _w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/ t _w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E/F_y$		

Figura 3. 8 Relación ancho – espesor para un alma sísmicamente compacta.

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

En las Figuras 3.7 y 3.8, se detallan nuestras relaciones ancho – espesor para las alas y para el alma. Las propiedades de los materiales fueron detallados en la **Tabla VI**, por lo tanto los valores límites serían los siguientes:

- Ala: $\lambda_f \leq \lambda_p = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.64$.
- Alma: $\lambda_w \leq \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70.59$.

Tabla XVIII Verificación de compacidad sísmica en los perfiles

Relación ancho – espesor para perfiles sísmicamente compactos				
Perfil	Ala		Alma	
	λ_f	$\lambda_f \leq \lambda_{ps}$	λ_w	$\lambda_w \leq \lambda_{ps}$
VT1	8	OK	50	OK
VT2	8	OK	61	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XIX. Peso por metro cuadrado de las vigas

Peso propio de las vigas								
	bf	tf	h	tw	L	Núm.	p/m	Peso
	cm	cm	cm	cm	m	vigas	Kg/m	Kg
V1	14.00	0.80	35.00	0.40	8.00	360	28.10	80846.20
VT1	16.00	1.00	40.00	0.80	8.00	48	49.00	18809.90
VT2	16.00	1.00	61.00	1.00	8.00	48	71.40	27431.00
VS	16.00	1.00	40.00	0.80	8.00	90	49.00	35268.50
							Total	162355.60
							A. Edif.	768
							PPM2	35.23

Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.3 Pre dimensionamiento de las columnas para las estructuras

En el presente capítulo, se pre dimensionarán las columnas internas (C1) y perimetrales (C2) para las estructuras de análisis. Se pre dimensionarán tanto las columnas metálicas, como las columnas compuestas. Los materiales utilizados fueron detallados en el capítulo 3.3.3.

Para el pre dimensionamiento de las secciones simples y compuestas, el perfil dominante es el hallado en la planta baja, puesto que a diferencia del hormigón, no se puede reducir sus sección. Si bien se puede reducir el espesor y cumplir con todos los parámetros ya establecidos, como esbeltez, perfil sísmicamente compacto y demás, no se optó por esta alternativa por cuestiones de ser un análisis previo a elegir la alternativa.

Dentro de los datos arquitectónicos para el pre diseño, tenemos que:

C1:

$$L1 = L2 = L3 = L4 = 8.00 \text{ m}$$

$$A_{TRIB} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2}\right)$$

$$h1 = 4.50 \text{ m} \ \& \ hi = 3.50 \text{ m}$$

C2:

$$L1 = L2 = L3 = 8.00 \text{ m} \ \& \ L4 = 0 \text{ m}$$

$$A_{TRIB} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) \left(\frac{L3}{2} + \frac{L4}{2} \right)$$

$$h1 = 4.50 \text{ m} \ \& \ hi = 3.50 \text{ m}$$

Si bien, las columnas esquineras tienen un menor valor del ancho tributario, debido a que L2 es igual a cero, se consideró un solo diseño para las columnas perimetrales para dar mayor rigidez y ayudar en el control de derivas.

3.4.3.1 Criterio columna fuerte - viga débil (CFVD)

El criterio CFVD tiene el propósito de brindar un sistema estructural, donde las columnas sean más fuertes que las vigas, para de esta forma cuando se suscite un evento sísmico, sean las columnas los elementos estructurales más estables y en el peor de los casos, las vigas colapsen. De esta manera, se alcanza una mejor disipación de la energía que el sismo provee a la estructura.

Entonces, se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1$$

Lo que esta fórmula nos dice es que, la relación entre el momento plástico de la columnas versus, los momentos plásticos probables que transmiten las vigas, deben ser mayor o iguales a la unidad. De esta forma, se asegura que la columna sea estable.

Esto lo podremos encontrar en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) en el capítulo 8.1, por otro lado en la misma norma pero en el capítulo 6.2, se hace referencia a que la relación D/C de la columna diseñada, debe ser mayor a 0.40 (40%). Dicha sugerencia va arraigada a la parte económica, con la finalidad de diseñar perfiles óptimos.

Para hallar los valores del momento plástico de la columna y del momento probable que transmite la viga, se tienen las siguientes fórmulas:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{Ag} \right)$$

$$\sum M_{pv} = \sum 1.20 R_y F_{yv} Z_v$$

Tabla XX. Valores para los factores de fluencia y tensión probables para planchas de acero.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (Ry)	Factor de Tensión Probable (Rt)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr.50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr.50	1.15	1.15

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

Tabla XXI. Momento plástico probable que transmiten las Vigas I Cruz a la columnas

	VT1	VT2
M_{pv}	38.06 t - m	81.59 t - m

Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.3.2 Control de esbeltez y de pandeo por flexión

Para el pre dimensionamiento de las columnas, se hizo referencia al Capítulo E de la Especificación para Construcciones de Acero (ANSI – AISC 360 – 10, Parte 1). Para el pre diseño, se comprobaron los estados límites que se indican en la Figura 3.9.




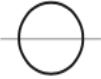


Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB

Figura 3. 9 Límites a evaluar del pre dimensionamiento de columnas

Fuente: Especificación para Construcciones de Acero (ANSI – AISC 360 – 10, Parte 1)

Con respecto a la esbeltez, se determina con la relación KL/r . Donde K es el valor de la longitud efectiva, L la longitud de la columna y r el menor radio de giro por donde fallaría la columna. Para determinar el valor del factor de longitud efectiva (K), existen diferentes casos de análisis como se detallan en la Figura 3.10, pero para realizar un diseño conservador como lo sugieren en el capítulo C de

la Especificación para Construcciones de Acero (ANSI – AISC 360 – 10, Parte 1), el valor de K es igual a 1.

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres					

Figura 3. 10 Valores de K dependiendo de las condiciones de diseño.

Fuente: Diseño de estructuras de acero, 5ta edición.

La resistencia de compresión nominal (P_n), será hallada basándose en el estado límite de pandeo por flexión, por consiguiente:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde la tensión de pandeo por flexión, se determina cuando:

$$\text{a) } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$\bullet \quad F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] F_y$$

$$\text{b) } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$\bullet \quad F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

3.4.3.3 Selección de un perfil sísmicamente compacto

Desde la misma forma en que se pre dimensionaron las vigas principales, en el caso de las columnas, se dejará un precedente de la relación ancho – espesor máxima que deben tener el elemento, para garantizar un perfil sísmicamente compacto. Los límites se muestran en la Figura 3.11 & 3.12.

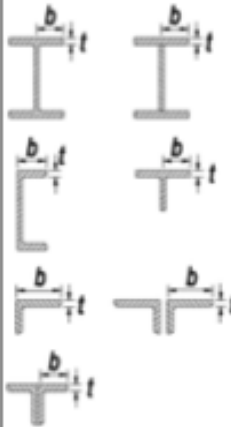



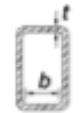

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{(a)}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{(b)}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{(c)}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			

Figura 3. 11 Relación ancho - espesor para pre diseñar columnas simples, sísmicamente compactas.

Fuente: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341 – 2010.

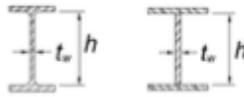
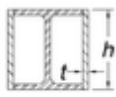
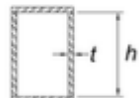




	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ^[d]	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1-2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33-C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ ^[e]	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

Figura 3. 12 Relación ancho - espesor para pre diseñar columnas compuestas, sísmicamente compactas.

Fuente: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341 – 2010.

Para el pre dimensionamiento de las columnas simples y compuestas, se utilizarán perfiles tubulares cuadrados (HRSS). La relación ancho – espesor, para las columnas simples es:

$$\lambda_{ps} = 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Mientras que para las columnas compuestas es:

$$\lambda_{ps} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

3.4.3.4 Criterio para el pre dimensionamiento de una columna compuesta

Para el pre dimensionamiento de las columnas compuestas, se hizo referencia al Capítulo 8, del Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. El pre dimensionamiento de una columna compuesta es similar a la de una columna ordinaria, pero hay que acotar que se tendrán en cuenta los siguientes puntos:

- 1) Área de acero mínimo 4% del área de la columna.
- 2) $210 \text{ kg/cm}^2 \leq f'c \leq 560 \text{ kg/cm}^2$.

- 3) Espesor mínimo del perfil rectangular relleno de concreto es $b \sqrt{\frac{F_y}{3E}}$.
- 4) Reemplazar A_g por A_s .
- 5) Suplantar F_y por F_y mod, siendo este el esfuerzo de fluencia modificado.
- 6) Sustituir E por E mod, siendo este el módulo de elasticidad modificado.

Con las siguientes fórmulas:

$$F_{my} = F_y + c_1 F_y \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 f' c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

Para nuestro caso, no se utilizarán barras al interior del perfil, por lo que el valor de A_r es igual a cero. Los valores de las constantes c_2 y c_3 , dependerán si el perfil es relleno o ahogado en concreto. Se trabajó con un perfil relleno, por lo tanto $c_1 = 1.00$, $c_2 = 0.85$ & $c_3 = 0.40$.

3.4.4 Análisis de los perfiles pre dimensionados para las columnas simples & compuestas

3.4.4.1 Columnas simples

Tabla XXII. Características de los perfiles seleccionados para las columnas simples

	C1			C2		
b	40.00	cm		b	30.00	cm
h	40.00	cm		h	30.00	cm
e	3.00	cm		e	2.20	cm
K	1.00	u		K	1.00	u
A	444	cm ²		A	244.64	cm ²
I_x	101972	cm ⁴		I_x	31708.61	cm ⁴
I_y	101972	cm ⁴		I_y	31708.61	cm ⁴
S_x	5098.60	cm ³		S_x	2113.91	cm ³
S_y	5098.60	cm ³		S_y	2113.91	cm ³
Z_x	6174	cm ³		Z_x	2555.70	cm ³
Z_y	6174	cm ³		Z_y	2555.70	cm ³
r_x	15.15	cm		r_x	11.38	cm
r_y	15.15	cm		r_y	11.38	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXIII Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas simples

C1			C2		
λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$	λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$
13.33	15.85	OK	13.64	15.85	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXIV. Pu, Pn, D/C, CFVD & kL/r para las columnas simples pre diseñadas

C1			C2		
P_u	537.60	t	P_u	268.80	t
P_n	966.41	t	P_n	514.28	t
D/C	0.56	OK	D/C	0.52	OK
ΣM_{pcb}	175.34	t - m	ΣM_{pcb}	77.83	t - m
ΣM_{pch}			ΣM_{pch}		
Columna fuerte – viga débil					
$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pv} \geq 1$	1.07	OK	$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pv} \geq 1$	1.02	OK
Esbeltez					
$kL/r \leq 200$	29.69	OK	$kL/r \leq 200$	39.53	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

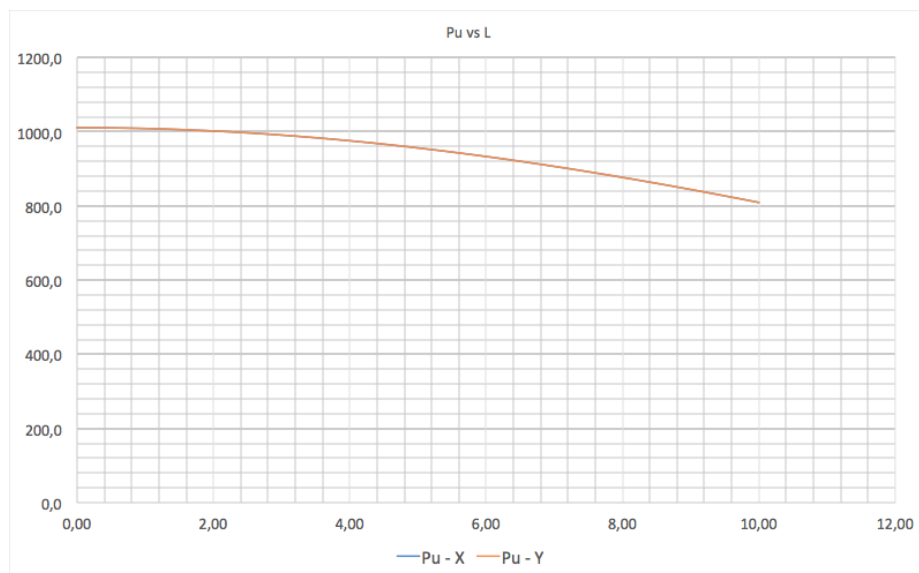


Figura 3. 13 Pu vs L, para C1 de las columnas simples.

Fuente: Cruz C., 2017.

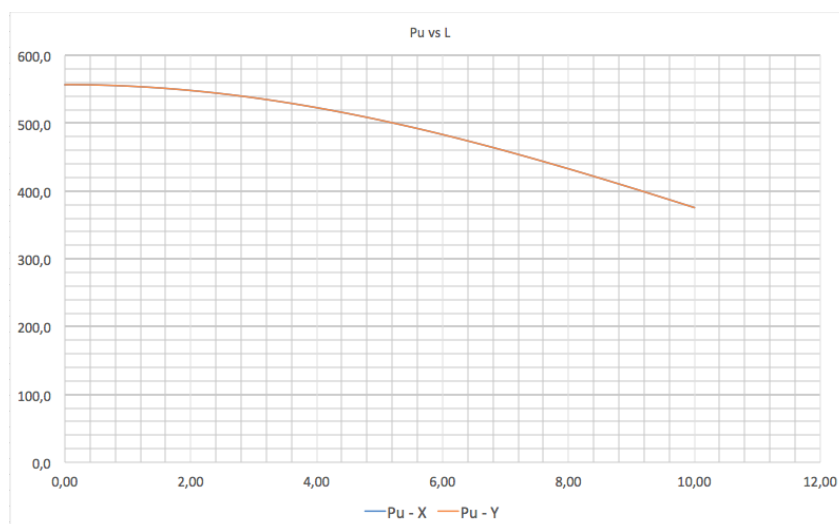


Figura 3. 14 Pu vs L, para C2 de las columnas simples.
Fuente: Cruz C., 2017.

