



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CUATRO PISOS DE
USOS MÚLTIPLES EN LA PROVINCIA DE SANTO DOMINGO DE LOS
TSÁCHILAS”**

PROYECTO DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por

ITZEL MARENA ALMACHE VERA

RAFAEL RONALD SÁNCHEZ PILOCO

GUAYAQUIL – ECUADOR
2018

DEDICATORIA

Dedicado a Dios por siempre guiar mi camino. A mis padres por ser el pilar fundamental en mi preparación, que mediante sus esfuerzos y ejemplos pude cumplir esta meta con éxito. A mis hermanos, primos, tíos y mis abuelitos, por estar presente en todo momento y ser partícipes de este logro. A mis amigos, y alguien muy especial, por ser parte de la convivencia durante estos años.

Itzel Marena Almache Vera

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de graduación a Dios, a mis padres, mis hermanos y mi tío por su apoyo incondicional en todo momento, ya que han sido un ejemplo para mí y gracias a ellos puedo cumplir una meta más en mi vida, a mi hija y mi novia que son una motivación más para seguir adelante y siempre están a mi lado en todo momento, a mi familia que también han sido parte fundamental en este proceso de formación como profesional, y a mis amigos que siempre me estuvieron apoyando en todo momento.

Rafael Ronald Sánchez Piloco

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios, a nuestros padres por su apoyo incondicional durante este proceso y cumplir este gran reto. Al Ing. Daniel Toro, Ph.D. Pedro Rojas, Ing. Byron Almache, Ing. Rodrigo Almache, Ing. Cesar Loor y al Arq. Carlos Gilbert, por guiarnos en el desarrollo y ayudarnos a llevar a cabo este proyecto con éxito.

Itzel Marena Almache Vera

Rafael Ronald Sánchez Piloco

TRIBUNAL DEL PROYECTO

Ph.D. Hugo Egüez Álava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

Ph.D. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA

Ph.D. Pedro Rojas Cruz
TUTOR DE MATERIA INTEGRADORA

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)

Itzel Marena Almache Vera

Rafael Ronald Sánchez Piloco

RESUMEN

El presente proyecto se enfoca en el diseño sismorresistente de una estructura de uso múltiple de 4 pisos ubicado en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas cantón Santo Domingo con el fin de mejorar la actividad comercial en la zona.

Para el estudio de suelo se utiliza la prueba de penetración estándar SPT, con la cual mediante dos sondeos a una profundidad de doce y diez metros respectivamente, donde se detalla la estratigrafía existente en la zona del proyecto; y se estima la capacidad de soporte en el estrato más resistente utilizando un factor de seguridad de 3.5 debido a que bajo la cota de cimentación existen suelos muy blandos.

Se presentan tres alternativas de diseño las cuales constan de una estructura de hormigón armado, una estructura mixta y una estructura de acero, donde se encuentra el desarrollo del diseño de la alternativa óptima basada en criterios sismorresistentes de acuerdo con las normas AISC 341-10 y NEC 2015, teniendo en cuenta que la zona en la que se encuentra ubicado el proyecto se considera de alta sismicidad.

Además, se detalla el presupuesto referencial basado costos de mano de obra, materiales, etc. Basados en la zona del proyecto, para el cálculo de cantidades

de material se determina usando el sistema BIM. Por consiguiente, mediante las matrices de Leopold se determina la evaluación del impacto ambiental generado en la zona por la construcción de la edificación.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DEL PROYECTO	V
DECLARACIÓN EXPRESA	VI
RESUMEN.....	VII
ÍNDICE GENERAL	IX
ABREVIATURAS	XVIII
SIMBOLOGÍA	XIX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXV
ÍNDICE DE TABLAS	XXXI
CAPÍTULO 1	42
INTRODUCCIÓN	42
1.1 Introducción	43
1.2 Planteamiento del problema	44
1.3 Objetivos	45
1.3.1 Objetivo general	45
1.3.2 Objetivos específicos.....	45
1.4 Justificación	46
1.5 Metodología.....	47
1.6 Alcance	50

CAPÍTULO 2	51
MARCO REFERENCIAL.....	51
2.1 Aspectos físicos.....	52
2.1.1 Ubicación	52
2.2 Información básica	54
2.2.1 Clima.....	54
2.2.2 Topografía.....	54
2.3 Geología.....	55
2.4 Aspecto poblacional	56
2.5 Medición del área de construcción	57
CAPÍTULO 3	62
ESTUDIO GEOTÉCNICO EN ZONA DE CONSTRUCCIÓN	62
3.1 Prueba de penetración estándar (SPT) en campo	63
3.1.1 Procedimiento	63
3.1.2 Sondeo # 1	67
3.1.3 Sondeo # 2.....	75
3.1.4 Tablas de campo.....	83
3.2 Ensayos de laboratorio	85
3.2.1 Contenido de agua (Norma ASTM D 2216)	85
3.2.2 Granulometría (Norma ASTM C 136 Y D 422)	87
3.2.3 Límite líquido (Norma ASTM D 4318).....	89

3.2.4 Límite plástico (Norma ASTM D 4318)	90
3.2.5 Clasificación de suelo SUCS (Norma ASTM D 2487)	91
3.3 Descripción estratigráfica	92
3.3.1 Perforación # 1	92
3.3.2 Perforación #2	93
3.4 Parámetros del suelo de cimentación	94
3.4.1 Capacidad de soporte del suelo	96
3.4.2 Análisis de capacidad de carga	97
3.4.3 Cálculo de capacidad de carga	97
3.4.4 Características geomecánicas.....	99
3.4.5 Excavaciones	101
CAPÍTULO 4	102
ALTERNATIVAS PROPUESTAS Y SU RESPECTIVO	
PREDIMENSIONAMIENTO	
102	
4.1 Planos arquitectónicos propuestos	103
4.2 Pórtico de concreto resistente a momento (PCRM)	106
4.2.1 Estimación de carga muerta	106
4.2.2 Carga viva	112
4.2.3 Resumen de cargas muertas y vivas.....	113
4.2.4 Predimensionamiento de columnas.....	113
4.2.5 Espectro de diseño y espectro inelástico PCRM	118
4.2.6 Periodo fundamental de la estructura	121

4.2.7	Peso sísmico	122
4.2.8	Coefficiente de respuesta sísmica	123
4.2.9	Cortante basal	124
4.2.10	Distribución de fuerzas verticales	125
4.2.11	Momento por sismo eje x y eje y	127
4.2.12	Momento por carga muerta y carga viva.....	129
4.2.13	Determinación de momento último Mu	130
4.2.14	Predimensionamiento de vigas eje x	131
4.2.15	Predimensionamiento de vigas eje Y	132
4.3	Pórticos de acero resistente a momentos (PARM)	133
4.3.1	Estimación de carga muerta	134
4.3.2	Resumen de carga muerta	138
4.3.3	Carga viva	139
4.3.4	Resumen de cargas muertas y vivas.....	140
4.3.4	Predimensionamiento de vigas secundarias.....	140
4.3.5	Momentos últimos actuando vigas secundarias	141
4.3.6	Selección de perfiles a partir del módulo plástico	143
4.3.7	Estados límites de servicio	144
4.3.8	Verificación de secciones de vigas secundarias	145
4.3.9	Momento nominal de vigas secundarias.....	147
4.3.10	Resistencia al cortante de vigas secundarias	148
4.3.11	Espectro de diseño y espectro inelástico PARM.....	149

4.3.12	Periodo fundamental de la estructura	151
4.3.13	Peso sísmico	153
4.3.14	Coeficiente de respuesta sísmica	154
4.3.15	Cortante basal	155
4.3.16	Distribución vertical de fuerzas sísmicas	155
4.3.17	Predimensionamiento de vigas principales eje y	158
4.3.18	Selección de perfiles a partir del módulo plástico	160
4.3.19	Estados límites de servicio	161
4.3.20	Verificación de secciones de vigas principales eje y	162
4.3.21	Momento nominal de vigas principales eje y	165
4.3.22	Resistencia al cortante de vigas principales eje y	165
4.3.23	Predimensionamiento de vigas principales eje x	167
4.3.24	Selección de perfiles a partir del módulo plástico	170
4.3.25	Estados límites de servicio	171
4.3.26	Verificación de secciones de vigas principales eje x	172
4.3.27	Momento nominal de vigas principales eje x	174
4.3.28	Resistencia al cortante de vigas principales eje x	175
4.3.29	Predimensionamiento de columnas	177
4.3.30	Verificación del módulo plástico de columnas	179
4.3.31	Descargas de carga axial en las columnas	180
4.3.31	Criterio de columna fuerte - viga débil	181
4.3.32	Factor de relación de rigideces relativa	183

4.3.33 Revisión de perfil de columnas	189
4.4 Estructura mixta. PCRM usando metal deck.....	192
4.5 Selección de alternativa de diseño	193
CAPÍTULO 5	195
DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA. - PÓRTICO DE ACERO	
RESISTENTE A MOMENTO	195
5.1 Análisis estructural	196
5.1.1 Periodos de la estructura y cortante basal.....	196
5.1.2 Derivas de piso, índice de estabilidad y efectos P- Δ	200
5.2 Diseño por flexión de vigas.....	203
5.2.1 Fluencia.....	204
5.2.2 Pandeo torsional lateral.....	204
5.2.3 Pandeo inelástico	204
5.2.3 Pandeo elástico	206
5.3 Diseño por cortante de vigas	206
5.3.1 Miembros con alma rigidizadas o no rigidizadas.....	206
5.4 Diseño de vigas secundarias	209
5.4.1 Diseño a flexión.....	209
5.4.2 Diseño a cortante	210
5.5 Diseño de vigas principales eje y.....	211
5.5.1 Diseño a flexión.....	211
5.5.2 Diseño a cortante	212