3.4.4.2 Columnas compuestas

Tabla XXV. Características de los perfiles seleccionados para las columnas compuestas

	CC1			CC2		
b	40.00	cm		b	30.00	cm
h	40.00	cm		h	30.00	cm
e	2.20	cm		e	1.80	cm
K	1.00	u		K	1.00	u
A	332.64	cm ²		A	203.04	cm ²
Ix	79483.22	cm ⁴		Ix	27020.56	cm ⁴
Iy	79483.22	cm ⁴		Iy	27020.56	cm ⁴
Sx	3974.16	cm ³		Sx	1801.37	cm ³
Sy	3974.16	cm ³		Sy	1801.37	cm ³
Zx	4720.50	cm ³		Zx	2150.06	cm ³
Zy	4720.50	cm ³		Zy	2150.06	cm ³
rx	15.46	cm		rx	11.54	cm
ry	15.46	cm		ry	11.54	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXVI. Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas compuestas

CC1			CC2		
λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$	λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$
18.18	38.11	OK	16.67	38.29	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXVII. P_u , P_n , D/C, CFVD & kL/r para las columnas compuestas pre diseñadas

CC1			CC2		
P_u	537.60	t	P_u	268.80	t
P_n	915.48	t	P_n	526.80	t
D/C	0.59	OK	D/C	0.51	OK
$\frac{\sum M_{pcb}}{\sum M_{pch}}$	163.18	t - m	$\frac{\sum M_{pcb}}{\sum M_{pch}}$	82.95	t - m
Columna fuerte – viga débil					
$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1$	1.00	OK	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1$	1.09	OK
Esbeltez					
$kL/r \leq 200$	29.11	OK	$kL/r \leq 200$	39.01	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXVIII. Verificación de los parámetros de diseño para columnas compuestas

CC1			CC2		
A_s	20.80%	OK	A_s	22.60%	OK
f'_c	210	OK	f'_c	210	OK
e	0.90	OK	e	0.70	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

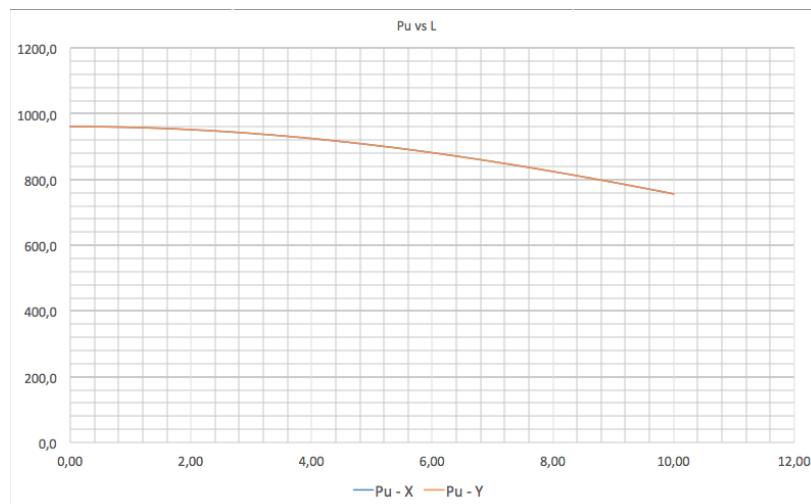


Figura 3. 15 Pu vs L, para CC1 de las columnas compuestas.

Fuente: Cruz C., 2017.

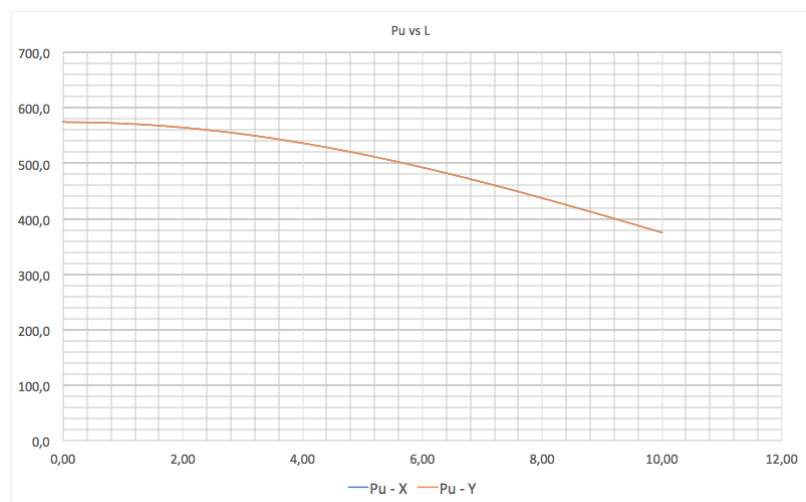


Figura 3. 16 Pu vs L, para CC2 de las columnas compuestas.

Fuente: Cruz C., 2017

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA

4.1 Análisis comparativo y selección de la alternativa

Al tener la ventaja de asentar el proyecto sobre roca, el análisis principal para elegir la alternativa de diseño, será el económico. Dentro de los otros parámetros de comparación están, la disponibilidad de los materiales, el peso por metro cuadrado que transmitiría a la cimentación y la facilidad que brinda el sistema estructural en ser construido.

4.2 Parámetros de comparación

4.2.1 Costo aproximado y peso por metro según la alternativa

El factor costo es por lo general, el parámetro que mayor peso tiene al momento elegir un diseño estructural. Dentro de este análisis económico, solo se consideró el material del sistema estructural, es decir, el hormigón y el acero estructural (ASTM A36), obviando precios de mampostería y el precio de la losa Steel Deck.

También hay que recordar que se hicieron algunas asunciones, tales como elegir el menor perfil entre VT1 y VT2, para las vigas en el sentido de las Y. Además, en el pórtico arriostrado concéntricamente, las vigas que se utilizan para arriostrar (VX), también fueron asumidas. El motivo de esta asunción para las vigas VXs, se fundamentó en que sería un gasto innecesario, debido a las características del lugar donde se edificará el hotel. En efecto,

el criterio para asumir la longitud que tendrían las vigas VXs, es tomado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

Tabla XXIX. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico en Acero Resistente a Momento

PARM – Alternativa 1		
Vigas	162355.58	Kg
Columnas	105156.34	Kg
Inversión aproximada		
Costo Kg	2,50	\$
6678779.81 \$		
Peso total	267511.92	Kg
Área del edificio	768	m ²
PPM2	58.05	Kg/m ²

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXX. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico en Acero Resistente a Momento con columnas compuestas

PARM Columnas compuestas – Alternativa 2		
Vigas	162355.58	Kg
Columnas compuestas	83559.17	Kg
	10.64	m ³
Inversión aproximada		
Costo Kg	2.50	\$
Costo m ³	77.18	\$
615608.42 \$		
Peso total	269332.61	Kg
Área del edificio	768	m ²
PPM2	58.45	Kg/m ²

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XXXI. Peso y valor estimado de los elementos estructurales del Pórtico arriostrado concéntricamente

Pórtico arriostrado concéntricamente – Alternativa 3		
Vigas	189002.88	Kg
Vigas X		Kg
Columnas	105156.34	Kg
Inversión aproximada		
Costo Kg	2.50	\$
735398.05 \$		
Peso total	294159.22	Kg
Área del edificio	768	m ²
PPM2	63.84	Kg/m ²

Fuente: Christian Cruz R., 2018.

Tabla XXXII. Contraste entre alternativas

Parámetro	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
	PARM	PARM CC	P. arriostrado concéntricamente
Inversión aprox.	668779.81 \$	615608.42 \$	735398.05 \$
PPM2	58.05 kg/m ²	58.45 kg/m ²	63.84 kg/m ²
Alternativa con mejor característica	X		

Fuente: Christian Cruz R., 2018.

4.2.2 Disponibilidad del material y facilidad de construcción

Una de las ventajas que tiene la ciudad Guayaquil, es que existe variedad de empresas que se dedican a elaborar perfiles metálicos, como indica la Figura 4.1. De igual forma, el acero estructural ASTM A36 es de los más comunes y su disponibilidad es continua, por esa razón se pre diseñó toda la estructura con dicho acero. Se hizo referencia a la disponibilidad del material en el capítulo 3.3.3.

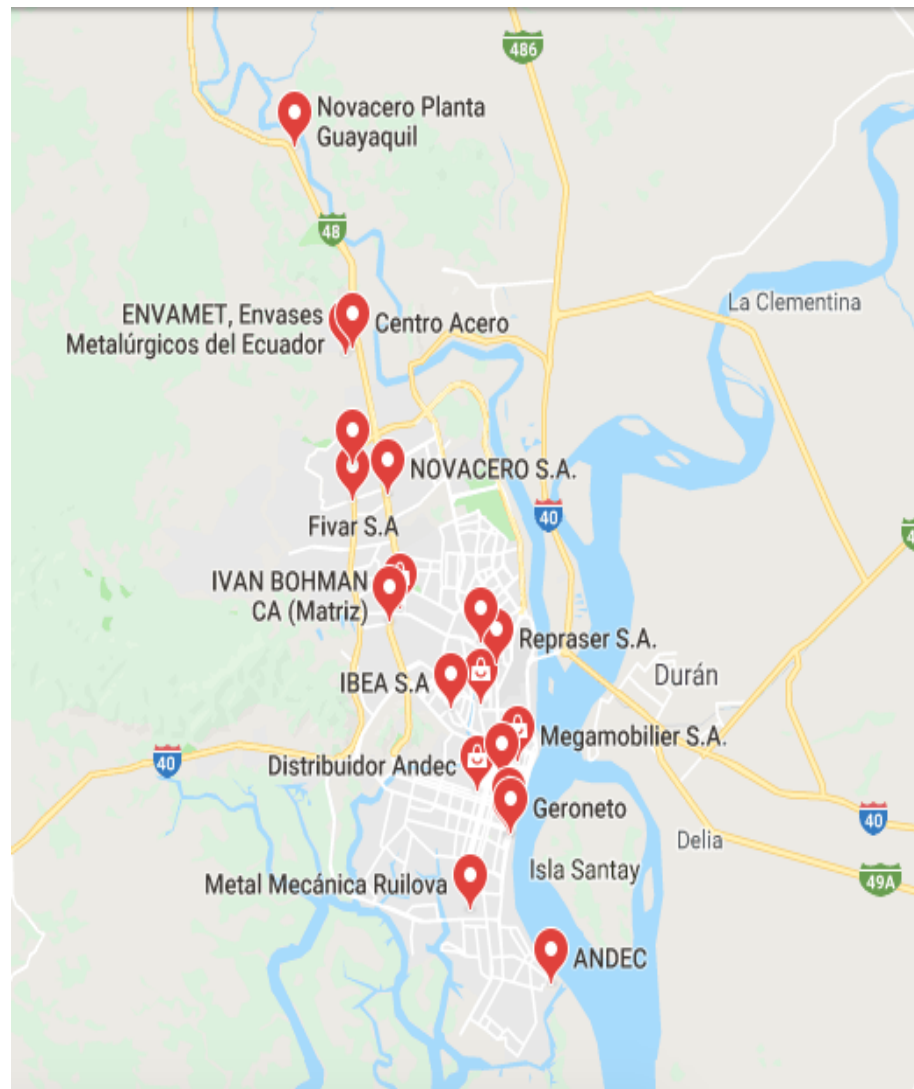


Figura 4. 1 Locales distribuidores de acero en las cercanías de la ciudad Guayaquil.

Fuente: Google Earth, 2018.

El método de construcción PARM es de los más comunes, aunque necesite personal capacitado para soldar. Pero en contra parte, si se realiza una planificación adecuada en conjunto con la fábrica que elabore los perfiles, se puede reducir no solo el tiempo, sino también los posibles errores en obra.

4.3 Alternativa seleccionada para pre diseño

Una de las ventajas que se ha mencionado a lo largo del presente análisis, es trabajar sobre roca. De haber cimentado sobre un suelo con características adversas, el desempeño sísmico de la estructura hubiese sido el factor predominante al momento de tomar una decisión.

La alternativa con menor inversión en la fabricación de los elementos estructurales, es PARM con columnas compuestas como se puede apreciar en la Tabla XXXII. Aunque exista un mayor peso por metro cuadrado, en comparación con la alternativa 1 (PARM), hay un tópico que aún no ha sido mencionado, que es el control de derivas.

Al tener un perfil relleno de hormigón, no sólo se obtiene una mayor capacidad a esfuerzos de compresión, sino también me ahorro un 10% en la inversión por peso en kilogramos del acero, además de obtener un mayor control de derivas. Esto será detallado más adelante, en el pre diseño de la estructura.

Por lo tanto, como primer opción de pre diseño se propondrá el PARM con columnas compuestas. No obstante, no se descarta el uso de arriostamiento concéntrico, por tratarse de un edificio de 6 pisos en estructuras metálicas. Se hace referencia a esto, puesto que este tipo de estructuras, cuando son de gran altura, se tienden a torsionar.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

5.1 Filosofía de diseño sismo resistente

En el capítulo Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), en la sección 4.2 hace mención a la filosofía de diseño sismo resistente.

La ideología de diseño sismo resistente, consiste en verificar el nivel de protección de vidas humanas que brinda la edificación, ante un evento sísmico. El diseño estructural de la edificación se realizará para el sismo de diseño, el cual tiene una probabilidad de acontecimiento del 10% durante la vida útil promedio de un inmueble tradicional. Esto quiere decir que existe la probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, lo que equivale a un período de retorno de 475 años.

5.2 Requerimientos mínimos de diseño

La mayoría de las normas de construcción a nivel internacional, decretan requerimientos mínimos para cerciorar la protección de la vida humana, lo cual se previene evitando el colapso parcial o total de la estructura, pero sin controlar el daño que pueda ocasionar el evento sísmico a la misma.

La NEC en su versión 2015, plantea los siguientes objetivos de diseño para estructuras de ocupación normal:

1. Prever que los elementos estructurales y no estructurales, se vean afectados ante sismos pequeños y frecuentes, que pueden suceder durante la vida útil de la estructura.
2. Controlar daños no estructurales y prevenir daños estructurales graves, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden acontecer durante la vida útil de la estructura.
3. Evitar el colapso ante terremotos severos, los cuales pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando proteger la vida de sus ocupantes.

Para lograr estos objetivos que plantea la filosofía de diseño sismo resistente, la estructura se diseña para que:

- Tenga la capacidad de resistir las fuerzas establecidas por NEC, 2015.
- Para cargas sísmicas, las derivas de piso sean inferiores a las admisibles.
- Disipe energía de deformación inelástica, mediante la utilización de dispositivos de control sísmico o haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad.

5.3 Evaluación del peligro sísmico

En el capítulo de peligro sísmico (NEC_SE_DS) de la NEC - 2015, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), se lo describe

como una fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, sus variables se detallan en la Figura 5.1 y su valor puede ser hallado teniendo en cuenta lo siguiente:

1. El actor de zona sísmica Z .
2. El tipo de suelo del sitio donde se asentará la estructura.
3. La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d & F_s .

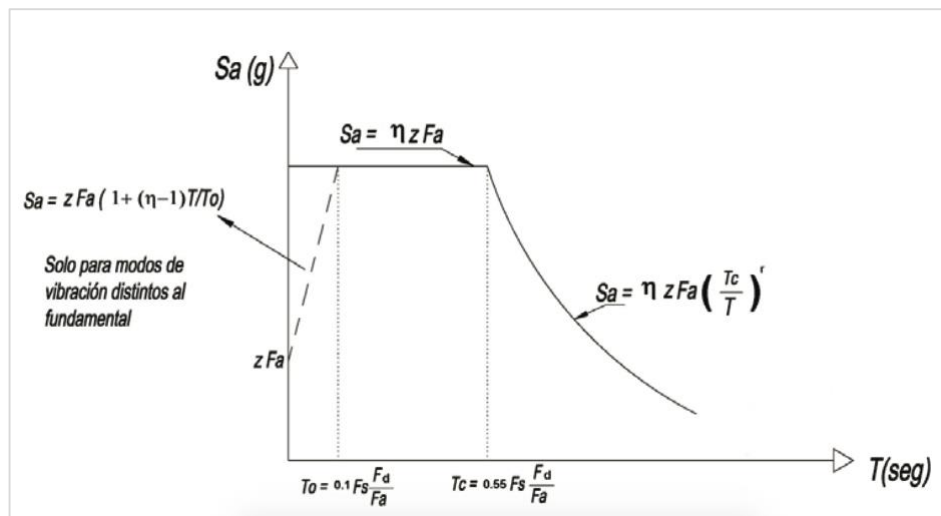


Figura 5. 1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

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

5.4 Caracterización del peligro sísmico y factor de zona sísmica Z .

Guayaquil está considerada como una zona de muy alto riesgo sísmico dentro de Ecuador, como se puede apreciar en el espectro de aceleraciones de la ciudad.

Dentro de la actual Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015), se decreta que el valor de aceleración en roca “Z” es de 0.5 veces el valor de la gravedad.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
LA TE	MALIMPIA	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ZAPALLO	MALIMPIA	QUININDE	ESMERALDAS	0.50
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	0.50
SAN LORENZO	SAN LORENZO	SAN LORENZO	ESMERALDAS	0.50
PUERTO GAVIOTA	TONSUPA	ATACAMES	ESMERALDAS	0.50
LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	ESMERALDAS	0.50
PLAN PILOTO	LA CONCORDIA	LA CONCORDIA	ESMERALDAS	0.40
VALDEZ	VALDEZ (LIMONES)	ELOY ALFARO	ESMERALDAS	0.50
MUISNE	MUISNE	MUISNE	ESMERALDAS	0.50
JUAN GOMEZ RENDON	JUAN GOMEZ RENDON (PROGRESO)	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.50
GENERAL VILLAMIL	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	PLAYAS	GUAYAS	0.50
LA ESTACADA	PEDRO CARBO	PEDRO CARBO	GUAYAS	0.50
SAN LORENZO	JUAN GOMEZ RENDON (PROGRESO)	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.50
SAN CAMILO	GUAYAS (PUEBLO NUEVO)	EMPALME	GUAYAS	0.35
SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
MARISCAL SUCRE	MARISCAL SUCRE (HUAQUES)	MILAGRO	GUAYAS	0.35

Figura 5. 2 Factor Z de diferentes ciudades del Ecuador.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015)

Tomando en cuenta la aceleración en roca y añadiendo las condiciones geotécnicas adversas de la ciudad, hay que hacer hincapié en la filosofía

de un diseño sismo resistente apropiado, que resista demandas y solitudes ante circunstancias sísmicas.

Tabla XXXIII. Factor Z para la ciudad Guayaquil.

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
Juan Gómez Rendón	Juan Gómez Rendón (Progreso)	Guayaquil	Guayas	0.50

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

5.5 Tipo de suelo para el diseño sísmico.

En el capítulo 2.3.2 se enunciaron las características del sitio donde se realizaría la construcción del hotel. En base a la NEC – 2015, en su capítulo 3.2.1 de la NEC-SE-DS clasifica a los suelos según su característica, esta clasificación consta de seis tipos de suelos, que son Tipo A, B, C, D, E & F, como apreciamos en la Tabla XXXIV.

Tabla XXXIV. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \left[\frac{m}{s}\right]$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \geq V_s \geq 760 [m/s]$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760 \geq V_s \geq 360 [m/s]$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 KPa$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$360 \geq V_s \geq 180 [m/s]$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 > S_u \geq 50 [KPa]$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 [m/s]$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 [KPa]$
F	F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de plasticidad IP > 75)	
	F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez media a blanda (H > 30m)	
	F5 – Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte	
	F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.	

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

5.6 Coeficientes Fa, Fd & Fs según el tipo de suelo

Para cada tipo de suelo determinado en la **Tabla XXXIV**, existen valores para los coeficientes Fa, Fd & Fs. Con estos valores se puede elaborar el espectro de respuesta elástica.

- 1) Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, Fa.

Tabla XXXV. Factor de sitio Fa según el tipo de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.20	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.12	1.00	0.85
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

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

- 2) Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, Fd.

Tabla XXXVI. Factores de sitio F_d según el tipo de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.20	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

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

3) Comportamiento no lineal de los suelos, F_s .

Tabla XXXVII. Factores de sitio F_s según el tipo de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.20	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

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

5.7 Relación de amplificación espectral, η .

Depende de la región del Ecuador donde se lleve a cabo un proyecto, teniendo los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa, exceptuando Esmeraldas.
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

5.8 Elaboración del espectro de respuesta elástica de diseño

El proyecto por efectuarse, está ubicado en la ciudad Guayaquil, entonces los valores para cada parámetro previamente mencionado, son detallados en la **Tabla XXXVIII**.

Tabla XXXVIII. Resumen de los parámetros para elaborar el espectro de respuesta elástica.

Parámetros para la elaboración del espectro respuesta elástica de diseño, en función al sitio de construcción.			
Tipo de suelo:	A	Fa	0.90
Zona sísmica:	VI	Fd	0.90
Factor sísmico	0.50	Fs	0.75
Región de construcción:	Costa, Guayaquil.	η	1.80

Fuente: Cruz C., 2017.

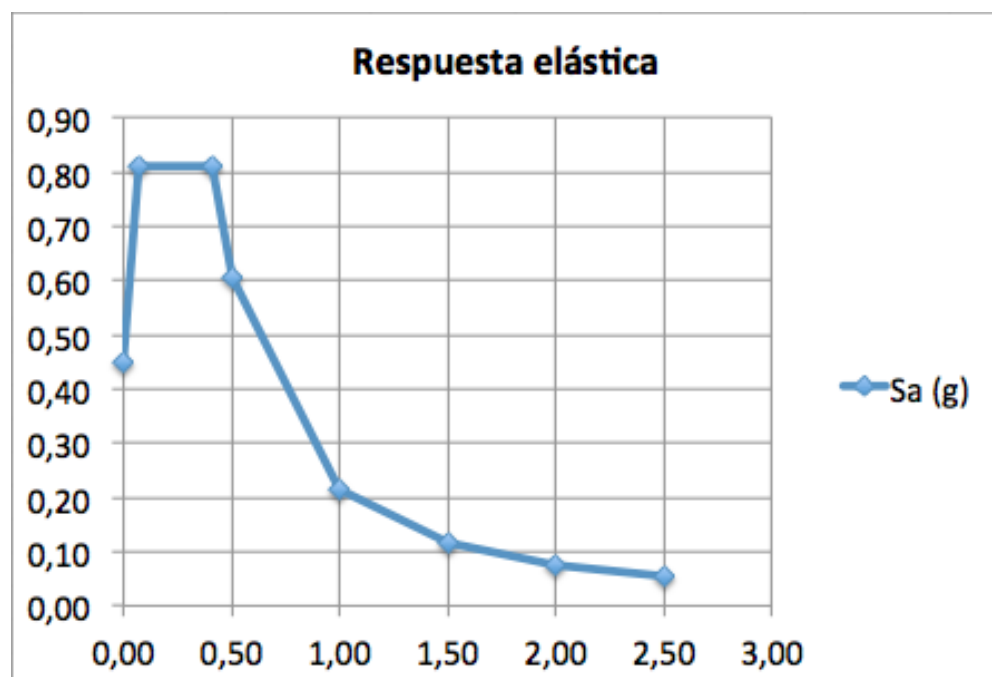


Figura 5. 3 Espectro elástico de respuesta

Fuente: Cruz C., 2017.

5.9 Periodo fundamental de la estructura, T

La NEC – 2015 brinda dos métodos para hallar del periodo fundamental de la estructura T. Su valor se lo determina para cada dirección principal de la estructura, lo cual sirve para calcular las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura y efectuar un dimensionamiento razonable.

5.9.1 Método 1

Consiste en una forma aproximada de hallar el valor del periodo fundamental T para la estructura.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde h_n es la altura máxima de la edificación y los valores de C_t & α dependerán del sistema estructural por diseñarse.

Tabla XXXIX. Valores C_t y α según el tipo de estructura

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 2015).

Por lo tanto, en la **Tabla XL** se detalla el periodo fundamental en el sentido de las X & en sentido de las Y, para la estructura seleccionada (PARM).

Tabla XL. Periodo fundamental de la estructura (PARM), en el sentido X & Y.

PARM	Pórticos X	Pórticos Y
C_t	0.072	0.072
h_m	22.00	22.00
α	0.80	0.80
T	0.854	0.854

Fuente: Cruz C., 2017.

De igual forma, para cada periodo de vibración de la estructura, le compete un valor de aceleración espectral (S_a). Valor que fue hallado a través del espectro de respuesta elástica en el capítulo 5.8.

Tabla XLI. Aceleración espectral (S_a) para cada periodo fundamental en X & Y

	T	S_a
T_x	0.854	0.391
T_y	0.854	0.391

Fuente: Cruz R., 2017.

5.9.2 Método 2

En este método, para hallar el período fundamental T, se realiza un estudio de las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, lo cual se logra por medio de un análisis modal en un software de análisis estructural, como lo pueden ser ETABS o SAP2000.

No obstante, el valor del período fundamental T calculado mediante este método, no debe ser superior a un 30% del periodo fundamental hallado en el método 1.

Hay que recalcar que este método se lo realiza a partir del pre dimensionamiento de la estructura, dicho de otra manera, después de haber realizado el modelamiento inicial de edificio en el software utilizado, en nuestro caso ETABS.

La NEC – 2015 nos recomienda que una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el análisis modal. También establece que se debe realizar un proceso iterativo, de forma que los periodos hallados por ambos métodos, exista una variación menor o igual al 10% entre ellos.

5.10 Coeficiente de respuesta sísmica, C_s

El coeficiente de respuesta sísmica C_s , relaciona las ordenadas del espectro elástico con un factor de importancia I, para un coeficiente de reducción de resistencia R, con factores que dependen de la regularidad de planta y elevación. Como lo describe la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e}$$

Para el uso del coeficiente de respuesta sísmica (C_s), se debe tomar en cuenta lo siguiente:

1. El coeficiente de respuesta sísmica (C_s) brinda una estructura económica, en contraste con la que se diseñaría a partir del espectro de respuesta elástica.
2. La estructura debe gozar de una ductilidad adecuada, con la finalidad de compensar la capacidad de resistencia muy por debajo a la obtenida en el análisis elástico.

5.11 Factor de importancia, I

Para determinar el factor de importancia (I) de un establecimiento, al momento de realizar un diseño sísmo resistente, es importante saber el tipo de edificación que se tiene proyectado construir. La norma NEC ha clasificado el nivel de importancia de las edificaciones según su uso, como podemos apreciar en la **Tabla XLII**.

Tabla XLII. 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 la Construcción (NEC, 2015).

El proyecto consiste en la construcción del Hotel Politécnico, por lo tanto el factor de importancia I es igual a la unidad ($I=1$).

5.12 Factor de reducción de respuesta sísmica, R

La NEC – 2015, lo define como un coeficiente que disminuye de forma significativa las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando la estructura y sus conexiones, hayan sido diseñadas para desarrollar

rótulas plásticas de falla, con una adecuada ductilidad que permita disipar la energía sísmica.

En las diferentes normas de construcción a nivel internacional, utilizan un factor de reducción de respuesta sísmica igual a ocho ($R = 8$), para PARM. A pesar de esto, la NEC – 2015 en su capítulo de estructuras de acero (NEC_SE_AC), determina un valor igual a seis para el factor de reducción R.

5.13 Coeficientes de configuración en planta y elevación, φ_p & φ_e

Para establecer los valores de los coeficientes, se hizo referencia a la tabla 11 del capítulo 5.2 de la NEC_SE_DS. Estos factores dependen del diseño arquitectónico de la estructura, es decir de la regularidad que tenga el edificio tanto en elevación, como en planta. Una configuración ideal en planta, es cuando el centro de masa y rigidez están próximos entre si. El diseño arquitectónico se realizó teniendo esto presente, por lo que se configuró de tal forma, que exista regularidad tanto en planta como en elevación, por lo tanto para nuestro diseño $\varphi_p = 1$ & $\varphi_e = 1$.

5.14 Elaboración del espectro inelástico

Para efectuar el cálculo, presentamos en la siguiente tabla un resumen de sus principales parámetros, tanto en los pórticos en dirección de las X, como los pórticos en dirección de las Y.

Tabla XLIII. Parámetros para el cálculo del coeficiente C_s .

Parámetros para C_s	
I	1.00
R	6.00
φ_p	1.00
φ_e	1.00

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla XLIV. Coeficientes S_a & C_s según el periodo de la estructura

	T	S_a	C_s
T_x	0.854	0.391	0.135
T_y	0.854	0.391	0.135

Fuente: Cruz C., 2017.

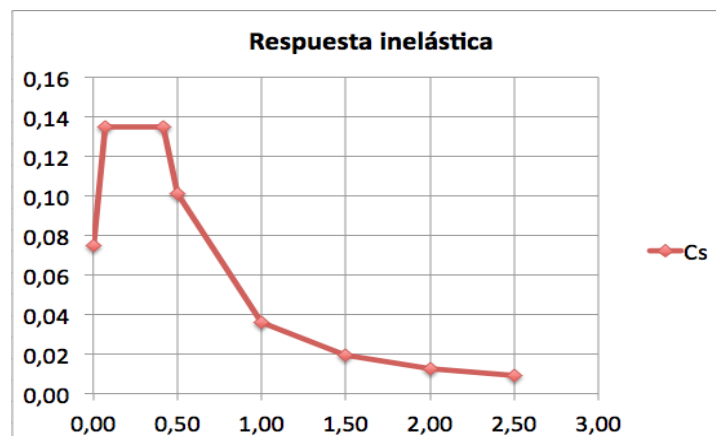


Figura 5. 4 Respuesta inelástica de la estructura

Fuente: Cruz C., 2017.

5.15 Contraste entre espectros de respuesta sísmica

Con la finalidad de lograr diseños sismo resistentes y a la vez económicos, la edificación de la estructura se realiza en base a la respuesta inelástica de diseño. De esta forma, se asumen daños no

estructurales y en el peor de los casos, daños estructurales, pero sin que la edificación colapse.