5.6 Diseño de vigas principales eje x.....	213
5.6.1 Diseño a flexión.....	213
5.6.2 Diseño a cortante	215
5.7 Diseño de columnas	215
5.7.1 Diseño de miembros sujetos a carga axial de compresión combinada con flexión.....	216
5.8 Diseño de losa de pisos.....	221
CAPÍTULO 6	224
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	224
6.1 Selección de la cimentación	225
6.1.1 Vigas de cimentación	225
6.2 Diseño de vigas de cimentación	225
6.2.1 Diseño viga de cimentación eje x	226
6.2.2 Demanda de cargas axiales en los diferentes	227
6.2.3 Cálculo de acero longitudinal superior en viga de cimentación eje x	232
6.2.4 Cálculo de acero longitudinal inferior en viga de cimentación eje x	236
6.2.5 Cálculo de acero longitudinal zapata en viga cimentación eje x ..	238
6.2.5 Diseño viga de cimentación eje y	241
6.2.6 Cálculo de acero longitudinal superior en viga de cimentación eje y	244

6.2.7 Cálculo de acero longitudinal inferior en viga de cimentación eje y	246
6.2.8 Cálculo de acero longitudinal zapata en viga cimentación eje y ..	248
6.3 Losa para cimentación.....	252
6.4 Diseño de pantalla de hormigón	253
6.4.1 Armado de la pantalla de hormigón	257
CAPÍTULO 7	259
PRESUPUESTO	259
7.1 Requerimientos para análisis de los APU	260
7.2 Presupuesto edificio de acero estructural	262
CAPÍTULO 8	265
EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	265
8.1 Antecedentes	266
8.2 Objetivos	267
8.2.1 Objetivo general	267
8.2.2 Objetivos específicos.....	267
8.3 Descripción de la zona	267
8.4 Leyes vigentes.....	267
8.5 Área de trabajo	268
8.6 Actividades del proceso constructivo	268
8.7 Actividades del proceso constructivo	269

8.8 Matrices.....	269
8.8.1 Matriz de intensidad	270
8.8.2 Matriz de extensión	271
8.8.3 Matriz de duración.....	272
8.8.4 Matriz signo.....	273
8.8.5 Matriz de magnitud.....	274
8.8.6 Matriz reversa.....	275
8.8.7 Matriz de riesgo.....	276
8.8.8 Matriz VIA.....	277
8.8.9 Matriz VIA promedio	278
8.9 Análisis de impactos generados	279
8.10 Mitigación	279
8.10.1 Residente de obra	279
8.10.2 Personal de obra	280
8.10.3 Zona de trabajo	280
8.10.4 Actividades de construcción	280
CAPÍTULO 9	283
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	283
CONCLUSIONES.....	284
RECOMENDACIONES	286
ANEXOS	
BIBLIOGRAFÍA	

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
ASTM	American Society of Testing Materials
NEC	Norma Ecuatoriana de las Construcción
PARM	Pórtico de Acero Resistente a Momento
PCRM	Pórtico de Concreto Resistente a Momento
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

SIMBOLOGÍA

$\%Ret$	Porcentaje retenido
μ	Coefficiente de fricción
A_b	Área de la barra de acero
A_s	Área de acero
$A_{s_{min}}$	Área mínima de acero de refuerzo a flexión
$A_{s_{req}}$	Área requerida
A_t	Área tributaria
A_v	Área de acero en estribos
$A_{v_{min}}$	Área mínima de acero en estribos
B	Ancho
C	Cohesión
C_s	Coefficiente de respuesta sísmica
C_t	Coefficiente que depende del tipo de edificio
C_v	Coefficiente de corte del alma
d	Altura efectiva medida desde la fibra más lejana a compresión
d_1	Espesor de la pantalla
d_b	Diámetro de la varilla
D_f	Profundidad de desplante

E_a	Fuerza empuje activo
E_x	Carga sismo en X
E_y	Carga sismo en Y
F.S	Factor de seguridad
F'_c	Resistencia a la compresión del concreto
	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las
F_a	ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico
F_d	de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
F_{MG}	Factor matriz magnitud
F_{RK}	Factor de matriz riesgo
F_{RV}	Factor de matriz reversa
	Coeficiente de amplificación de suelo.
F_s	Considera el comportamiento no lineal de los

suelos, la degradación del periodo de sitio depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

γ	Peso específico del suelo
G_m	Peso volumétrico del suelo
H	Altura
h	Altura
IP	Índice de Plasticidad
I_x	Inercia en sentido X
I_y	Inercia en sentido Y
K_a	Factor de empuje activo del suelo
k_{LL}	Factor de sobrecarga según el elemento de soporte
L	Longitud
L_d	Longitud de desarrollo a tracción
L_{dc}	Longitud de traslape a compresión
L_{dh}	Longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con gancho estándar.

LL	Límite Líquido
In	Luz libre medida entre la cara de los apoyos
LP	Límite Plástico
m	Metro
m ²	Metro cuadrado
Ma	Momento provocado por fuerza empuje activo
M _c	Peso del recipiente
M _{cs}	Peso del recipiente y el espécimen secado g
M _{cws}	Peso del recipiente y espécimen húmedo g
MG	Matriz magnitud
M _{max (-)}	Momento máximo negativo
M _{max (+)}	Momento máximo positivo
M _p	Momento Plástico
Mpa	Mega pascales
M _s	Peso de las partículas sólidas
M _u	Momento último
M _w	Peso del agua
N	Numero de golpes
n	Número de barras longitudinales
N _c	Factor de Terzaghi para cohesión

NE	Número de estabilidad
N_γ	Factor de Terzaghi para peso específico
N_q	Factor de Terzaghi para carga
N_{SPT}	Numero de golpes ensayo SPT
\emptyset	Ángulo de fricción interna/ Diámetro de la varilla
\emptyset'	Factor de reducción
P	Carga
P_i	Carga axial a nivel de piso i
P- Δ	Efectos de segundo orden
Q_{adm}	Capacidad admisible del suelo /capacidad de soporte
q_i	Carga de servicio y peso propio
q_u	Capacidad de soporte última
Q_u	Carga última
Rk	Matriz riesgo
RV	Matriz reversa
S	Módulo de sección
s	Ancho de influencia
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

S_{max}	Separación máxima entre los estribos
T/m^2	Tonelada por metro cuadrado
V	Mayoración de fuerza de empuje
V.I.A	Matriz de valoración al impacto ambiental
V_c	Fuerza cortante del concreto
V_u	Cortante último
w	Contenido de humedad %
W_1	Peso de la muestra que fue secada en el horno
W_D	Carga muerta
W_L	Carga Viga
W_{pp}	Carga muerta por peso propio
W_{ret}	Peso retenido en el tamiz
X	Distancia parcial
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad.
Z_x	Módulo Plástico
Δ_{adm}	Deriva admisible
ρ	Cuantía de acero
σ'	Esfuerzo del suelo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Edificio colapsado terremoto Ecuador 16/04/2016.	45
Figura 1.2 Distancia Santo Domingo a provincias de Esmeraldas	47
Figura 1.3 Diagrama de flujo – Metodología.....	49
Figura 2.1 Ubicación geográfica Santo Domingo	52
Figura 2.2 Ubicación del área de estudio.	53
Figura 2.3 Fachada frontal actual del terreno.	54
Figura 2.4 Topografía de la zona de estudio.	55
Figura 2.5 Geología de la zona de estudio.....	56
Figura 2.6 Vista derecha e izquierda del área de construcción.	57
Figura 2.7 Medición de la parte frontal del terreno de construcción.	58
Figura 2.8 Medición de bordillos del terreno de construcción.....	58
Figura 2.9 Vista frontal del área de construcción.	59
Figura 2.10 Medición de la parte interior del área de construcción.....	59
Figura 2.11 Vista Superior del área de construcción.	60
Figura 2.12 Vista frontal de la zona de construcción.	60
Figura 2.13 Vista lateral de la zona de construcción.	61
Figura 3.1 Ubicación del 1er sondeo.....	63
Figura 3.2 Ensamble del equipo SPT	64
Figura 3.3 Ensamble total de equipo SPT.....	65
Figura 3.4 Limpieza de la perforación.	66

Figura 3.5 Equipos para ensayo SPT.....	67
Figura 3.6 Muestra a 1 metro de profundidad.	68
Figura 3.7. Muestra a 2 metros de profundidad.....	69
Figura 3.8 Muestra a 3 metros de profundidad.....	69
Figura 3.9 Muestra a 4 metros de profundidad.....	70
Figura 3.10 Muestra a 5 metros de profundidad.....	70
Figura 3.11 Muestra a 6 metros de profundidad.....	71
Figura 3.12 Muestra a 7 metros de profundidad.....	71
Figura 3.13 Muestra a 9 metros de profundidad.....	72
Figura 3.14 Muestra a 8 metros de profundidad.....	72
Figura 3.15 Muestra a 10 metros de profundidad.....	73
Figura 3.16 Muestra a 11 metros de profundidad.....	73
Figura 3.17 Muestra a 12 metros de profundidad.....	74
Figura 3.18 Recuperación de muestras.	74
Figura 3.19 Orificio del primer sondeo.	75
Figura 3.20 Recuperación de muestras.	75
Figura 3.21 SPT sondeo # 2.	76
Figura 3.22 Equipos utilizados.	76
Figura 3.23 Realización del 2do sondeo.	76
Figura 3.24 Muestra a 1 metros de profundidad.....	77
Figura 3.25 Muestra a 2 metros de profundidad.....	77
Figura 3.26 Muestra a 3 metros de profundidad.....	78