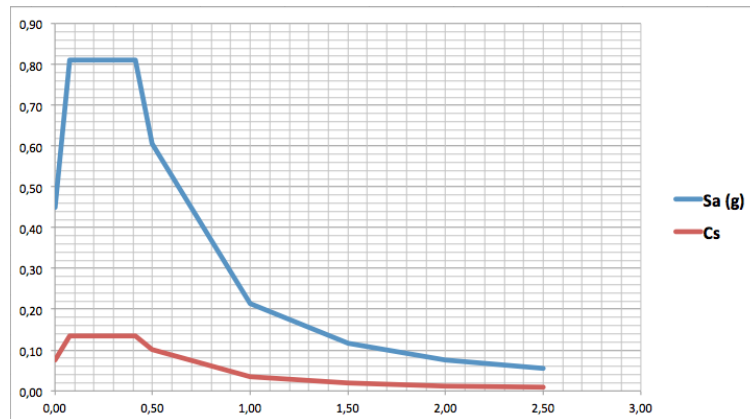


Figura 5. 5 Espectros de respuesta elástica (Sa) e inelástica (Cs).

Fuente: Cruz C., 2017.

5.16 Peso sísmico de la estructura, W

El peso sísmico efectivo W de una estructura, incluye la carga muerta (W_d) y el peso propio de los elementos (W_{pp}). Donde:

$$W = (W_d + W_{pp}) * A * N$$

En base a la alternativa pre diseñada, se elaboró la siguiente tabla para resumir el peso sísmico por piso y el peso sísmico efectivo, como se aprecia a continuación:

Tabla XLV. Peso sísmico de la estructura

Nivel	$W_d + W_{pp}$	Área	W_{PISO}	$W_{EFECTIVO}$
1 al 5	0.56 ton/m ²	748 m ²	418.88 ton	2438.48 ton
Terraza	0.46 ton/m ²		344.08 ton	

Fuente: Cruz C., 2017.

5.17 Cortante basal de diseño, V

Para el proyecto del Hotel Politécnico, tenemos una estructura de acero resistente a momento (PARM), tanto en el sentido de las X como en el de las Y, por lo que el valor del cortante basal de diseño V, no varía para dichos pórticos. Por lo tanto, tenemos que:

$$V_{x,y} = C_{S_{x,y}} * W_{EFECTIVO}$$

Tabla XLVI. Cortante basal en dirección X & Y.

Cortante basal en dirección X & Y	
V_x	159.08 ton
V_y	

Fuente: Cruz C., 2017

5.18 Cargas sísmicas por análisis estático

Este análisis nos posibilita interpretar la carga sísmica que se produce en la estructura al momento de un sismo. Estas cargas sísmicas son modeladas por medio de fuerzas estáticas, las cuales actúan en el centro de masa de cada entre piso y van aumentando su magnitud, a medida que aumenta el nivel del entrepiso.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^x} * V$$

El valor de k, depende del período T de la estructura y se lo calcula de la siguiente forma:

Tabla XLVII. Valores de k según el período T.

Valores de T(s)	k
≤ 0.50	1
$0.50 < T \leq 2.50$	$0.75+0.50T$
> 2.50	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 2015).

De manera que, las fuerzas sísmicas se distribuirían de la siguiente forma:

Tabla XLVIII. Distribución de la fuerza sísmica para los pórticos X & Y

$T_{x,y} = 0.854 \rightarrow k = 1.177$ & $V_{x,y} = 328.185 \text{ ton}$					
Nivel	h (m)	wh^k	Cv	F	V
6	22.00	13075.07	0.26	40.85	40.85
5	18.50	12981.28	0.25	40.56	81.41
4	15.00	10142.21	0.20	31.69	113.09
3	11.50	7418.84	0.15	23.18	136.27
2	8.00	4840.17	0.10	15.12	151.39
1	4.50	2459.24	0.05	7.68	159.08

Fuente: Cruz C., 2017.

5.19 Pre diseño de las vigas en el sentido de las Y

Estas vigas son conocidas como vigas de amarre, por lo que trabajan netamente a sismo. Las vigas VY, en el presente diseño, van paralelas a las vigas secundarias. Para su diseño, se realizará el mismo análisis que se hizo en el capítulo 5.14 del presente documento.

Las fuerzas halladas en la Tabla XLVIII, se transfieren a cada elemento estructural del edificio. De esta forma, se distribuyen provocando fuerzas internas de tensión, compresión y cortante. En las vigas, es la fuerza interna de cortante la que provoca un momento, este se describe como momento por sismo, y es para esta demanda, que se diseña la viga.

Una relación, para hallar el peralte mínimo de las vigas, ya sean en el sentido de las X o en el sentido de las Y, es :

$$h_{min} \begin{cases} L/16 \\ L/20 \end{cases} [cm]$$

Tabla XLIX. Altura mínima de las vigas por pre diseñar

Peralte mínimo		
<i>L</i>	800	cm
<i>L/16</i>	50	cm
<i>L/20</i>	40	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

5.19.1 Selección del perfil a partir del módulo plástico

Se realizará un pre diseño a partir del módulo plástico, que genera el momento que demanda el sismo. Además, también debe cumplir todos los parámetros mencionados en el capítulo 3.6.2. En el Capítulo F, sección F2 del AISC 360 – 10, dictamina que el módulo plástico se halla con la siguiente ecuación:

$$Z_{req} = \frac{M}{\phi_b F_y}$$

Donde $\phi_b = 0.90$. Por lo tanto, el módulo plástico requerido para cada momento de demanda es el siguiente:

Tabla L. Fuerzas cortantes en cada tramo Y, provocadas por el sismo de diseño.

Fuerzas cortante provocadas por sismo		
Vigas - Terraza		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
0.74 ton	0.74 ton	0.74 ton
Vigas – Piso 5		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
2.23 ton	2.23 ton	2.23 ton
Vigas – Piso 4		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
3.55 ton	3.55 ton	3.55 ton
Vigas – Piso 3		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
4.55 ton	4.55 ton	4.55 ton
Vigas – Piso 2		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
5.24 ton	5.24 ton	5.24 ton
Vigas – Piso 1		
1 – 2	2 – 3	3 – 4
6.49 ton	6.49 ton	6.49 ton

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LI. Máximos momentos de sismo según el nivel del piso, en el sentido de las Y.

Piso	Mayor momento por piso M_E' [ton – m]
Terraza	2.98
Nivel 5	8.91
Nivel 4	14.18
Nivel 3	18.18
Nivel 2	20.98
Nivel 1	25.95

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LII. Momento último y módulo plástico para el diseño de las vigas externas en el sentido de las Y.

Pisos	M_u [ton – m]	Z_{req} [cm ³]
Terraza	7.13	313.29
Nivel 5	12.85	564.20
Nivel 4	17.92	786.87
Nivel 3	21.77	955.98
Nivel 2	24.46	1074.03
Nivel 1	29.25	1284.47

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LIII. Momento último y módulo plástico para el diseño de las vigas internas en el sentido de las Y.

Pisos	M_u [ton – m]	Z_{req} [cm ³]
Terraza	7.39	312.47
Nivel 5	13.30	567.76
Nivel 4	18.27	782.98
Nivel 3	22.05	950.99
Nivel 2	24.69	1068.27
Nivel 1	29.48	1277.28

Fuente: Cruz C., 2017.

Comparando las Tabla LII & Tabla LIII, observamos que la diferencia es mínima. Por lo tanto, para realizar un mismo diseño a las vigas tanto internas como externas, se elegirá el mayor módulo plástico.

Tabla LIV. Perfiles según el módulo plástico

Nivel	Perfil			
	b_f [cm]	t_f [cm]	h [cm]	t_w [cm]
VS – 5 $\frac{6}{5}$	16.00	1.00	30.00	1.00
VS – 3 $\frac{4}{3}$	16.00	1.00	40.00	1.00
VS – 1 $\frac{2}{1}$	16.00	1.00	50.00	1.00

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LV. Propiedades de los perfiles hallados en el sentido de las Y, a partir del módulo plástico

	VS - 1		VS - 3		VS - 5			
Viga I Cruz	50.00	62.80	Viga I Cruz	40.00	55.00	Viga I Cruz	30.00	51.00
A	80.00 [cm ²]		A	70.00 [cm ²]		A	60.00 [cm ²]	
I_x	2842.67 [cm ⁴]		I_x	16743.33 [cm ⁴]		I_x	8560.00 [cm ⁴]	
I_y	686.67 [cm ⁴]		I_y	685.83 [cm ⁴]		I_y	685.00 [cm ⁴]	
S_x	1137.07 [cm ³]		S_x	837.17 [cm ³]		S_x	570.67 [cm ³]	
S_y	85.83 [cm ³]		S_y	85.73 [cm ³]		S_y	85.63 [cm ³]	
Z_x	1360.00 [cm ³]		Z_x	985.00 [cm ³]		Z_x	660.00 [cm ³]	
Z_y	140.00 [cm ³]		Z_y	137.50 [cm ³]		Z_y	136.00 [cm ³]	
r_x	18.85 [cm]		r_x	15.47 [cm]		r_x	11.94 [cm]	
r_y	2.93 [cm]		r_y	3.13 [cm]		r_y	3.38 [cm]	

Fuente: Cruz C., 2017.

5.19.2 Verificación de perfil sísmicamente compacto, momento probable y resistencia al cortante

Tabla LVI. Verificación de perfil sísmicamente compacto

Perfil	Relación ancho – espesor para perfiles sísmicamente compactos			
	Ala → $\lambda_{ps} = 8.64$		Alma → $\lambda_{ps} = 70.59$	
	λ_f	$\lambda_f \leq \lambda_{ps}$	λ_w	$\lambda_w \leq \lambda_{ps}$
VS – 5	8.00	OK	30.00	OK
VS – 3	8.00	OK	40.00	OK
VS – 1	8.00	OK	50.00	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LVII. Momento probable de las vigas VS

Perfil	$M_{pv} [t * m]$
VS - 5 $\frac{6}{5}$	37.24
VS - 3 $\frac{4}{3}$	57.80
VS - 1 $\frac{2}{1}$	78.84

Fuente: Cruz C., 2017.

Las vigas VS no poseen apoyo lateral como las vigas VT, por lo tanto para verificar la demanda por cortante en las vigas en el sentido de las Y, se optó por utilizar la siguiente fórmula:

$$V = W_D L^2 / 2$$

Sin utilizar la longitud nominal (l_n), para de esta forma tener la mayor demanda por cortante posible y un mayor rango de seguridad.

Tabla LVIII. Cortante producido por las cargas viva y muerta en las vigas VS

Nivel	V_D	V_L
Terraza	12.80 [ton]	6.40 [ton]
1 - 5	16.00 [ton]	

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LIX. Resistencia al cortante.

Verificación de la resistencia al cortante		
Alma		
Perfil	$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.535$	
	λ_w	$\lambda_w \leq 64.535$
VS – 5	30.00	OK
VS – 3	40.00	OK
VS – 1	50.00	OK
$\phi_v V_n = \phi_v (0.60 F_y A_w C_v)$		
	$\phi_v V_v$	Máx. $\begin{cases} V_u = 1.2V_D + V_L + V_E \\ V_u = 1.2V_D + 1.6V_L \end{cases}$
VS – 5	42.50 [ton]	29.44 [ton]
VS – 3	57.68 [ton]	30.25 [ton]
VS – 1	72.89 [ton]	32.19 [ton]
$\phi_v V_v \geq V_u$		
VS – 5		Cumple
VS – 3		Cumple
VS – 1		Cumple

Fuente: Cruz C., 2017.

Aunque el perfil VS – 5 cumpla todas las demandas, para la primera iteración en el software ETABS, por altura mínima el perfil no cumple, por ende, se elegirá el perfil VS – 3 para los niveles 3, 4, 5 y terraza.

5.20 Verificación del pre dimensionamiento en las vigas en el sentido de las X

Tabla LX. Momento último de las Vigas I Cruz previamente dimensionadas

Vigas asumidas para todos los pisos			
Vigas perimetrales		Vigas internas	
	VT1		VT2
Mu	19.92 t-m	Mu	39.67 t-m

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXI. Fuerzas cortantes en cada tramo del sentido de las X, provocadas por el sismo de diseño.

Fuerzas cortante provocadas por sismo			
Vigas - Terraza			
A – B	B – C	C – D	D – E
0.45 ton	0.45 ton	0.45 ton	0.45 ton
Vigas – Piso 5			
A – B	B – C	C – D	D – E
1.34 ton	1.34 ton	1.34 ton	1.34 ton
Vigas – Piso 4			
A – B	B – C	C – D	D – E
2.13 ton	2.13 ton	2.13 ton	2.13 ton
Vigas – Piso 3			
A – B	B – C	C – D	D – E
2.73 ton	2.73 ton	2.73 ton	2.73 ton
Vigas – Piso 2			
A – B	B – C	C – D	D – E
3.15 ton	3.15 ton	3.15 ton	3.15 ton
Vigas – Piso 1			
A – B	B – C	C – D	D – E
3.89 ton	3.89 ton	3.89 ton	3.89 ton

Fuente: Cruz C., 2017.

Para determinar el momento provocado por esta fuerza cortante, se realiza con la siguiente fórmula:

$$M_E = \frac{V_E L}{2}$$

$$M'_E = M_E l_n$$

Donde l_n depende de la dimensión de las columnas, dimensiones que tomaremos a partir del pre dimensionamiento de las mismas. Entonces:

$$l_n = \frac{L - \left(\frac{b_{cc1}}{2}\right) - \left(\frac{b_{cc2}}{2}\right)}{L}; \text{ para los tramos } A - B \text{ \& } D - E.$$

$$l_n = \frac{L - b_{cc1}}{L} \text{ o } \frac{L - b_{cc2}}{L}; \text{ para los tramos } B - C \text{ \& } C - D.$$

Tabla LXII. Mayor momento producido por sismo para cada piso

Piso	Mayor momento por piso
	M_E' [ton – m]
Terraza	1.79
Nivel 5	5.35
Nivel 4	8.51
Nivel 3	10.91
Nivel 2	12.59
Nivel 1	15.59

Fuente: Cruz C., 2017.

Por lo tanto, para hallar el momento último, se utiliza la combinación:

$$M_u = 1.2M_D + M_E' + M_L$$

El momento determinado mediante la combinación previamente mencionada, es comparado con el momento hallado en el pre dimensionamiento, para de esta forma, seleccionar la mayor demanda que tendrá la viga.