Figura 3.27 Muestra a 4 metros de profundidad.....	78
Figura 3.28 Muestra a 5 metros de profundidad.....	79
Figura 3.29 Muestra a 6 metros de profundidad.....	79
Figura 3.30 Muestra a 7 metros de profundidad.....	80
Figura 3.31 Muestra a 8 metros de profundidad.....	80
Figura 3.32 Muestra a 9 metros de profundidad.....	81
Figura 3.33 Muestra a 10 metros de profundidad.....	81
Figura 3.34 Equipo de trabajo.....	82
Figura 3.35 Ensayo SPT.....	82
Figura 3.36 Esquema de ensayos realizados.....	85
Figura 3.37 Horno del laboratorio Shosue Cia.Ltda.....	86
Figura 3.38 Recipientes del laboratorio Shosue Cia.Ltda.....	86
Figura 3.39 Balanza del laboratorio Shosue Cia.Ltda	87
Figura 3.40 Juego de tamices del laboratorio.....	88
Figura 3.41 Cuchara Casa Grande del laboratorio	89
Figura 3.42 Ensayo límite plástico	90
Figura 3.43 Carta de plasticidad.	91
Figura 3.44 SUCS para suelos limosos y arcillosos	91
Figura 3.45 Líneas de fallas de zapata.	96
Figura 3.46 Esfuerzo admisible.....	101
Figura 4.1 Planta sótano.....	103
Figura 4.2 Primer piso locales.....	103

Figura 4.3 Segundo piso oficinas	104
Figura 4.4 Tercer piso departamentos	104
Figura 4.5 Ejes estructurales del edificio	105
Figura 4.6 Vista en planta del edificio.....	105
Figura 4.7 Estructura de pared simple de hormi2.....	107
Figura 4.8 Característica de panel estándar.....	107
Figura 4.9 Sección transversal losa nervada en 2 direcciones	110
Figura 4.10 Áreas de influencias.....	115
Figura 4.11 Espectro de diseño y espectro inelástico	119
Figura 4.12 Fuerzas verticales en dirección x pórtico eje 2	128
Figura 4.13 Diagrama de momento por sismo E_x Pórtico eje 2.....	128
Figura 4.14 Fuerzas verticales en dirección y pórtico eje B.....	129
Figura 4.15 Secciones del pórtico eje 2 dirección x.....	132
Figura 4.16 Secciones del pórtico eje B dirección y	133
Figura 4.17 Estructura de paredes simple normal de Hormi2.....	134
Figura 4.18 Característica del panel estándar	135
Figura 4.19 Steel panel novalosa.....	136
Figura 4.20 Propiedades de la sección simple	137
Figura 4.21 Propiedades de la sección compuesta	137
Figura 4.22 Vigas secundarias entre las vigas principales	141
Figura 4.23 Viga secundaria 2 vanos	142
Figura 4.24 Viga secundaria 3 Vanos	142

Figura 4.25	Espectro elástico y espectro inelástico.....	150
Figura 4.26	Distribución de fuerzas verticales dirección Y	158
Figura 4.27	Viga principal eje y	159
Figura 4.28	Viga principal eje x.....	167
Figura 4.29	Cargas actuando en Viga eje x	168
Figura 4.30	Dimensiones de perfiles tubulares cuadrados	178
Figura 5.1	Modelo en 3D de la edificación en Etabs	196
Figura 5.2	Estados de carga	197
Figura 5.3	Combinaciones de carga	197
Figura 5.4	Espectro inelástico definido en el programa.....	198
Figura 5.5	Derivas eje x Etabs	201
Figura 5.6	Derivas eje y Etabs	202
Figura 6.1	Vigas de cimentación eje x.....	227
Figura 6.2	Resultante de cargas en viga de cimentación	229
Figura 6.3	Cargas asignadas en Sap2000	231
Figura 6.4	Diagrama de momento en viga de cimentación.....	231
Figura 6.5	Diagrama de cortante en viga de cimentación.....	232
Figura 6.6	Momento último zapata.....	238
Figura 6.7	Momento último viga equivalente	243
Figura 6.8	Cortante última viga	243
Figura 6.9	Momento último zapata.....	249
Figura 6.10	Losa sobre vigas de cimentación	252

Figura 6.11 Esquema de la cimentación del edificio.....	253
Figura 6.12 Esquema de pantalla de hormigón.....	254
Figura 6.13 Modelo de pantalla de hormigón Sap2000	256
Figura 6.14 Momento en pantalla de hormigón	257
Figura 7.1 Modelo en Revit.....	260
Figura 7.2 Cimentación	260
Figura 7.3 Losa de cimentación	261

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Límites de la provincia de Santo Domingo.....	52
Tabla II. Coordenadas referenciales del terreno.....	53
Tabla III. Muestras de sondeo # 1	83
Tabla IV. Muestras de sondeo # 2.....	84
Tabla V. Parámetros del suelo.	95
Tabla VI. Capacidad admisible de carga.	97
Tabla VII. Capacidad admisible del suelo a cada metro lineal.	97
Tabla VIII. Factores de capacidad del suelo.	98
Tabla IX. Factores de capacidad de carga modificados	98
Tabla X. Consistencia, tenacidad, elasticidad en función del NSPT.	99
Tabla XI. Cálculo del ángulo de fricción interna.....	100
Tabla XII. Rangos de permeabilidad en suelo del proyecto.....	100
Tabla XIII. Módulo de reacción del suelo.....	100
Tabla XIV. Factor de seguridad de estabilidad	101
Tabla XV. Peso de paredes simples de hormigón.....	108
Tabla XVI. Espesores mínimos de losa nervada en dos direcciones.....	109
Tabla XVII. Espesor mínimo de losa.....	109
Tabla XVIII. Peso de losa nervada en dos direcciones.....	110
Tabla XIX. Carga muerta para todos los pisos excepto la terraza.	111
Tabla XX. Carga muerta terraza.....	111

Tabla XXI. Peso propio de los elementos estructurales.....	112
Tabla XXII. Resumen de carga muerta de los todos pisos.	112
Tabla XXIII. Carga viva de todos los pisos.	112
Tabla XXIV. Resumen de cargas actuantes en la edificación.....	113
Tabla XXV. Factor de sobrecarga en columnas.	114
Tabla XXVI. Valores de α	115
Tabla XXVII. Áreas de influencia.	116
Tabla XXVIII. Dimensiones de la estructura.	116
Tabla XXIX. Columnas de borde.	116
Tabla XXX. Columnas esquineras.....	117
Tabla XXXI. Columnas interiores.....	117
Tabla XXXII. Dimensiones de columnas de cada piso.....	117
Tabla XXXIII. Parámetros de zona sísmica.	118
Tabla XXXIV. Valores de S_a y C_s	120
Tabla XXXV. Valores de C_t y α	121
Tabla XXXVI. Periodo y aceleración espectral.	122
Tabla XXXVII. Peso de la estructura.	123
Tabla XXXVIII. Coeficiente de respuesta sísmica PCRM	124
Tabla XXXIX. Cortante basal.....	124
Tabla XL. Valores de k	126
Tabla XLI. Distribución de fuerzas verticales dirección X.	126
Tabla XLII. Distribución de fuerzas verticales dirección Y.	127

Tabla XLIII. Momento por carga muerta, viva y sismo.	129
Tabla XLIV. Combinaciones de carga.	130
Tabla XLV. Momentos últimos.....	130
Tabla XLVI. Altura de vigas eje x.	131
Tabla XLVII. Altura de vigas eje y.	133
Tabla XLVIII. Peso de paredes simple de hormi2.....	136
Tabla XLIX. Carga muerta para los pisos a excepción de la terraza.	138
Tabla L. Carga muerta para la terraza.....	138
Tabla LI. Peso propio de elementos estructurales.....	139
Tabla LII. Resumen de carga muerta.	139
Tabla LIII. Carga viva.	140
Tabla LIV. Resumen de cargas totales.....	140
Tabla LV. Carga mayorada sin peso propio.	142
Tabla LVI. Momentos y cortantes de viga de 2 y 3 vanos.....	143
Tabla LVII. Momento último obtenido del Sap2000.	143
Tabla LVIII. Módulo plástico requerido.	144
Tabla LIX. Selección de perfiles de Dipac.	144
Tabla LX. Deflexiones máximas permisibles.	145
Tabla LXI. Verificación deflexiones máximas permisibles.....	145
Tabla LXII. Propiedades de los perfiles.	147
Tabla LXIII. Verificación de sección alas.	147
Tabla LXIV. Verificación de sección alma.	147