Tabla LXIII. Momento de diseño para las vigas VT1 & VT2, en el sentido de las X

Piso	M_u [ton – m]		
	M_{u-E}	VT1	VT2
Terraza	5.99	Cumple	Cumple
Nivel 5	9.41	Cumple	Cumple
Nivel 4	12.46	Cumple	Cumple
Nivel 3	14.77	Cumple	Cumple
Nivel 2	16.38	Cumple	Cumple
Nivel 1	19.25	Cumple	Cumple

Fuente: Cruz C., 2017.

5.20.1 Pre diseño de las vigas en el sentido de las X

Aunque la mayor demanda sea por carga viva y carga muerta, como se detalla en las **Tablas LI & LII**, se pre diseñarán los perfiles VT1, con la finalidad de realizar su fabricación en serie.

Por lo tanto tenemos:

Tabla LXIV. Pre diseño del perfil VT1

Perfil	Dimensiones			
	b_f [cm]	t_f [cm]	h [cm]	t_w [cm]
VT1	16.00	1.00	40.00	1.00

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXV. Propiedades del perfil VT1

VT1		
Viga I Cruz	40.00	55.00
A	70.00 [cm ²]	
I_x	16743.33 [cm ⁴]	
I_y	685.83 [cm ⁴]	
S_x	837.17 [cm ³]	
S_y	85.73 [cm ³]	
Z_x	985.00 [cm ³]	
Z_y	137.50 [cm ³]	
r_x	15.47 [cm]	
r_y	3.13 [cm]	

Fuente: Cruz C., 2017.

5.20.2 Verificación de perfil sísmicamente compacto, momento probable, longitud plástica y resistencia al cortante

Tabla LXVI Verificación de perfil sísmicamente compacto

Relación ancho – espesor para perfiles sísmicamente compactos				
Perfil	Ala → $\lambda_{ps} = 8.64$		Alma → $\lambda_{ps} = 70.59$	
	λ_f	$\lambda_f \leq \lambda_{ps}$	λ_w	$\lambda_w \leq \lambda_{ps}$
VT1	8.00	OK	40.00	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXVII. Momento probable & longitud plástica de las vigas VT1

Perfil	$M_{pv} [t - m]$	$L_p > S [cm]$
VT1	38.06	158.72 > 133.00 OK

Fuente: Cruz C., 2017.

A diferencia de las vigas secundarias, las vigas principales si reciben cargas sísmicas, por lo tanto hay que realizar un análisis de la fuerza cortante para cada viga pre diseñada, metodología que se realiza con las combinaciones de carga mencionadas en la Tabla IV.

Para hallar el cortante producido por cada carga, ya sea sísmica, muerta o viva, se hará referencia al formulario para vigas y pórticos, asumiendo una viga con dos vanos iguales, como indica la siguiente figura:

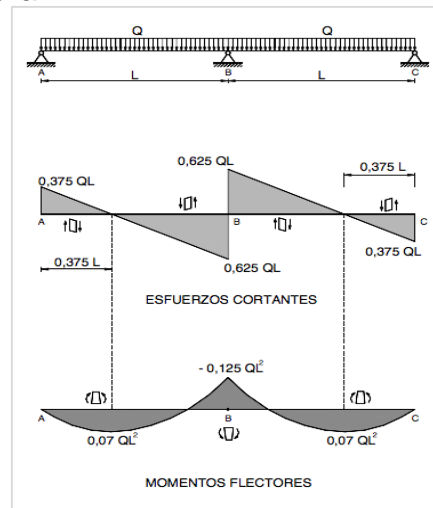


Figura 5. 6 Vigas continuas de dos vanos iguales.
Fuente: Formulario vigas

La mayor reacción se da en el apoyo B:

$$R_B = \frac{5}{4} qL$$

Tabla LXVIII. Cortante por carga viga y carga muerta atuando en las vigas.

Nivel	S	CM	CV	Q_D	Q_L	$ V_D $	V_L
1 – 5	1.33	0.50	0.20	0.665	0.27	6.65	2.70
Terraza	[m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m]	[ton/m]	[ton]	[ton]
		0.40		0.532		5.32	
		[ton/m ²]		[ton/m]		[ton]	

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXIX. Resistencia al cortante,
vigas en el sentido de las X

Verificación de la resistencia al cortante	
Alma	
Perfil	$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.535$
	$\lambda_w \leq 64.535$
VT1	40.00 OK
	$\phi_v V_n = \phi_v (0.60 F_y A_w C_v)$
	Máx. $\begin{cases} V_u = 1.2V_D + V_L + V_E \\ V_u = 1.2V_D + 1.6V_L \end{cases}$
VT1	$\phi_v V_n$ 57.68 [ton] 14.63 [ton]
	$\phi_v V_n \geq V_u$
VT1	Cumple

Fuente: Cruz C., 2017.

Como observación, para el cortante último (V_u), se tomó la mayor demanda, que se origina en el primer nivel para ambos perfiles.

5.21 Verificación del pre dimensionamiento de las columnas compuestas

Para el pre diseño de las columnas, teniendo en cuenta el criterio CFVD, se aplicarán los mismos criterios estipulados en el capítulo 3.6.3 del presente documento.

Tabla LXX. Resumen del momento probable hacia la columna,
de las vigas diseñadas.

VS		VT1		VT2	
Tramos					
1 – 2, 2 – 3 & 3 – 4.		A – B, B – C, C – D & D – E.			
Nivel	Mpv [ton/m]	Nivel	Mpv [ton/m]	Nivel	Mpv [ton/m]
5 – 6	57.80	1 – 6	38.06	1 – 6	81.59
3 – 4					
1 – 2	78.84				

Fuente: Christian Cruz R., 2018.

Como ya se ha elegido la opción de trabajar con columnas compuestas, se abreviará el uso de CC para denotar aquello y simplemente se utilizará C, facilitando así la denotación que se le dará a cada columna.

Tabla LXXI. Propiedades de las columnas re dimensionadas

Columnas internas (C1)			Columnas perimetrales (C2)		
b	50.00	cm	b	45.00	cm
h	50.00	cm	h	45.00	cm
e	1.40	cm	e	1.40	cm
K	1.00	u	K	1.00	u
A	272.16	cm ²	A	244.16	cm ²
lx	107227.41	cm ⁴	lx	77436.16	cm ⁴
ly	107227.41	cm ⁴	ly	77436.16	cm ⁴
Sx	4289.10	cm ³	Sx	3441.61	cm ³
Sy	4289.10	cm ³	Sy	3441.61	cm ³
Zx	4961.49	cm ³	Zx	3993.39	cm ³
Zy	4961.49	cm ³	Zy	3993.39	cm ³
rx	19.85	cm	rx	17.81	cm
ry	19.85	cm	ry	17.81	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXXII. Confirmación de perfiles sísmicamente compactos para las columnas re dimensionadas

Columnas internas (C1)			Columnas perimetrales (C2)		
λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$	λ	λ_{ps}	$\lambda \leq \lambda_{ps}$
35.71	36.40	OK	32.14	36.70	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXXIII. P_u , P_n , D/C , $CFVD$ & kL/r para las columnas compuestas re dimensionadas

Columnas internas (C1)			Columnas perimetrales (C2)		
P_u	524.05	t	P_u	262.02	t
P_n	946.56	t	P_n	709.48	t
D/C	0.55	OK	D/C	0.32	NO
ΣM_{pcb}	220.88	t - m	ΣM_{pcb}	227.47	t - m
ΣM_{pch}			ΣM_{pch}		
Columna fuerte – viga débil					
$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pv} \geq 1$	1.40	OK	$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pv} \geq 1$	1.44	OK
Esbeltez					
$kL/r \leq 200$	22.67	OK	$kL/r \leq 200$	25.27	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

Aunque la relación D/C de la columna C1, no cumpla la sugerencia que hace la NEC, es necesario aportar rigidez a la estructura.

Tabla LXXIV. Verificación de los parámetros de diseño para columnas compuestas pre diseñadas

Columnas internas (C1)			Columnas perimetrales (C2)		
A_s	10.90%	OK	A_s	12.1%	OK
f'_c	210	OK	f'_c	210	OK
e	1.1	OK	e	1.0	OK

Fuente: Cruz C., 2017.

5.22 Análisis de la estructura en el software ETABS

En el software ETABS 2016, se configuró la alternativa diseñada y se realizó un análisis modal, obteniendo los resultados que se muestran en las Figuras 5.7 y 5.8. El periodo fundamental de la estructura (T), supera los límites establecidos por la NEC – 2015, además existe de torsión en Modal 2. La torsión es provocada por falta de rigidez o porque la estructura no es totalmente regular, y quiere decir que la estructura no es

eficiente. Para nuestro caso, la torsión es originada por la falta de rigidez en la estructura.

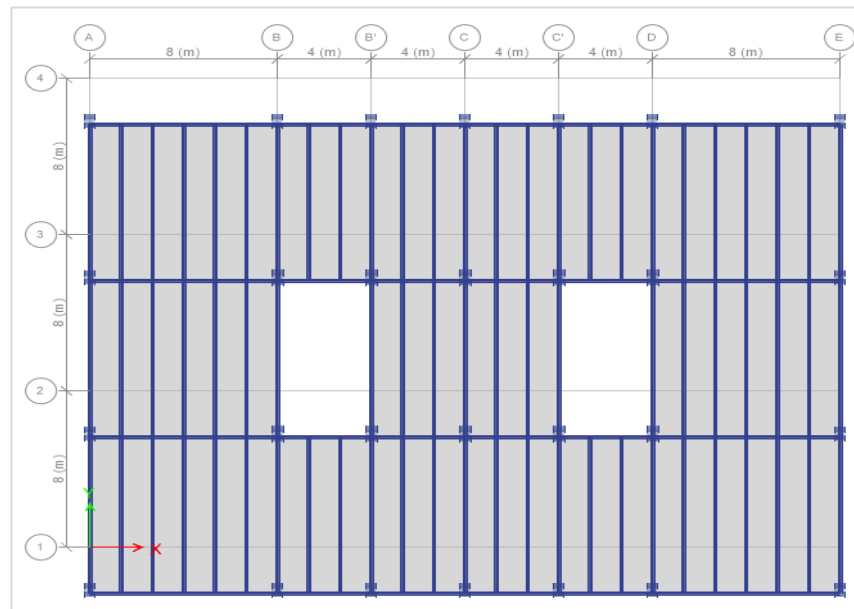


Figura 5. 7 Análisis Modal 1, con periodo $T = 1,433$
Fuente: Software ETABS 2016.

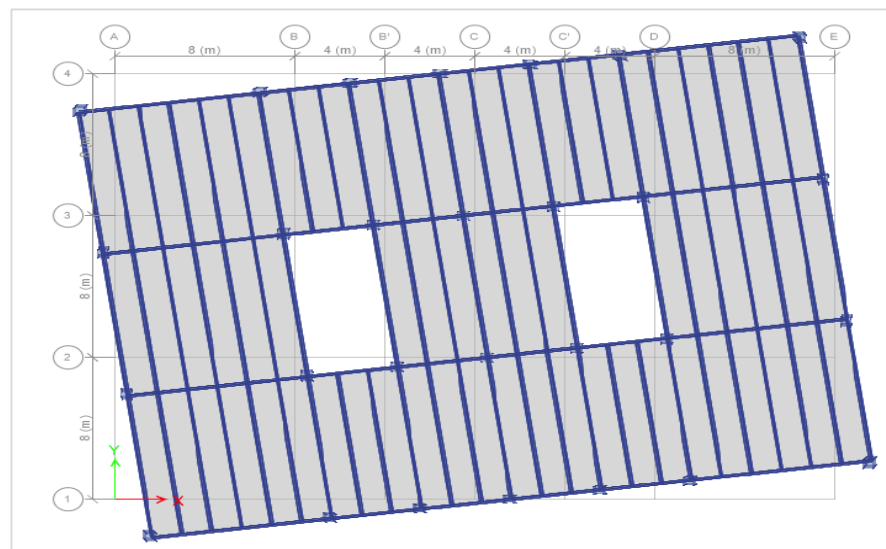


Figura 5. 8 Análisis Modal 2, con periodo $T = 1,369$
Fuente: Software ETABS 2016.

Con la finalidad de otorgarle mayor rigidez a la estructura, se elevó el peralte de las vigas principales, se añadió vigas secundarias en el eje de las X. Esto conlleva a realizar un análisis del momento probable que transfieren las vigas, con mayor peralte hacia la columna. De ser el caso, las columnas tendrán mayor dimensión, cumpliendo con lo estipulado en la sección 5.21.

Tabla LXXV. Dimensiones para otorgar mayor rigidez a la estructura

Dimensiones Vigas				
Perfil	bf [cm]	tf [cm]	h [cm]	tw [cm]
VT	16	1	61	1
V SEC X	16	0.8	40	0.6
V SEX Y	16	0.8	60	0.6
Dimensiones Columna				
Perfil	b [cm]	h [cm]	e [cm]	
C	55	55	1,6	

Fuente: Cruz C., 2017.

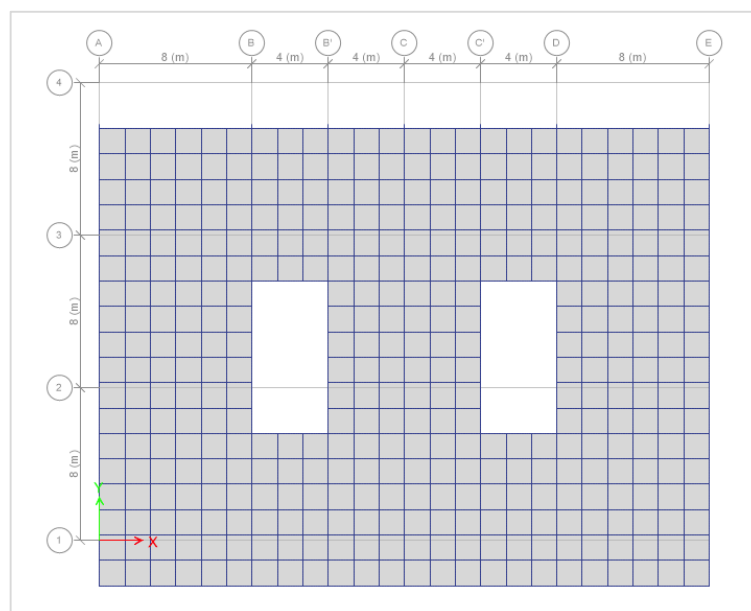


Figura 5. 9 Análisis Modal 1, con periodo $T = 1.019$

Fuente: Software ETABS 2016.