Tabla LXV. Momento nominal de vigas secundarias.	148
Tabla LXVI. Verificación de cortante de vigas secundarias.	149
Tabla LXVII. Parámetros de zona sísmica.....	149
Tabla LXVIII. Valores de S_a y C_s	151
Tabla LXIX. Valores de C_t y α	152
Tabla LXX. Periodo y aceleración espectral.	152
Tabla LXXI. Peso de la estructura.	153
Tabla LXXII. Coeficiente de respuesta sísmica PARM	154
Tabla LXXIII. Cortante basal	155
Tabla LXXIV. Valores de k	157
Tabla LXXV. Distribución de fuerzas verticales dirección x	157
Tabla LXXVI. Distribución de fuerzas verticales dirección Y	157
Tabla LXXVII. Cargas mayoradas sin peso propio.	159
Tabla LXXVIII. Momentos por carga muerta.....	159
Tabla LXXIX. Momento por sismo	159
Tabla LXXX. Combinaciones de cargas.	160
Tabla LXXXI. Momentos últimos.	160
Tabla LXXXII. Módulo plástico requerido.	161
Tabla LXXXIII. Selección de perfiles de Dipac.	161
Tabla LXXXIV. Deflexiones máximas permisibles.	162
Tabla LXXXV. Verificación de deflexiones máximas permisibles.....	162
Tabla LXXXVI. Propiedades de los perfiles.	164

Tabla LXXXVII. Verificación de sección alas.....	164
Tabla LXXXVIII. Verificación de sección alma.....	164
Tabla LXXXIX. Momento nominal de vigas principales eje y.....	165
Tabla XC. Cortantes obtenidos del Sap2000.....	166
Tabla XCI. Verificación de cortante de vigas principales eje y.....	166
Tabla XCII. Perfiles seleccionados vigas principales eje y.....	167
Tabla XCIII. Reacciones máximas.....	168
Tabla XCIV. Peso propio de los elementos estructurales.....	168
Tabla XCV. Momento por carga muerta.....	169
Tabla XCVI. Momento por sismo Ex.....	169
Tabla XCVII. Combinaciones de carga.....	169
Tabla XCVIII. Momentos últimos eje x.....	170
Tabla XCIX. Módulo plástico requerido.....	171
Tabla C. Selección de perfiles de Dipac.....	171
Tabla CI. Deflexiones máximas permisibles.....	172
Tabla CII. Verificación deflexiones máximas permisibles.....	172
Tabla CIII. Propiedades de los perfiles.....	174
Tabla CIV. Verificación de sección alas.....	174
Tabla CV. Verificación de sección alma.....	174
Tabla CVI. Momento nominal de vigas principales eje x.....	175
Tabla CVII. Cortantes obtenidas del Sap2000.....	176
Tabla CVIII. Verificación de cortantes de vigas principales eje x.....	176

Tabla CIX. Perfiles seleccionados vigas principales eje x.....	177
Tabla CX. Dimensiones de los perfiles tubulares cuadrados.	178
Tabla CXI. Propiedades de las secciones.	179
Tabla CXII. Verificación de módulo plástico.....	179
Tabla CXIII. Carga por unidad de área en las columnas.	180
Tabla CXIV. Carga axial en las columnas.	180
Tabla CXV Factores de fluencia y tensión	182
Tabla CXVI. Criterio de columna fuerte – viga débil columnas centrales. ...	182
Tabla CXVII. Criterio de columna fuerte – viga débil columnas de borde. ..	182
Tabla CXVIII. Criterio de columna fuerte–viga débil columnas esquineras.	183
Tabla CXIX. Valores de α	183
Tabla CXX. Rigideces relativas I/L columnas interiores eje x.	184
Tabla CXXI. Factor de rigideces relativas G eje x.	185
Tabla CXXII. Valores de K usando nomograma	185
Tabla CXXIII. Rigideces relativas I/L eje y.....	186
Tabla CXXIV. Factores de rigideces relativas G eje y.	187
Tabla CXXV. Valores de K usando nomograma	188
Tabla CXXVI. Columnas sísmicamente compactas.....	189
Tabla CXXVII. Verificación de esbeltez.	190
Tabla CXXVIII. Verificación del eje de pandeo.	190
Tabla CXXIX. Verificación de columna corta o larga.	191
Tabla CXXX. Capacidad de columna	192

Tabla CXXXI. Cargas de PCRM.....	192
Tabla CXXXII. Cargas de PARM.....	193
Tabla CXXXIII. Cargas de estructura mixta.....	193
Tabla CXXXIV. Periodos de la estructura.....	198
Tabla CXXXV. Cortante basal E_x y E_y obtenido del modelo.....	199
Tabla CXXXVI. Cortante basal obtenido por método estático.....	200
Tabla CXXXVII. Derivas eje x producidas por sismo x.....	201
Tabla CXXXVIII. Derivas eje y producidas por sismo y.....	201
Tabla CXXXIX. Índice de estabilidad y efectos P- Δ dirección x.....	203
Tabla CXL. Índice de estabilidad y efectos P- Δ dirección y.....	203
Tabla CXLI. Propiedades de vigas secundarias.....	209
Tabla CXLII. Valores de L_b , L_p y L_r de vigas secundarias.....	209
Tabla CXLIII. Verificación de momentos de vigas secundarias.....	210
Tabla CXLIV. Cortante de vigas secundarias.....	210
Tabla CXLV. Verificación de cortante de vigas secundarias.....	210
Tabla CXLVI. Propiedades de perfiles vigas principales eje y.....	211
Tabla CXLVII. Valores de L_b , L_p y L_r de vigas principales eje y.....	212
Tabla CXLVIII. Verificación de momentos de vigas principales eje y.....	212
Tabla CXLIX. Cortante de vigas principales eje y.....	213
Tabla CL. Verificación de cortante de vigas principales eje y.....	213
Tabla CLI. Propiedades de perfiles de vigas principales eje x.....	214
Tabla CLII. Valores de L_b , L_p y L_r de vigas principales eje x.....	214

Tabla CLIII. Verificación de momentos de vigas principales eje x.	214
Tabla CLIV. Cortante de vigas principales eje x.	215
Tabla CLV. Verificación de cortantes de vigas principales eje x.	215
Tabla CLVI. Carga de Euler en las columnas.	219
Tabla CLVII. Valores de carga axial y momentos del Etabs.	219
Tabla CLVIII. Valores de B1 y B2 de los ejes x y y.	220
Tabla CLIX. Valores de Lb y Lp.	220
Tabla CLX. Relación demanda capacidad de las columnas.	220
Tabla CLXI. Propiedades de losa.	221
Tabla CLXII. Valor de altura promedio de hormigón.	221
Tabla CLXIII. Momentos y cortantes máximos.	222
Tabla CLXIV. Cuantías requeridas.	222
Tabla CLXV. Comprobación por flexión.	223
Tabla CLXVI. Cargas de servicio eje 1.	227
Tabla CLXVII. Cargas de servicio eje 2.	228
Tabla CLXVIII. Cargas de servicio eje 3.	228
Tabla CLXIX. Cargas de servicio eje 4.	228
Tabla CLXX. Ancho y cargas de columnas eje 2.	229
Tabla CLXXI. Carga repartida en cada columna.	230
Tabla CLXXII. Carga de servicio.	230
Tabla CLXXIII. Carga última.	230
Tabla CLXXIV. Momentos máximos.	231

Tabla CLXXV. Cortante máximo.	232
Tabla CLXXVI. Valores de R_u	232
Tabla CLXXVII. Diseño a flexión.	233
Tabla CLXXVIII. Acero longitudinal	233
Tabla CLXXIX. Longitud de anclaje.	234
Tabla CLXXX. Diseño por cortante.	234
Tabla CLXXXI. Longitud de traslape.	235
Tabla CLXXXII. Traslape de compresión.	235
Tabla CLXXXIII. Diseño a flexión.	236
Tabla CLXXXIV. Acero longitudinal.	236
Tabla CLXXXV. Longitud de anclaje.	237
Tabla CLXXXVI. Longitud de traslape.	237
Tabla CLXXXVII. Traslape de compresión.	237
Tabla CLXXXVIII. Ancho de zapata.	238
Tabla CLXXXIX. Diseño de zapata.	238
Tabla CXC. Acero Longitudinal zapata.	239
Tabla CXCI. Longitud de anclaje.	239
Tabla CXCII. Longitud de traslape.	240
Tabla CXCIII. Traslape de compresión.	240
Tabla CXCIV. Diseño por cortante.	240
Tabla CXCV. Separación requerida.	241
Tabla CXCVI. Ancho y cargas de columnas.	241

Tabla CXCVII. Carga repartida en cada columna.....	241
Tabla CXCVIII. Carga de servicio.....	242
Tabla CXCIX. Carga última.	242
Tabla CC. Momentos máximos.	242
Tabla CCI. Cortante máximo.	243
Tabla CCII. Valores de R_u	244
Tabla CCIII. Diseño a flexión.....	244
Tabla CCIV. Acero Longitudinal.	244
Tabla CCV. Longitud de anclaje.	245
Tabla CCVI. Diseño por cortante.....	245
Tabla CCVII. Longitud de traslape.....	246
Tabla CCVIII. Traslape de compresión.....	246
Tabla CCIX. Diseño a flexión.	246
Tabla CCX. Acero longitudinal.....	247
Tabla CCXI. Longitud de anclaje.....	247
Tabla CCXII. Longitud de traslape.....	248
Tabla CCXIII Traslape de compresión.....	248
Tabla CCXIV. Ancho zapata.....	248
Tabla CCXV. Diseño a flexión.	249
Tabla CCXVI. Acero longitudinal.	249
Tabla CCXVII. Longitud de anclaje.....	250
Tabla CCXVIII. Longitud de traslape.	250

Tabla CCXIX. Traslape de compresión.	251
Tabla CCXX. Diseño por cortante.	251
Tabla CCXXI. Separación requerida.....	251
Tabla CCXXII. Ángulo de fricción	254
Tabla CCXXIII. Características del suelo de la zona de empuje.	254
Tabla CCXXIV. Dimensiones de la pantalla de hormigón.	256
Tabla CCXXV. Características de la pantalla de hormigón.	257
Tabla CCXXVI. Presupuesto de la edificación.	262
Tabla CCXXVII. Matriz de intensidad.	270
Tabla CCXXVIII. Matriz de extensión.	271
Tabla CCXXIX. Matriz de duración.	272
Tabla CCXXX. Matriz signo.	273
Tabla CCXXXI. Matriz de magnitud.	274
Tabla CCXXXII. Matriz reversa.....	275
Tabla CCXXXIII. Matriz de riesgo.	276
Tabla CCXXXIV. Matriz VIA.	277
Tabla CCXXXV. Matriz VIA promedio.....	278
Tabla CCXXXVI. Mayores impactos generados.	279

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

Hoy en día los proyectos de construcción se presentan para cubrir necesidades de la sociedad en consecuencia de falencias y desarrollo, Ecuador por su ubicación geográfica es un país que está expuestos a sismos constantes, por el movimiento de las placas tectónicas como es la placa nazca y la placa sudamericana, como fue el terremoto que se experimentó el país el 16 de abril del 2016 uno de los más fuertes presentado en estos últimos años, donde se afectó a miles de viviendas en varias provincias del país, por ello el estudio y diseños son basadas en estructuras sísmicamente resistentes.

La norma ecuatoriana de construcción NEC-15 que rige en el país, nos indica cuales son los factores de aceleraciones sísmicas para realización de los espectros de diseño para estructuras sísmicamente resistente además de los criterios de diseño. Con ello se garantiza que la estructura tendrá buen desempeño cuando ocurra el sismo de diseño y garantizar la seguridad de los ocupantes del edificio.

La zona de estudio de este proyecto se encuentra localizada en la provincia de Santo Domingo de Los Tsáchilas, cantón Santo Domingo una zona con alta sismicidad, donde se plantea el diseño de un edificio de cuatro pisos, teniendo en cuenta cada uno de los factores de diseño sismorresistentes donde se plantearán tres alternativas y tomará la óptima

para el desarrollo del proyecto, y así presentar los respectivos planos de la edificación.

1.2 Planteamiento del problema

Santo Domingo de los Tsáchilas es situada en la región subtropical, donde se observa un suelo muy fértil para la agricultura, pero a la vez una zona llena de rellenos en donde han sido cimentadas la mayoría de edificaciones. Hay que tomar en cuenta que la mayoría de estas, no han sido diseñadas estructuralmente ni construidas por profesionales en la rama.

Por esta razón con el evento acontecido el 16 de abril del 2016 en el país, la ciudad de Santo Domingo tuvo afectaciones en las estructuras ya sean volados, mampostería, daños estructurales y hasta edificios demolidos como es el caso de un edificio a pocas cuadras de la zona de estudio como se muestra en la Figura 1.1. Santo domingo se encuentra muy cerca de las provincias con más afectaciones sísmicas, donde ocurren la mayoría de los epicentros de los sismos como es Manabí y Esmeraldas.

Por ello para el desarrollo de este proyecto es importante analizar a detalle cada una de las características que se involucran al diseñar una estructura, tomando en cuenta cada una de las recomendaciones de las normas vigentes en el país para así desarrollar una edificación segura para los ocupantes.

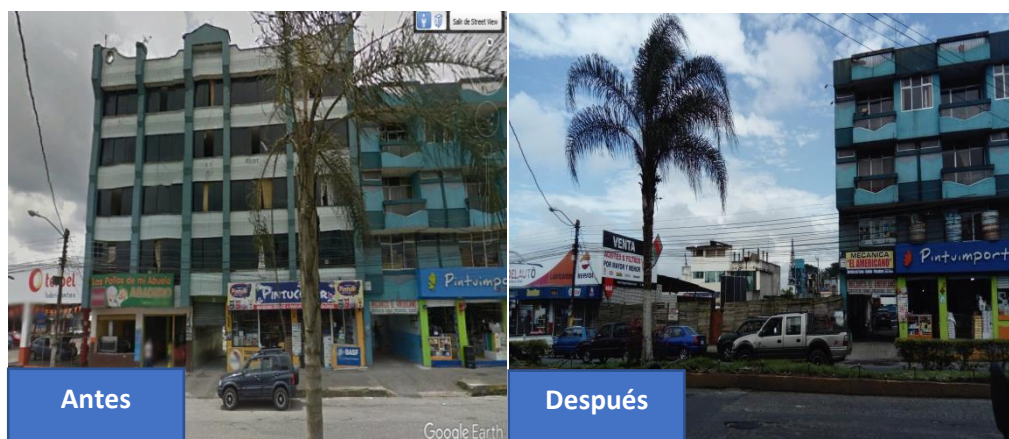


Figura 1.1 Edificio colapsado terremoto Ecuador 16/04/2016.
Fuente: Google Earth ,2015 (Antes), Almache, I., Sánchez, R.,2017 (Después).

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Diseñar estructuralmente una edificación de cuatro pisos de uso comercial, oficinas, departamentos y terraza, en la ciudad de Santo Domingo, provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Realizar el estudio geotécnico para cimentación.
2. Desarrollar el diseño arquitectónico de la edificación.
3. Determinar 3 alternativas de diseño para edificación.
4. Pre dimensionar los elementos estructurales en cada una de las alternativas planteadas.
5. Seleccionar la alternativa óptima para el desarrollo del proyecto, tomando en cuenta criterios económicos, sociales y ambientales.
6. Diseñar la super-estructura de la alternativa seleccionada.

7. Realizar el diseño de la sub-estructura para cubrir necesidades de las cargas.
8. Realizar planos estructurales de la edificación para uso en la construcción.
9. Determinar el presupuesto del diseño final.
10. Realizar el estudio de impacto ambiental.

1.4 Justificación

Este proyecto ha nacido con la necesidad de los interesados en construir un edificio en la parte delantera en el terreno ya que esto generaría mayor ingreso económico, dado a que el sitio es una zona comercial del cantón Santo Domingo. Actualmente en la zona de estudio se encuentran tres locales de construcción mixta de bloque con madera como se observa en la Figura 2.3. Con este proyecto se intenta cubrir las necesidades de los interesados de carácter privado.

Como se ha mencionado Santo Domingo es una provincia que se encuentra muy cerca de las zonas más sísmica del país. Esmeraldas con una distancia a su capital Esmeraldas de 176.7 Km. Esta provincia fue afectada por los terremotos más devastadores registrados, en 1906 de 8.8 en la escala de Richter y el terremoto del 16 de abril del 2016 ocurrido en Pedernales -Manabí de 7.8 en la escala de Richter a una distancia de 127

km aproximadamente, ver figura 1.2, es por ello que los propietarios temen que ocurran daños en la edificación.

El análisis del proyecto se basa en el estudio exhaustivo de cada uno de los procesos que conllevan al diseño de una estructura sismorresistente, teniendo en cuenta cada una de las necesidades y factores para lograr un diseño óptimo y que se pueda aplicar en un futuro.

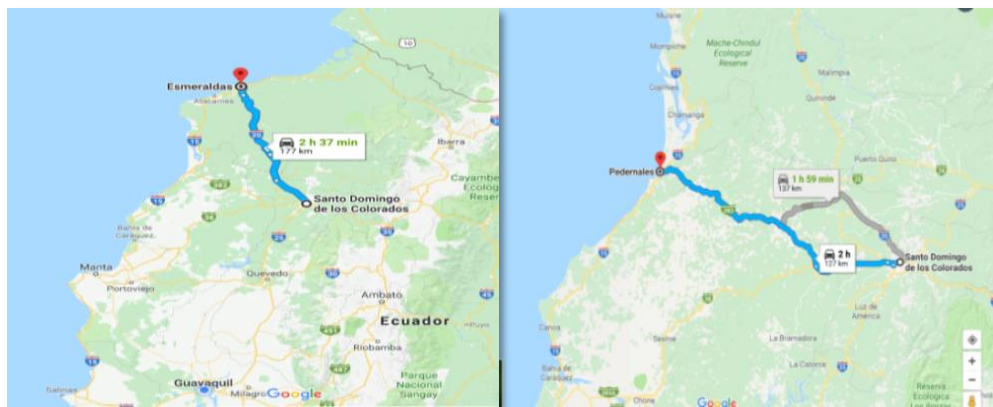


Figura 1.2 Distancia Santo Domingo a provincias de Esmeraldas y Manabí.

Fuente: Google Maps, 2015.

1.5 Metodología

Para el desarrollo del proyecto es importante tomar en cuenta el procedimiento que se requiere para cumplir con lo requerido por ello se planteó un diagrama de flujo como se muestra en la figura 1.3, para llevar el proyecto acabo de una manera secuencial.

- Recopilación de información

Mediante una visita técnica, para así reconocer la zona de estudio, medidas del terreno y área de trabajo, pedir los requerimientos del edificio como es el uso y requerimientos a los propietarios y con ello definir los espacios.