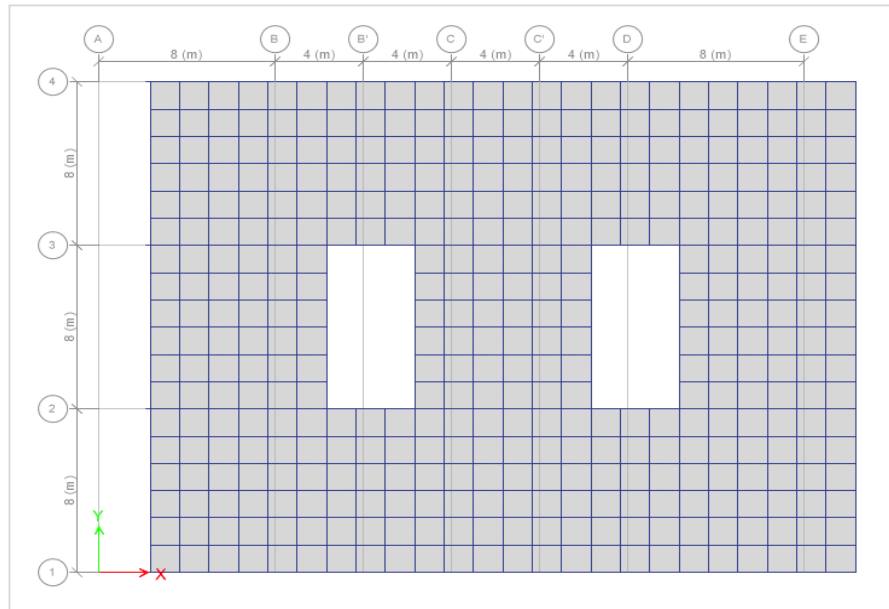


Figura 5. 10 Análisis Modal 2, con periodo $T = 0.864$

Fuente: Software ETABS 2016.

En el análisis Modal 1 y 2, de la estructura ya rigidizada, se obtienen traslaciones paralelas a su eje de análisis, lo que quiere decir, que estamos trabajando con una edificación regular. Aunque no se ha incluido, el Modal 3 presenta torsión, lo cual es propio del análisis puesto que se dio una excentricidad del 5%.

A partir del análisis modal, también se puede verificar toda la masa de la estructura está trabajando y, si los centro de masa coinciden con el centro de rigidez de la estructura.

Tabla LXXVI. Modal Participating Mass Ratios

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0,994	0	0,8347	0	0	0,8347	0	0,1866	0	0	0,1866	0	0
Modal	2	0,972	0,837	0	0	0,837	0,8347	0	0	0,1841	0	0,1866	0,1841	0
Modal	3	0,897	0	0	0	0,837	0,8347	0	0	0	0,8371	0,1866	0,1841	0,8371
Modal	4	0,301	0	0,1055	0	0,837	0,9403	0	0,6387	0	0	0,8253	0,1841	0,8371
Modal	5	0,296	0,1045	0	0	0,9415	0,9403	0	0	0,6443	0	0,8253	0,8283	0,8371
Modal	6	0,273	0	0	0	0,9415	0,9403	0	0	0	0,1041	0,8253	0,8283	0,9412
Modal	7	0,156	0	0,0379	0	0,9415	0,9781	0	0,0859	0	0	0,9112	0,8283	0,9412
Modal	8	0,154	0,0371	0	0	0,9786	0,9781	0	0	0,084	0	0,9112	0,9124	0,9412
Modal	9	0,143	0	0	0	0,9786	0,9781	0	0	0	0,0373	0,9112	0,9124	0,9785
Modal	10	0,096	0	0,0153	0	0,9786	0,9935	0	0,067	0	0	0,9782	0,9124	0,9785
Modal	11	0,095	0,015	0	0	0,9936	0,9935	0	0	0,0663	0	0,9782	0,9787	0,9785
Modal	12	0,088	0	0	0	0,9936	0,9935	0	0	0	0,0151	0,9782	0,9787	0,9936
Modal	13	0,066	0	0,0054	0	0,9936	0,9988	0	0,017	0	0	0,9952	0,9787	0,9936
Modal	14	0,066	0,0053	0	0	0,9989	0,9988	0	0	0,0165	0	0,9952	0,9953	0,9936
Modal	15	0,061	0	0	0	0,9989	0,9988	0	0	0	0,0053	0,9952	0,9953	0,9989
Modal	16	0,051	0	0,0012	0	0,9989	1	0	0,0048	0	0	1	0,9953	0,9989
Modal	17	0,051	0,0011	0	0	1	1	0	0	0,0047	0	1	1	0,9989
Modal	18	0,047	0	0	0	1	1	0	0	0	0,0011	1	1	1

Fuente: Software ETABS 2016.

Tabla LXXVII. Centers of mass rigidity

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
NIVEL 1	D1	30,33491	30,33491	16	12	30,33491	30,33491	16	12	16	12
NIVEL 2	D2	29,03261	29,03261	16	12	29,03261	29,03261	16	12	16	12
NIVEL 3	D3	29,03261	29,03261	16	12	29,03261	29,03261	16	12	16	12
NIVEL 4	D4	29,03261	29,03261	16	12	29,03261	29,03261	16	12	16	12
NIVEL 5	D5	29,03261	29,03261	16	12	29,03261	29,03261	16	12	16	12
TERRAZA	D6	21,82784	21,82784	16	12	21,82784	21,82784	16	12	16	12

Fuente: Software ETABS 2016.

El periodo hallado a partir del análisis Modal 1 debe tener una relación de hasta el 30%, con el periodo hallado en la sección 5.9.1, como estipula la NEC – 2015. También, se hace relación al cortante basal que provocan las fuerzas sísmicas con el análisis estático. Este valor no debe variar más de un 10%. Caso contrario de no cumplirse, debe iterarse y recalcularse las fuerzas, hasta que lo haga.

Tabla LXXVIII. $T(x,y)$ vs $T(etabs)$

VERIFICAR T (+/- 30%)	
$T(x,y)$	0,854
$T(etabs)$	1,019
$T(etabs)/T(x,y)$	1,193722948

Fuente: Cruz C., 2017.

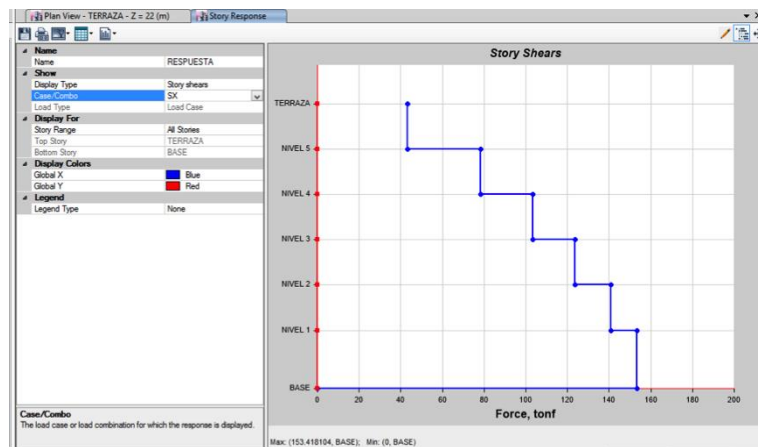


Figura 5. 11 Cortante basal provocado por SX.

Fuente: Software ETABS 2016.

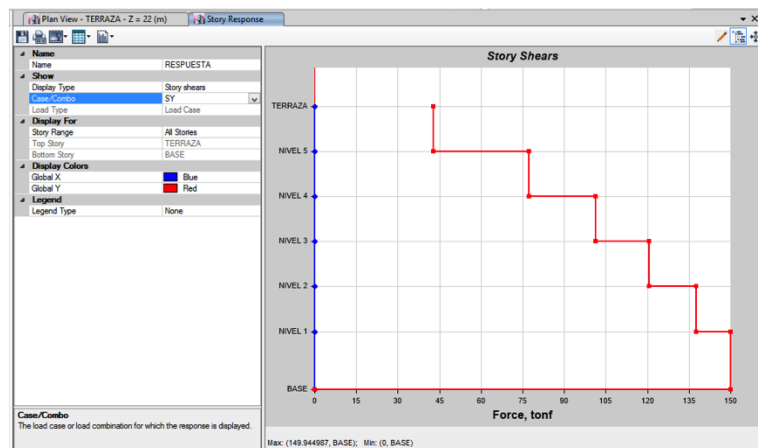


Figura 5. 12 Cortante basal provocado por SY

Fuente: Software ETABS 2016.

Tabla LXXIX. Cortante basal
estático Vs cortante basal dinámico

CORTE BASAL ESTÁTICO			
V (x,y)	159,077		
CORTE BASAL DINÁMICO		ERRORES	≤ 10%
V (SX)	172,26	8,29%	CUMPLE
V (SY)	146,98	7,60%	CUMPLE

Fuente: Cruz C., 2017.

Para determinar si es necesario realizar un análisis, del efecto de segundo orden $P - \Delta$, se calcula el índice de estabilidad (Q_i) con la siguiente fórmula:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Tabla LXXX. Índice de estabilidad provocado por SX

NIVEL	Deriva (etabs)	Máx. Deriva	Qi	Qi<0.1
6	0.000433	OK	0.00154	OK
5	0.000653		0.00134	
4	0.000857		0.00126	
3	0.001005		0.00123	
2	0.001039		0.0114	
1	0.000671		0.00055	

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXXXI. Índice de estabilidad provocado por SY

NIVEL	Deriva (etabs)	Máx. Deriva	Qi	Qi<0.1
6	0.000625	OK	0.00222	OK
5	0.000862		0.00177	
4	0.001078		0.00159	
3	0.001219		0.00149	
2	0.001209		0.00133	
1	0.000719		0.00059	

Fuente: Cruz C., 2017.

5.22 Pre diseño de la losa colaborante

Para el pre diseño de la losa colaborante, se basó en las indicaciones del ANSI C – 2011. Es llamada losa colaborante, puesto que trabaja en conjunto con las vigas secundarias, por ende la relación demanda – capacidad, se evalúa en conjunto y las vigas secundarias ya no necesitarían apoyos laterales que controlen la torsión. De la misma forma que en el pre dimensionamiento de las vigas, se realizó una hoja de cálculo en el software Excel, para diseñar la losa colaborante de forma óptima. Por lo tanto, las consideraciones fueron las siguientes:

1. $t > h_{perno} + 1.27 [cm]$
2. $b_{min} \left\{ \begin{array}{l} L_1/8 \\ S_{vigas}/2 \end{array} \right. [cm]$
3. $a = \frac{A_{viga} F_y}{0.85 f'_c * b} [cm]$
4. $M_u = A_{viga} F_y \left(\frac{h}{2} + t - \frac{a}{2} \right) [t - m]$
5. $M_n = \frac{Q_D L_1^2}{8} [t - m]$
6. $T = A_{viga} F_y [t]$
7. $Q = 0.2844 * \phi_{perno}^2 \sqrt{f'_c} \sqrt{f'_c} [ton]$
8. $N_{pernos} = 2 \left[\left(\frac{T}{Q} \right) + 1 \right]$
9. $X_{perno} = \frac{L_1}{N_{pernos} + 1} [cm]$

10. $X_{perno} \text{ máx. } \left\{ \frac{L_p}{8 * t} \right\} [cm]$
11. $h_{perno} = 4\phi_{perno} * 2.54 [cm]$
12. $f = \frac{2604166.67(W_D+W_L)S*L_1^4}{EIx} [cm]$

Tabla LXXXII. Parámetros de la losa colaborante

Losa colaborante		
t	10	cm
b	66.67	cm
a	12.89	cm
Mn	51.48	t - m
Mu	10.27	t - m
Pernos de corte		
T	153.41	ton
Perno	5/8	in
Q	6.1	ton
N_{perno}	52	u
X_{perno}	15	cm
$X_{perno} \text{ máx.}$	80	cm
h_{perno}	6.35	cm
f	0.14	cm

Fuente: Cruz C., 2017.

CAPÍTULO 6

PRE DISEÑO DE LA SUB ESTRUCTURA

6.1 Diseño de la cimentación

De los diferentes tipos de cimentación que se pueden utilizar, en el proyecto de la residencia politécnica, la mejor opción es la cimentación superficial – zapata aislada. Al cimentar sobre roca, no se tendría problemas de asentamientos, por consiguiente, se procederá al diseño de las zapatas aisladas tanto para las columnas internas del edificio, como para las columnas perimetrales. Además de la cimentación, también se diseñará la placa de conexión columna – cimentación.

Al igual que en la súper estructura, se realizó un análisis de cuál es la mayor demanda que recibe la zapata aislada. Los esfuerzos sísmicos, que son transmitidos a todos los elementos estructurales, han sido menores en contraparte con los esfuerzos gravitacionales. El momento transmitido a la cimentación y a la placa de conexión, está a una distancia del 10% de la cara, multiplicado por el P_u de la columna analizada. Por lo tanto, los esfuerzos transmitidos a la cimentación, son:

Tabla LXXXIII. Esfuerzos transmitidos a la cimentación

Columnas Internas		Columnas Perimetrales	
P_u	632.47 [t]	P_u	316.24 [t]
$Máx. \begin{cases} 0.1bP_u \\ 0.1hP_u \end{cases}$			
M_u	29.57 [t – m]	M_u	14.78 [t – m]

Fuente: Cruz C., 2017.

6.2 Criterio de diseño

Realizar un diseño conservador de las zapatas aisladas, no eleva el precio de las mismas, puesto que las zapatas aisladas en contra parte con el resto de cimentaciones superficiales, es la solución de menor costo. Además, al hacer un diseño conservador, se otorga mayor resistencia a las cargas de empuje.

El criterio de diseño para las zapatas aisladas, es darle al elemento el suficiente refuerzo y las dimensiones necesarias, para que no falle por corte ni por flexión.

6.2.1 Análisis de falla por corte

El ACI sugiere realizar un análisis de los esfuerzos cortantes en dos direcciones, para que el diseño sea correcto y no halla que revisar el diseño para esfuerzos en una dirección.

Para que el diseño sea satisfactorio, debe cumplir:

$$V_{uc} \leq \phi V_{nc}$$

Además:

$$V_{nc} = V_c + V_s$$

Donde V_s es la resistencia al corte nominal del acero, que en zapatas aisladas es un valor despreciable. Esto quiere decir, que el

hormigón es el que debe resistir el esfuerzo cortante transmitido a la zapata.