- Proyecto arquitectónico y estudio de suelo

Elaboración del proyecto arquitectónico con las demandas dichas por los propietarios.

Buscar asesoría técnica para realizar los trabajos de campo dado a que el proyecto se construirá en un futuro.

Se ha optado realizar SPT, con profundidad de acuerdo con la norma NEC-15.

- Pre dimensionamiento

Para ello una vez que se ha realizado el proyecto arquitectónico y se ha determinado que tipo de suelo existe en la zona de estudio se procede a realizar el pre dimensionamiento tomando en cuenta los requerimientos que se encuentran en la NEC-15, AISCE 341-10, ASCE 7-10, para diseños sísmicamente resistentes y así seleccionar la alternativa óptima.

- Diseño

Una vez definida la alternativa óptima, se procede a realizar al análisis definitivo de los elementos estructurales, modelando cada una de las características mediante los Software SAP, ETABS para los elementos estructurales correspondientes a la edificación y la sub-estructura.

- Planos Estructurales

Definido los elementos estructurales se realizan los planos estructurales detallando dimensiones, tipo de materiales, niveles y ubicación.

- Análisis del presupuesto

Detallado los planos estructura se realizará un plano mediante el software Revit, se realiza un modelado de estructuras donde permita calcular de manera eficiente el metrado de los elementos.

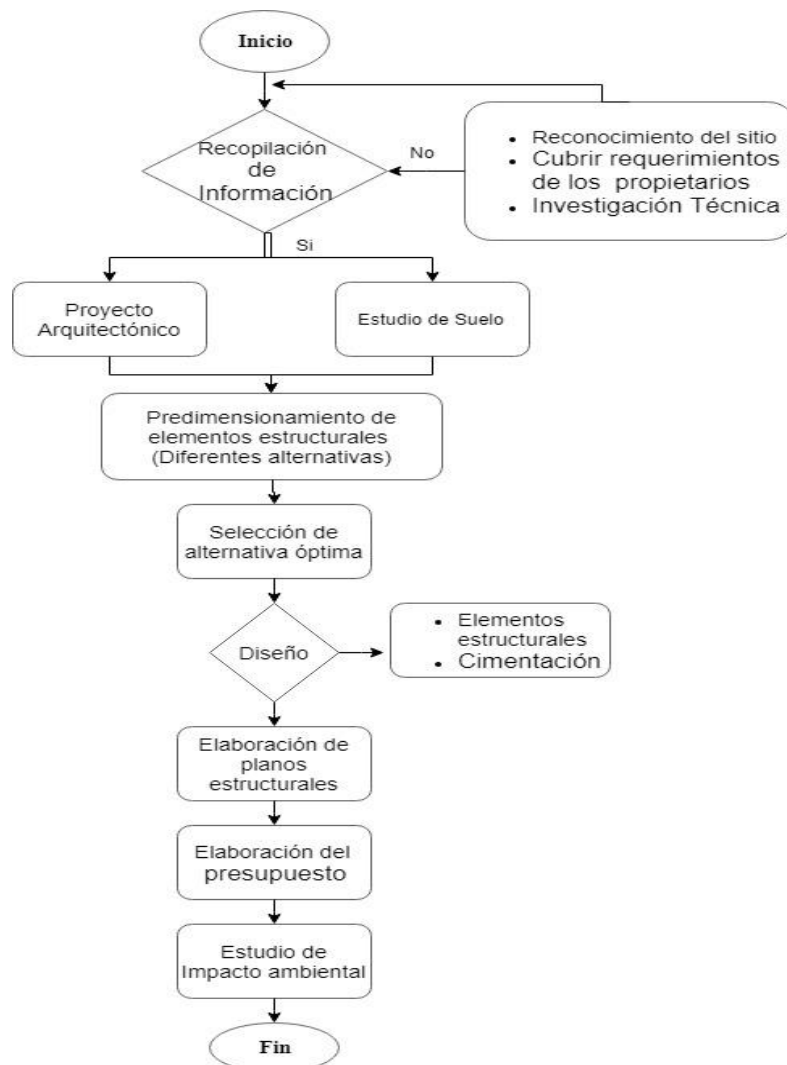


Figura 1.3 Diagrama de flujo – Metodología.

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

1.6 Alcance

El alcance de este proyecto se limita al diseño estructural de una edificación en la Provincia Santo Domingo con la entrega del estudio de suelo, planos arquitectónicos y estructurales de la edificación estudiada, cabe recalcar que el proyecto necesita una revisión ya que el tiempo estimado para la elaboración de este ha sido corto, pero se ha tratado de presentar cálculos reales y con ello los interesados puedan hacer uso de este proyecto en el futuro.

CAPÍTULO 2

MARCO REFERENCIAL

2.1 Aspectos físicos

2.1.1 Ubicación

La zona de estudio se encuentra localizada en la región Sierra en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, Cantón Santo Domingo Parroquia Santo Domingo, cuyos límites se observan en la tabla I y la ubicación geográfica en la figura 2.1.

Tabla I. Límites de la provincia de Santo Domingo.

Ubicación	Provincia
Norte	Pichincha
Este	Pichincha
Sur	Los Ríos
Oeste	Manabí
Noroeste	Esmeraldas

Fuente: ECURED,2008



Figura 2.1 Ubicación geográfica Santo Domingo de Los Tsáchilas.

Fuente: Google Maps,2015

La localización específica de la zona de la construcción se encuentra en la dirección vía Chone entre Pedro Vicente Maldonado y Antonio Ante cuya fachada frontal se encuentra en la Figura 2.3 y ubicación en detallada en la figura 2.2. Con un área de construcción de 186.516m², donde las coordenadas de referencia se encuentran en la tabla II.

Tabla II. Coordenadas referenciales del terreno.

Zona	17 sur
Sistema	WGS84
Este	702745.00 m
Norte	9971796.00 m
Elevación	547

Fuente: Datos obtenidos de Google Earth,2015

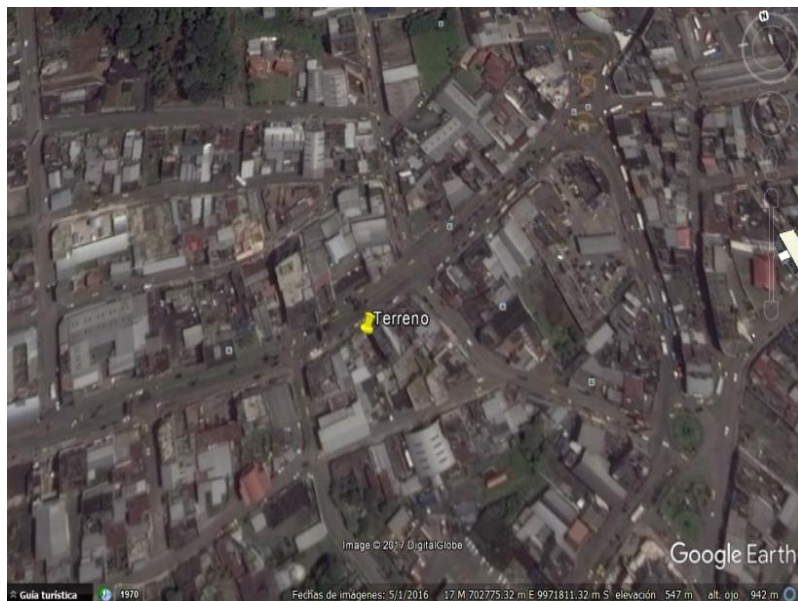


Figura 2.2 Ubicación del área de estudio.
Fuente: Google Earth,2015

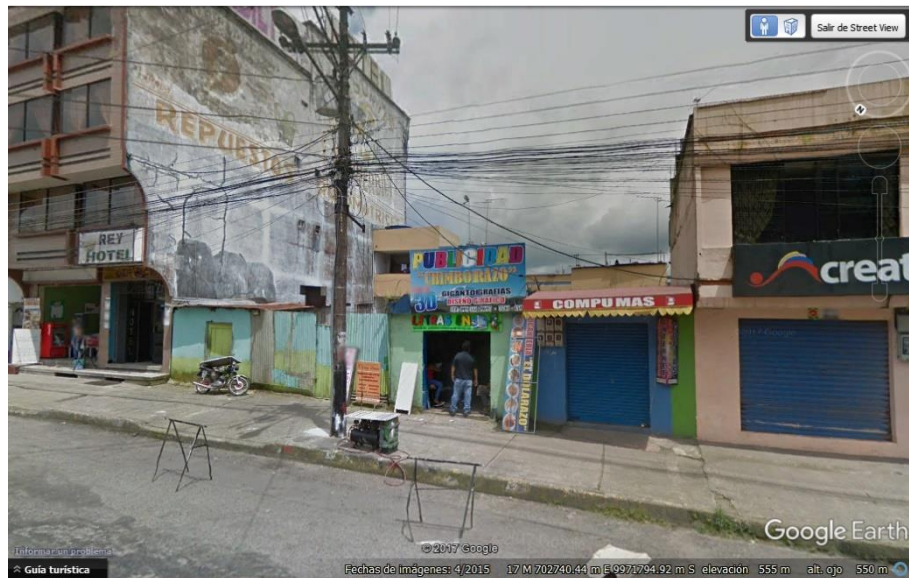


Figura 2.3 Fachada frontal actual del terreno.
Fuente: Google Earth, 2015

2.2 Información básica

2.2.1 Clima

Santo Domingo de los Tsáchilas tiene un clima lluvioso tropical con una temperatura variable en verano de 18 a 33 °C y en invierno con una temperatura de 23 a 34 °C, donde hace más calor llegando hasta 38 °C, Con una temperatura Promedio de 25.5°C.