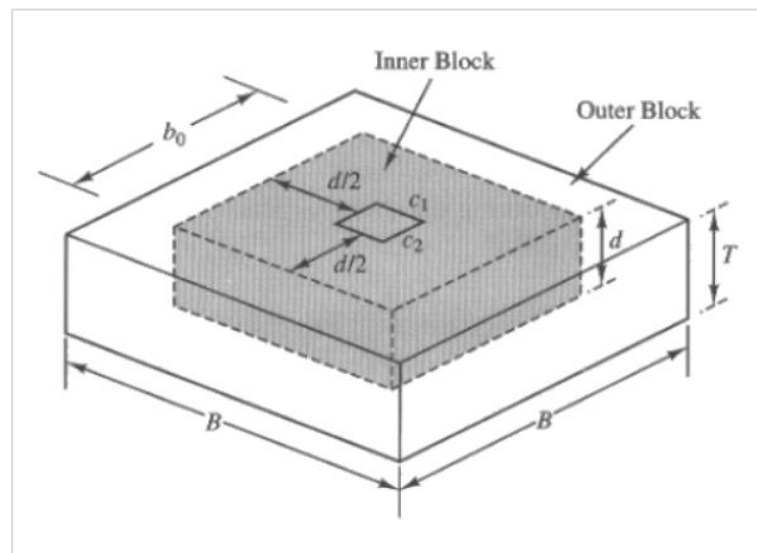


Figura 6. 1 Bloques de corte en dos direcciones, de una zapata aislada.

Fuente: Diseño estructural de zapatas, 2017.

Al tener zapatas aisladas cuadradas y columnas en el centro de las mismas, se tiene:

$$V_{nc} = V_c = 4b_0d\sqrt{f'c}$$

$$b_0 = c + d$$

La finalidad, es hallar la distancia efectiva d . Para esto, se realizó el siguiente procedimiento:

1. Asumir el valor de d . Por lo general, se inicia la iteración con la medida del ancho de la columna.

2. T debe estar en múltiplos de 10 cm y se asume $d_b = 2.5 \text{ cm}$.
3. Calcular V_{uc} , V_{nc} y verificar si el diseño es satisfactorio, como se lo enunció al inicio de la sección.
4. Realizar las iteraciones necesarias hasta hallar el d mínimo que cumpla la ecuación.
5. Calcular el espesor T, con la siguiente ecuación:

$$d = T - 7 - d_b \text{ [cm]}$$

Donde $T_{\text{mín}} = 30 \text{ cm}$.

No obstante, también se verificó el modo de falla en una dirección, debido a que en este análisis, permite incorporar las demandas por sismo. Entonces tenemos que:

$$V_{uc} = \left(\frac{B - c - 2d}{B} \right) \sqrt{\left(P_u + \frac{6M_u}{B} \right)^2 + V_u^2}$$

$$V_{nc} = V_c = \frac{1}{6} b_w d \sqrt{f'c}$$

$$b_w = 2B$$

6.2.2 Análisis de falla por flexión

Para realizar el análisis se tienen los siguientes pasos:

1. Hallar el momento factorado M_u para la superficie crítica. (Ver Tabla LXXXIII)

2. Delimitar las dimensiones de la cimentación y ubicación del acero de refuerzo.

La cantidad de acero necesaria, dependerá de la altura efectiva (d).

3. La resistencia nominal a momentos (M_n), de un miembro a flexión de hormigón armado con $f'c \leq 300 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$ es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = \left(\frac{f'c * b}{1.176 f_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2.353 M_{uc}}{\phi f'c * b}} \right)$$

$$M_{uc} = \frac{P_u l^2}{2B} + \frac{2M_u l}{B}$$

Para hallar l se asumió una columna de hormigón, por lo tanto:

$$l = \frac{B - c}{2}$$

$$A_s \text{ mín. } \begin{cases} A_s \geq 0.002A_g \text{ Para Gr 40.} \\ A_s \geq .0018A_g \text{ Para Gr 60.} \end{cases}$$

4. Determinar el número de varillas y su diámetro.

Para desarrollar un completo anclaje, la varilla de acero tiene que extenderse hasta una distancia en el hormigón l_d , dónde:

$$l_d = l - 7 [cm]$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)}$$

Para realizar un diseño conservador, $K_{tr} = 0$.

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

$$\alpha\beta \leq 1.7$$

Finalmente, debe cumplir:

$$l_d \geq l_{d(r)}$$

De no cumplir con $l_d \geq l_{d(r)}$, se sugiere usar varillas de menor diámetro.

6.3 Placa de conexión con la cimentación

Para el diseño de la placa de conexión con a cimentación, se realizó un análisis de los esfuerzos que resistirá la misma. Las demandas están planteadas en la Tabla LXXXIII.

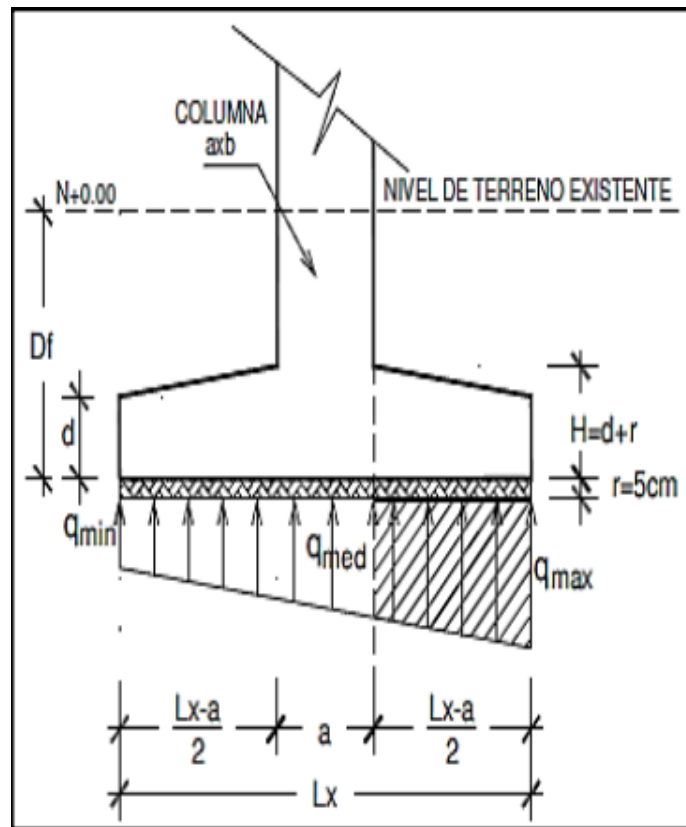


Figura 6. 2 Análisis de esfuerzos actuantes.

Fuente: Andrade&Solado, 2017.

En consecuencia, las fórmulas en el sentido B de la columna:

$$q_1 = \frac{P_u}{BH} + \frac{6M_b}{HB^2}$$

$$q_1 < f'c$$

$$q_2 = \frac{P_u}{BH} - \frac{6M_b}{HB^2}$$

$$m = x + 0.05b$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2)}{B} (B - m) + q_2$$

$$M_{placa} = \frac{m^2 H}{6} (q_3 + 2q_1)$$

$$M_u = \begin{cases} \frac{q_1 x^2}{2}; \text{ sin atiesadores.} \\ \frac{q_1 b^2}{10(atie - 1)^2}; \text{ con atiesadores} \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} 10 \sqrt{\frac{6M_{placa}}{Hfy_{placa}}}; \text{ sin atiesadores.} \\ 10 \sqrt{\frac{6M_u}{xHfy}}; \text{ con atiesadores} \end{cases}$$

Para el sentido de H de la columna:

$$q_1 = \frac{P_u}{BH} + \frac{6M_h}{BH^2}$$

$$q_1 < f'c$$

$$q_2 = \frac{P_u}{BH} - \frac{6M_h}{BH^2}$$

$$n = x + 0.05h$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2)}{H} (H - n) + q_2$$

$$M_{placa} = \frac{n^2 B}{6} (q_3 + 2q_1)$$

$$M_u = \begin{cases} \frac{q_1 x^2}{2}; \text{ sin atiesadores.} \\ \frac{q_1 h^2}{10(atie - 1)^2}; \text{ con atiesadores} \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} 10 \sqrt{\frac{6M_{placa}}{Bfy_{placa}}}; \text{ sin atiesadores.} \\ 10 \sqrt{\frac{6M_u}{xBfy}}; \text{ con atiesadores} \end{cases}$$

Aunque el $f'c$ del hormigón con el que se está trabajando sea de 210 kg/cm^2 , se asumió un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, puesto que suelen haber fallas en la conexión estructura – cimentación.

6.4 Resultados del diseño de la cimentación

Tabla LXXXIV. Información del diseño de las zapatas internas

ZAPATAS INTERNAS		
B	120	cm
H	120	cm
T	70	cm
Vol	1,01	m3
#Zapatas	10	u
VolTotal	10,08	m3
VolTotalErrorSup	12,00	m3
m3/c	116,28	\$
fitVarillas	16	mm
#Varillas	15	u
s	6	cm
PLACAS INTERNAS		
B	85	cm
H	85	cm
e	6,10	cm
Peso	345,41	Kg
INVERSIÓN INTERNAS		
Hormigón	1395,36	\$
RefuerzoFy	900	\$
Placa	5181,15	\$
7476,51		

Fuente: Cruz C., 2017.

Tabla LXXXV. Información del diseño de las zapatas perimetrales

ZAPATAS PERIMETRALES		
B	120	cm
H	120	cm
T	70	cm
Vol	1,01	m ³
#Zapatas	14	u
VolTotal	14,112	m ³
VolTotal+ErrorSup	17,00	m ³
m ³ /c	116,28	\$
fitVarillas	16	mm
#Varillas	15	u
s	6	cm
PLACAS PERIMETRALES		
B	85	cm
H	85	cm
e	4,30	cm
Peso	244,24	Kg
INVERSIÓN PERIMETRALES		
Hormigón	1976,76	\$
Refuerzo	900	\$
Placa	5129,04	\$
8005,8		

Fuente: Cruz C., 2017.

6.5 Inversión aproximada de la residencia

Al diseñar los perfiles, se ha consultado en algunas empresas el precio de fabricación de perfiles y de montaje en sitio. Para esto, se ha elegido un precio promedio, por lo tanto, un precio estimado de la residencia incluyendo la cimentación, sería:

Tabla LXXXVI. Inversión aproximada total de la residencia

PARM		
Vigas	325999,82	Kg
Columnas	165261,47	Kg
	21,05	m3
Inversión aproximada ESTRUCTURA		
Costo	2,5	\$
Costo	125,95	\$
1230804,78		
Peso total	537576,60	kg
Área edif	748	m2
PPM2	718,69	
TPM2	0,719	
Inversión aproximada TOTAL		
1246288,00		

Fuente: Cruz C., 2017.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Ecuador es un país con un elevado riesgo sísmico, y la ciudad Guayaquil es una ciudad con un potencial sísmico muy alto; por lo tanto, es menester realizar un diseño sismo resistente a las estructuras, sin obviar ninguno de los aspectos establecidos en la ya mencionada norma, con la finalidad de proteger la vida de las personas, ante un evento sísmico. Por esta razón, la residencia politécnica fue diseñada de tal forma, que asegure la vida de los más de 100 estudiantes que se tiene proyectado albergar, agregando que se optimizaría el uso del suelo al ser una construcción de 6 niveles.

Las alternativas analizadas para efectuar el diseño definitivo de la edificación fueron, los pórticos de acero resistente a momentos y pórticos de acero arriostrados concéntricamente. En la primer alternativa que es PARM, se evaluó su comportamiento con columnas simples y con columnas compuestas. Además de esto se realizó un análisis económico, como se enunció en la Tabla XXXII, optando por una alternativa de diseño definitiva que fue PARM con columnas compuestas.

Las cargas sísmicas transmitidas a la estructura, fueron bajas en comparación con las cargas gravitacionales. Esto se debió a que se cimentó sobre roca, que aparte de ser muy resistente en comparación con cualquier tipo de suelo, tiene mejor comportamiento frente a un sismo.

Aunque la estructura fue diseñada de forma efectiva y cumpliendo con las normativas mencionadas a lo largo del proyecto, se tuvo que brindar mayor rigidez a la edificación, puesto que el acero estructural es un tipo de material se tiende a torsionar. Para lograr la rigidez necesaria, se colocaron vigas secundarias en ambos sentidos, aumentando el peralte de las mismas en el sentido más débil de la estructura, esto se pudo determinar mediante el software ETABS.

Se optó por diseñar las vigas principales y secundarias puesto que, se realizó un análisis del precio por peso en kilogramo del acero para cada elemento diseñado, en contraste con las vigas IPE e IPN, teniendo un ahorro casi del 10% versus las vigas IPE y un ahorro de casi el 21% versus las vigas IPN. También se realizó un análisis semejante al trabajar con columnas compuestas, dado que no solo mejoran la capacidad del elemento a esfuerzos de compresión, sino que también brinda mayor rigidez y existe un ahorro del 10% en comparación con las columnas simples.

El terreno donde se proyectó la residencia politécnica, presenta condiciones geotécnicas favorables, por lo que como pre diseño de la cimentación se optó por utilizar la cimentación superficial – zapata aislada. Sub estructura que se diseñó en conjunto con la placa de conexión, estructura – cimentación. Sus dimensiones y características fueron detalladas en la Tabla LXXXIV y la Tabla LXXXV. Además que, el sitio donde está proyectado la construcción de la

residencia, queda a cinco minutos del Campus Gustavo Galindo y cuenta con un paso peatonal cercano.

Llevar a cabo la construcción de la residencia tiene un precio estimado de \$1'246.288,00 dólares estadounidenses. No se pudo efectuar un análisis de costos unitarios, puesto que no había un precio para la mano de obra capacitada, no obstante se consultó a varias empresas dedicadas a la elaboración de elementos de acero estructural pre fabricados, obteniendo un precio por peso en kilogramo del acero ya en obra, con personal pre calificado y con años de experiencia.

RECOMENDACIONES

Durante el verano, en la ciudad Guayaquil se dan fuertes lluvias y es donde por lo general, se suscitan problemas en cimentación de las estructuras ya construidas. Para evitar cualquier tipo de inconveniente a futuro, se recomienda realizar un relleno a las posibles familias de fallas que presente la roca, de esta forma se garantizaría que el agua, con el pasar del tiempo, no ocasione algún desperfecto en la cimentación que a su vez, afecta a la estructura.

Siendo las lluvias, el causante principal de los ciclos de sequedad y humedad, que pueda experimentar la estructura durante el verano, es recomendable dar un revestimiento a la estructura metálica, con una pintura adecuada, para que de esta forma, se eviten problemas de corrosión, que puedan causar algún tipo de falla en el elemento.

El proyecto, al tratarse de un diseño estructural y análisis de alternativas, no se trazaron objetivos como, el estudio ambiental o diseño las instalaciones de agua potable y agua servida. Por consiguiente, para tener un proyecto más completo, se sugiere realizar un diseño de estas instalaciones, además del estudio ambiental respectivo y el diseño para el drenaje aguas lluvias.

Si bien la ESPOL se ha caracterizado por su constante trabajo por la ciencia y desarrollo de la misma, sería de ejemplo el utilizar energía renovable para

abastecer en gran parte la demanda de energía eléctrica que tendría la residencia politécnica.