2.2.2 Topografía

La topografía del sitio se encuentra en una zona con cotas de elevación de 545 a 550 msnm, ver figura 2.4, un área con poca

pendiente, es decir, un terreno plano cuya la cota de la zona de estudio se encuentra entre 548-549 msnm.

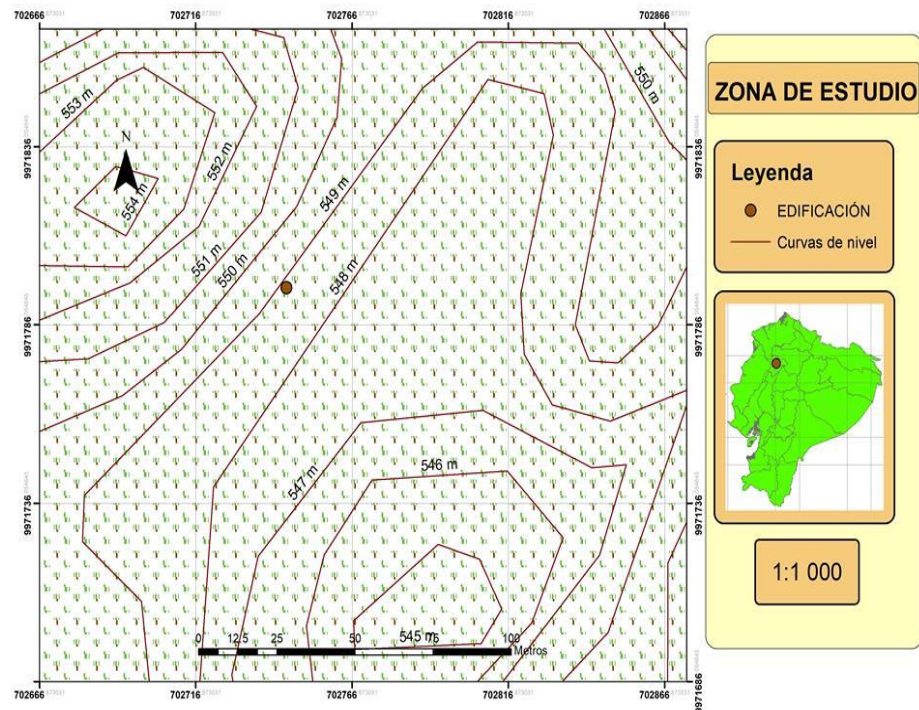


Figura 2.4 Topografía de la zona de estudio.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

2.3 Geología

Santo Domingo se encuentra ubicada al oeste de la cordillera occidental de los Andes el área comprende una zona montañosa alta de las estribaciones de la cordillera hacia el oeste una área de relieve más baja que se encuentra caracterizada por presentar paisajes de lomas longitudinales redondeados con un patrón de drenaje paralelos o sub-paralelo, una zona plana baja, considerada más o menos hasta los 450m

de altura ,representada en ocasiones por pequeñas meseta o terrazas de drenaje con tipo céntrico espaciado. Presentando así materiales como Ceniza, toba, aglomerado volcánico, ver figura 2.5.

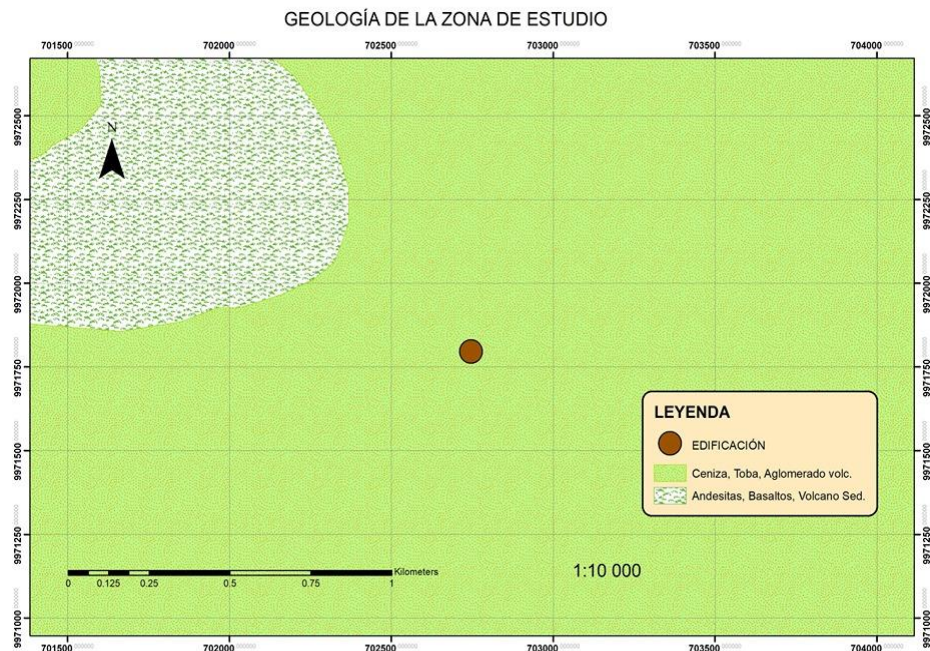


Figura 2.5 Geología de la zona de estudio.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

2.4 Aspecto poblacional

Santo Domingo es una provincia netamente comercial por su ubicación territorial, cuenta con 368.013 habitantes censo 2010, es por ello por lo que la edificación de estudio se encuentra en una céntrica de la provincia y por ello tiene un fin comercial.

2.5 Medición del área de construcción

Mediante una visita técnica se realizó un levantamiento planimétrico con cinta donde se midió el área de construcción y las estructuras existentes en el sitio de estudio.

En la figura.2.6 se presenta la parte interior del área de construcción, en el cual se puede apreciar que en el límite de la parte izquierda del terreno hay un edificio de 4 pisos, y en la parte derecha hay una construcción de una casa de 2 pisos

Vista Derecha



Vista Izquierda



Figura 2.6 Vista derecha e izquierda del área de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

En las figuras 2.7 a 2.10 se muestra la medición exterior e interior de la zona de construcción para así poder realizar el proyecto arquitectónico que nos servirá para el diseño del edificio.



Figura 2.7 Medición de la parte frontal del terreno de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 2.8 Medición de bordillos del terreno de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 2.9 Vista frontal del área de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 2.10 Medición de la parte interior del área de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Una vez finalizada la medición con cinta métrica del perímetro de la zona de construcción se procedió a dibujar el plano en AutoCAD, ver figura 2.11 y 2.12, para tener una vista superior del área en donde se va a diseñar el edificio.

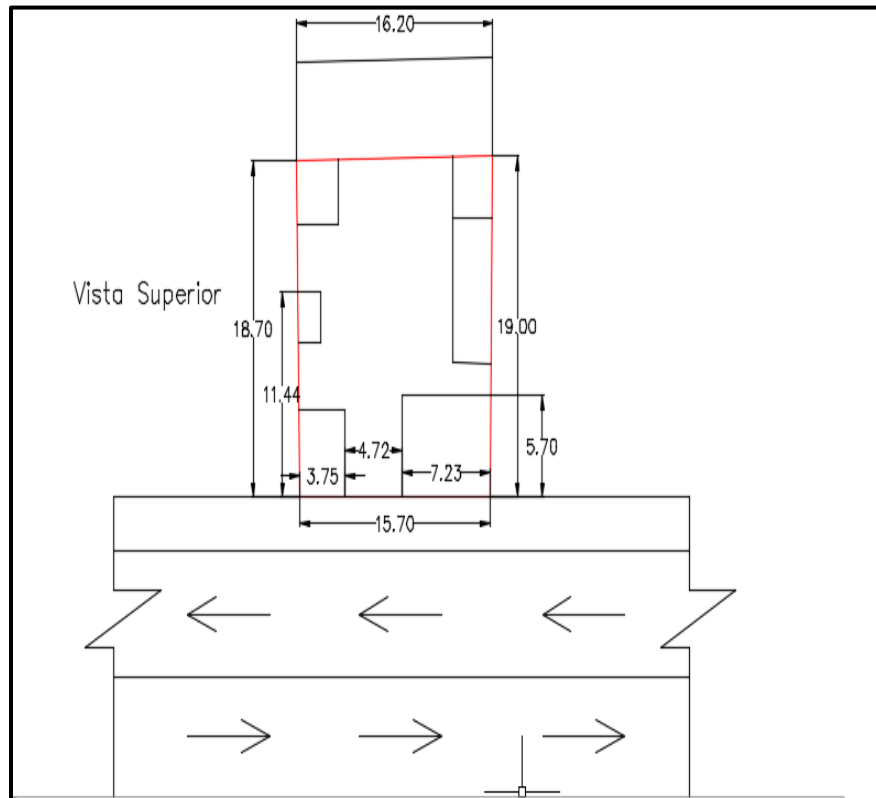


Figura 2.11 Vista Superior del área de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

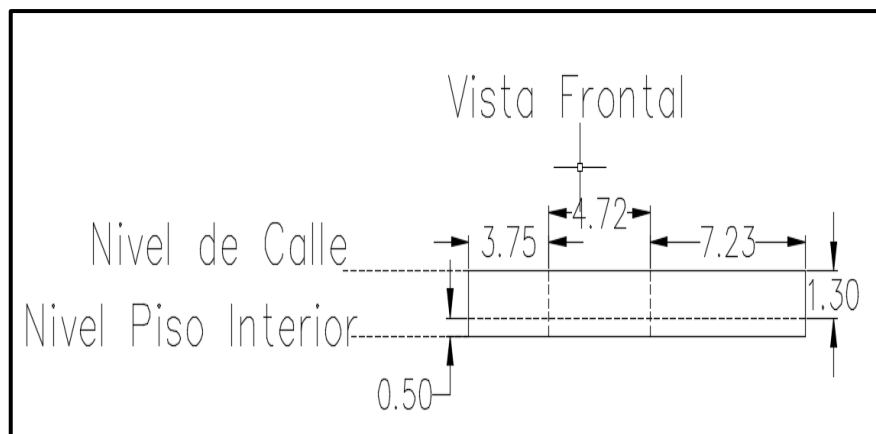


Figura 2.12 Vista frontal de la zona de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se puede observar que en la zona de construcción hay un desnivel de 1.8 metros, ver Figura 2.13, hacia abajo tomando en cuenta como nivel de referencia la calzada frente al terreno, por lo que se debe tomar en consideración este desnivel al momento de realizar el diseño.