Aunque se haya realizado un análisis económico de las alternativas ya mencionadas en la sección 4.2.1, se sugiere realizar un diseño en hormigón armado con elementos pre tensados, para realizar un contraste del comportamiento sísmico de la estructura y el costo que la misma tendría. También se puede agregar el diseño de una estructura metálica Tipo 2 y así, tener mayores opciones para ejecutar el proyecto.

Al ser un terreno sin utilizar, se tendría que diseñar un acceso al mismo, con su respectiva iluminaria. Hay que acotar, que de ser necesario, tendría que haber algún tipo de vigilancia a la residencia, ya sea implementando guardias o trabajando en conjunto con la policía nacional.

Respetar la finalidad de la edificación, puesto que se ha diseñado para vivienda. En el caso que se utilice algún piso como bodega o similar, se estaría cambiando por completo las demandas hacia los elementos estructurales, a la larga esto ocasionaría una posible falla de los mismos.

ANEXOS

ANEXO A
CÁLCULOS REALIZADOS

A	36	ksi		Datos arquitectónicos		
E	2100000	kg/cm ²		L1	8,00	m
f'c	210	kg/cm ²		Lt	8,00	m
				Vigas (correas)	5	u
Datos de la viga secundaria				S	1,33	m
bf	14,00	Compacto		Óptimo		
tf	0,80	cm		CM	0,50	t/m ²
h	35,00	Compacto		CV	0,20	t/m ²
tw	0,40	cm		Cu	0,92	t/m ²
Cb	1,00	u		W q soporta	10,08	t
				W repartida	1,26	t/m
Viga I Cruz	35,00	28,1		Mu	10,08	t - m
A	35,76	cm ²		Apoyos	3	u
Ix	7793,17	cm ⁴		Lb	200	cm
Iy	366,04	cm ⁴		Mr	10,78	t - m
Sx	445,32	cm ³		D/C	0,94	
Sy	52,29	cm ³		Diseño a Corte		
Zx	494,60	cm ³		Atiesadores	0	u
Zy	79,74	cm ³		a	800	cm
rx	14,76	cm		Kv	5	
ry	3,20	cm		h/tw	87,5	
				Cv	0,81	
fy	2530	kg/cm ²		Vn	17,21	t
raiz E/fy	28,81			Vu	5,04	t
ho	34,20	cm		No Necesita Atiesadores		
rts	3,75					
J (m.p.i)	3,14	cm ⁴				
J/Sxho	0,00021					
Lr	425			Mod. Sección	443	

Diseño de viga trabe									
Lt	8,00	m	A	36	ksi	Chequeo sección reducida			
L2	8,00	m	E	2100000	kg/cm2	a (cm)		1	a
Pi	10,08	t	f _c	210	kg/cm2	a ≥ 0,5bf	8	8	8
Núm	5	u				a ≤ 0,75bf	12	OK	
R1	25,21	t	Datos de la viga			b (cm)		1	b
TIPO	EMPOTRADA		bf	16,00	Sismico	b ≥ 0,65h	38,35	38,35	38,35
Mu	39,67	t - m	tf	1,00	cm	b ≤ 0,85h	50,15	OK	
Mr	41,67	t - m	h	61,00	Sismico	c (cm)		1	c
D/C	0,95		tw	1,00	cm	c ≥ 0,1bf	1,6	1,6	1,6
Lp	139,38	cm	Cb	1,00	u	c ≤ 0,25bf	4	OK	
OK									
Mpv	81,59	t - m	Viga I Cruz	61,00	71,4				
Mod. Sección	1742		A	91,00	cm2				
			lx	45917,58	cm4				
			ly	687,58	cm4				
			Sx	1505,49	cm3				
			Sy	85,95	cm3				
			Zx	1830,25	cm3				
			Zy	142,75	cm3				
			rx	22,46	cm				
			ry	2,75	cm				

Diseño de viga trabe									
Lt	8,00	m	A	36	ksi	Chequeo sección reducida			
L2	0,00	m	E	2100000	kg/cm2	a (cm)		1	a
Pi	5,04	t	f _c	210	kg/cm2	a ≥ 0,5bf	8	8	8
Núm	5	u				a ≤ 0,75bf	12	OK	
R1	12,60	t	Datos de la viga			b (cm)		1	b
TIPO	EMPOTRADA		bf	16,00	Sismico	b ≥ 0,65h	24,7	24,7	24,7
Mu	19,96	t - m	tf	1,00	cm	b ≤ 0,85h	32,3	OK	
Mr	22,43	t - m	h	40,00	Sismico	c (cm)		1	c
D/C	0,89		tw	1,00	cm	c ≥ 0,1bf	1,6	1,6	1,6
Lp	158,72	cm	Cb	1,00	u	c ≤ 0,25bf	4	OK	
OK									
Mpv	40,68	t - m	Viga I Cruz	40,00	55,0				
Mod. Sección	877		A	70,00	cm2				
			lx	16743,33	cm4				
			ly	685,83	cm4				
			Sx	837,17	cm3				
			Sy	85,73	cm3				
			Zx	985,00	cm3				
			Zy	137,50	cm3				
			rx	15,47	cm				
			ry	3,13	cm				

A	36	ksi		Datos Arquitectónicos		
E	2100000	kg/cm ²		L1	8,00	m
f _c	210	kg/cm ²		L2	8,00	m
				L3	8,00	m
Datos				L4	0,00	m
b	55	SisCOMP		Pisos	6	u
h	55	SisCOMP		H	4	m
e	3,5	cm		CM	0,9	t/m ²
K	1,00	u		CV	0,2	t/m ²
A	721	cm ²		Cu	1,40	t/m ²
I _x	320184,083	cm ⁴		S columnas	32	m ²
I _y	320184,083	cm ⁴		Pu	316,24	t
S _x	11643,0576	cm ³		Pr	1611,69	t
S _y	11643,0576	cm ³		D/C	0,196	
Z _x	13945,75	cm ³		ΣM_{pcb}	593,48	t - m
Z _y	13945,75	cm ³		ΣM_{pch}	593,48	t - m
r _x	21,0732848	cm				
r _y	21,0732848	cm				
f _y	2530	kg/cm ²				
cte	135,70					
C1	15,85	NO				
	SI	40,34				
	NO	15,85				
KL/r _x	18,98	OK				
KL/r _y	18,98	OK				

Características del Material			Recub mínimo			7			cm			Análisis de laffa por FLEXIÓN		
f _c	210	kg/cm ²	db	1,59	cm	f _c *b/1,176/f _y	5,10	cm	OK	OK	fit flexión	0,90	u	
f _y	4200	kg/cm ²	d	55	cm	l	32,5	cm	OK	OK	Pu ² /2/B	1183	t - cm	
Datos Arquitectónicos			T	63,59	cm	2Mu*/B	1616,33	t - cm			Muc	2799,33	t - cm	
L1	8	m	B	120	cm	Análisis de falla por CORTE - 1D					2,353Muc/fit/f _c /b	290,42	cm ²	
L2	8	m				fit	0,85	u			d ²	3025	cm ²	
L3	8	m				Vu	13,26	t			d-raiz(d ² -18)	2,71	cm	
L4	0	m				Mu	29,84	t - m			As	13,81	cm ²	
Cargas gravitacionales						(B-c-2d)/B	-45	u				28,8	cm ²	
CV	0,2	t/m ²				(Pu+6Mu/B) ²	174724	t			Varilla	No. 16	1,99	
CM	0,9	t/m ²				Vu*2	175,8276	t			n	15	u	
Pu						Vuc	-18819,46	t			S	6	cm	
Strib	32	m ²				bw	240	cm			Longitud de desarrollo			
Pisos	6	u				raiz(f _c)	14,49137675	kg/cm ²			9fy/10/raiz(f _c)	18	u	
CU	1,4	t/m ²				Vc	31,88102884	t			alfa	1	u	
Pu	268,8	t				Vs	0	t			beta	1	u	
Datos Columna						Vnc	31,88102884	t			gamma	1	u	
b	55	cm				Vuc < fitVnc					delta	1	u	
h	55	cm				CUMPLE					Atr	0	u	
c	55	cm				Análisis de falla por CORTE - 2D					Atr*fy	0	-	
						B ²	14400	cm ²			10sn	900	cm	
						(c+d) ²	12100	cm ²			Ktr	0	cm	
						B ² -(c+d) ² /B ²	0,16	u			alfa*beta	1	u	
						(Pu/4) ²	4515,84	t			gamma*delta	1	u	
						(Vu/2) ²	43,96	t			(c+Ktr)/db	2,50	u	
						raiz((Pu/4) ² +(Vu/2) ²)	67,53	t			ld(r)/db	0,4	u	
						Vuc1	10,78544562	t			ld(r)	0,64	cm	
						Vuc2	15,07	t			ld	25,5	cm	
						Vuc	15,07	t			ld > ld(r)			
						Vnc	29224,28	t			CUMPLE			
						Vuc < fitVnc					CUMPLE			
						CUMPLE					CUMPLE			

Vigas VS			fy			2530			kg/cm ²		
Muv	13,36		raiz E/fy	28,81							
Mpv Y	48,99		ho	39,00							cm
Mod. Sección	586,77		rts	4,00							
Cortante			J (m.p.i)	18,67							cm ⁴
delta w	40,00		J/Sxho	0,00057							
delta f	8		Lr	492							
fitv Vn	57,681		SI								
fit v	1		NO								
Cv	1		cf1	8,643							
qD	16		cf2	10,95							
qL	6,4		cw1	70,59							
qE	2,36		cw2	108,33							
1.2D+1.6L	29,44		Ry	1,30							
1.2D+L+E	27,96		CONTROLES REALES								
Vu (Cortante último)	Vu	29,44	límite ala (bf/2tf)								
CUMPLE			λps			8,64					
VIGAS VX (REAL)			límite alma (h/tw)								
Vu (Cortante último)			Ca			0,00					
qL	2,70		ct ps1			70,6					
qD	6,65		ct ps2			65,0					
qE	3,95		λps			70,6					
1.2D+1.6L	12,30										
1.2D+L+E	14,63										
Vu	14,63										
CUMPLE			fu			4427,27			kg/cm ²		
			CUMPLE			CUMPLE			CUMPLE		

A	36	ksi	Datos Arquitectónicos		
E	2673427,44	kg/cm ²	L1	8,00	m
f _c	210	kg/cm ²	L2	8,00	m
			L3	8,00	m
Datos			L4	0,00	m
b	55	SisCOMP	Pisos	6	u
h	55	SisCOMP	H	4	m
e	1,6	cm	CM	0,9	t/m ²
K	1,00	u	CV	0,2	t/m ²
A	341,76	cm ²	Cu	1,40	t/m ²
I _x	162570,675	cm ⁴	S columnas	32	m ²
I _y	162570,675	cm ⁴	Pu	316,24	t
S _x	5911,66092	cm ³	Pr	1184,11	t
S _y	5911,66092	cm ³	D/C	0,267	
Z _x	6845,792	cm ³	ΣM_{pcb}	422,13	t - m
Z _y	6845,792	cm ³	ΣM_{pch}	422,13	t - m
r _x	21,8102422	cm			
r _y	21,8102422	cm			
f _y	3931	kg/cm ²			
cte	122,82				
C1	36,51	SI			
	SI	36,51			
	NO	14,34			
KL/r _x	18,34	OK			
KL/r _y	18,34	OK			

RELLENO DE HORMIGÓN?			Diseño de Placa									
			Pu	268800	kg		B	85	cm	fy placa	2529,87	kg/cm2
			Pu soli	23420	kg		H	85	cm	f'c	112,5	kg/cm2
			Pu final	268800	kg		Sentido b			Sentido h		
			Mb	1478400	kg - cm		q1	51,65	OK	q1	51,65	OK
Ac	2683,24	cm2	Mb soli	302,9	kg - cm		q2	22,76	kg/cm2	q2	22,76	kg/cm2
As	341,76	cm2	Mb	1478400	kg - cm		m	17,75	cm	n	17,75	cm
fy	2530	kg/cm2	Mh	1478400	kg - cm		q3	45,62	kg/cm2	q3	45,62	kg/cm2
fy mod	3931,31293	kg/cm2	Mh soli	302,9	kg - cm		M	664651,1	kg - cm	M	664651,1	kg - cm
Ec	182591,347	kg/cm2	Mh	1478400	kg - cm		Atiez	0	u	Atiez	0	u
E	2100000	kg/cm2	x	15	cm		Mu	15623,56	kg - cm	Mu	15623,5555	kg - cm
E mod	2673427,44	kg/cm2	x hormi	20	cm		e	43	mm	e	43	mm
			f'c	150	kg/cm2		DIMENSIONES DE LA PLACA					
As	11,3%	OK	A	36	ksi		B	850	mm			
f'c	210	OK					H	850	mm			
e	1,2	OK					e	43	mm			
							Peso	244,24	kg			

ANEXOS No. 2

FOTOS DEL LUGAR DE LA RESIDENCIA





BIBLIOGRAFÍA

MIDUVI. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción. *Estructuras de acero* , 17 - 61.

MIDUVI. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción. *Peligro sísmico diseño sismo resistente* , 24 - 132.

MIDUVI. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción. *Cargas no sísmicas* , 7 - 32.

MIDUVI. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción. *Geotécnia y cimentaciones* , 53 - 56.

MIDUVI. (2015). Norma ecuatoriana de la construcción. *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero* , 11 - 57.

ANSI/AISC 341-10. (2010). Seismic provisions for structural steel buildings. 34 - 43.

Heredia, O. d. (2004). Diseño de estructuras de acero construcción compuesta. *Diseño de estructuras de acero construcción compuesta* , 110 - 140.

ALACERO. (2012). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Asociación latinoamericana del acero* , 14 - 71.

ALACERO. (2010). Especificación ANSI/AISC 360 - 10 para construcciones de acero. *Asociación latinoamericana del acero* , 64 - 143.

ANSI. (2011). C - 2011 Standard for composite steel floor deck - slabs. *Steel deck institute* , 1 - 35.

Loor, M. (2010). Prospección geotécnica de campo aplicada a la construcción de la presa del proyecto parque del conocimiento. *Tesis de grado* , 30 - 48.

Tay Lee Macías, M. A., & Valverde Burneo, D. E. (2017). 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* , 120 - 132.

Andrade Llorente, H. E., & Solado León, D. K. (2017). Diseño de una edificación de 3 pisos en una ladera poco estable de la comuna Montañita, cantón Santa Elena. *Proyecyo de grado* , 97 - 262.

Sacoto, F. G. (2016). Diseño de zapatas. *Cimentación* , 2 - 43.

McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero*.

México: Algaomega Grupo Editor, S.A.