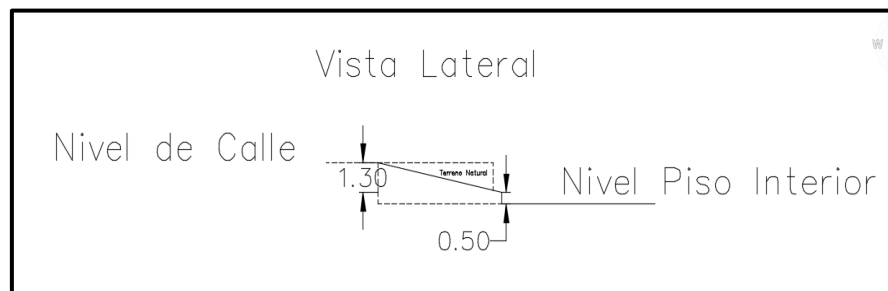


Figura 2.13 Vista lateral de la zona de construcción.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

CAPÍTULO 3
ESTUDIO GEOTÉCNICO EN ZONA DE
CONSTRUCCIÓN

3.1 Prueba de penetración estándar (SPT) en campo

3.1.1 Procedimiento

Para poder diseñar la super-estructura y la sub-estructura se debe conocer el tipo de suelo que existe en el lugar, además de la capacidad de soportar del suelo, para poder elegir el tipo de cimentación superficial adecuada que sea capaz de soportar el peso de la super-estructura y evitar grandes asentamientos.

Para ello se escogió realizar la prueba de penetración estándar SPT, por lo que el procedimiento en que se basó es el siguiente:

- Seleccionar el punto a ensayar (Donde se va a realizar la perforación). Preparar el sitio quitando las impurezas y desperdicios dado a que por ese sitio pasara el tubo de muestreo, ver figura 3.1.



Figura 3.1 Ubicación del 1er sondeo.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

- Ensamble de los materiales (Trípode) por sobre la zona de perforación, ver figura 3.2.



Figura 3.2 Ensamble del equipo SPT
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

- Colocar el martillo de forma vertical sobre el tubo de perforación que será sostenido por una cuerda que pasa por una polea que se encuentra ubicada en la parte superior del trípode, ver figura 3.3.



Figura 3.3 Ensamble total de equipo SPT.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

- Se debe señalar cada 15 centímetros con marcas en la parte superior de la tubería para la verificación del avance de la perforación conforme se vayan dando los golpes.
- Dejar caer el martillo desde una altura de 75cm sobre el tubo y contabilizar los golpes que le dan en cada tramo de 15 cm

especificados en el tubo. Al inicio de la penetración solo se debe sumar los golpes del 2 y 3 tramo.

- Sacar la muestra y analizar la consistencia, aspecto del material extraído mediante un análisis preliminar, y después llevar al laboratorio para un análisis profundo. Durante la extracción de las muestras es importante la limpieza del orificio para evitar muestras aberrantes como se observa en la figura 3.4 la forma de la cuchara es diferente.



Figura 3.4 Limpieza de la perforación.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Para poder determinar las propiedades del suelo se utilizó la Prueba de Penetración Estándar (SPT), por lo que se hicieron 2 sondeos de 12 y 10 metros de profundidad respectivamente.

En la figura 3.5, se muestra los materiales que se usaron para ensamblar el equipo con el cual se realizó en ensayo SPT.



Figura 3.5 Equipos para ensayo SPT.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se realizaron dos sondeos que serían suficientes para determinar características del suelo en la zona de estudio.

3.1.2 Sondeo # 1

Una vez que el equipo estaba armado, se empezó a realizar el primer sondeo cuyas coordenadas son las siguientes (175702756E, 9971795N), lugar donde estaría construido el edificio en proyecto, luego se procedió a realizar el muestreo y se extrajo las muestras de suelo que está debajo del nivel actual del terreno, hasta la profundidad de 12 metros establecidas.

Para la hoja de campo, se detalló número de golpes que se daban en cada división por metro de sondeo perforado, además de las respectivas muestras del suelo existente por cada metro lineal en el avance del sondeo, recuperación, color, etc. A Continuación, se presenta las figuras de 3.6 a 3.19. Donde se muestra el material obtenido en los 12 metros del 1er sondeo:

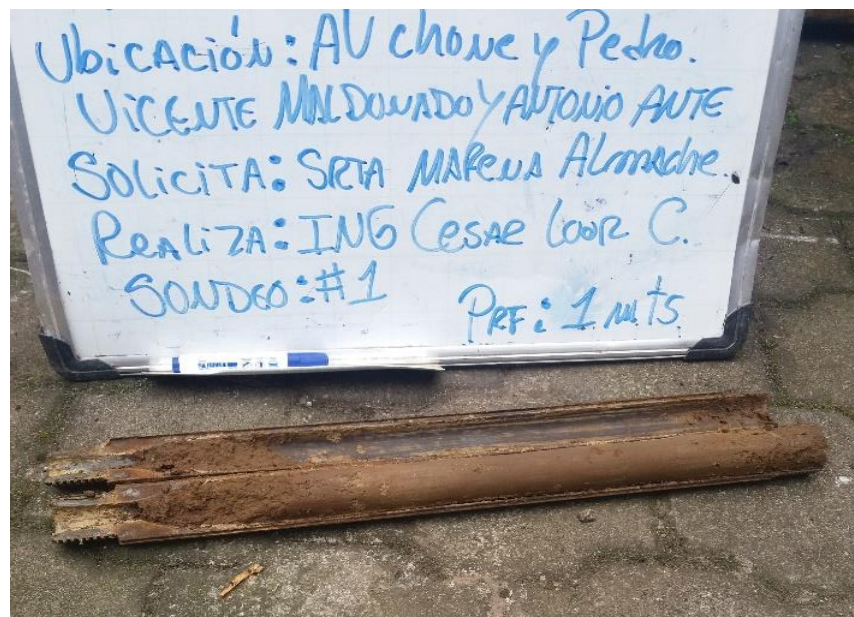


Figura 3.6 Muestra a 1 metro de profundidad.
Fuente: Almaché, I., Sánchez, R., 2017

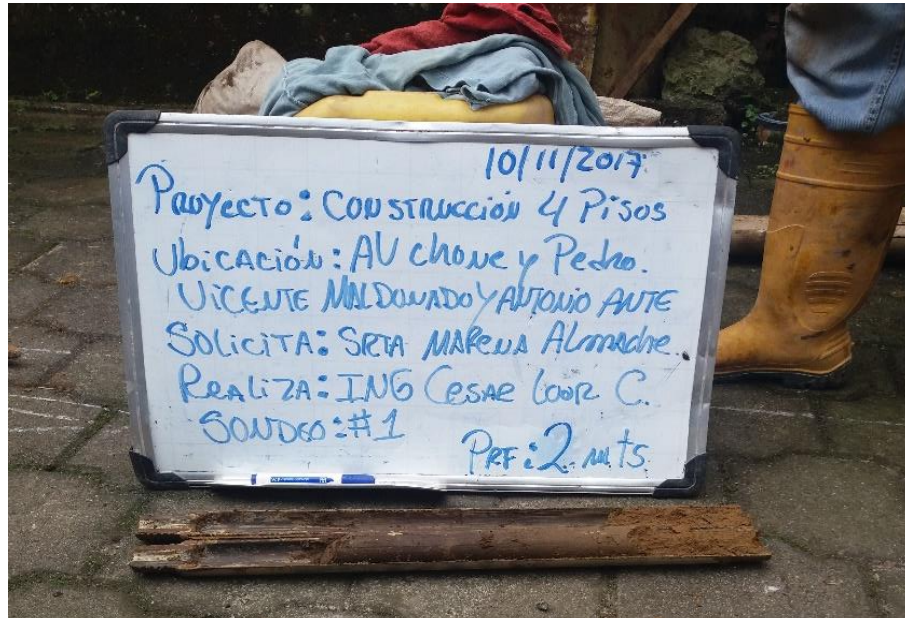


Figura 3.7. Muestra a 2 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sanchez, R., 2017



Figura 3.8 Muestra a 3 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

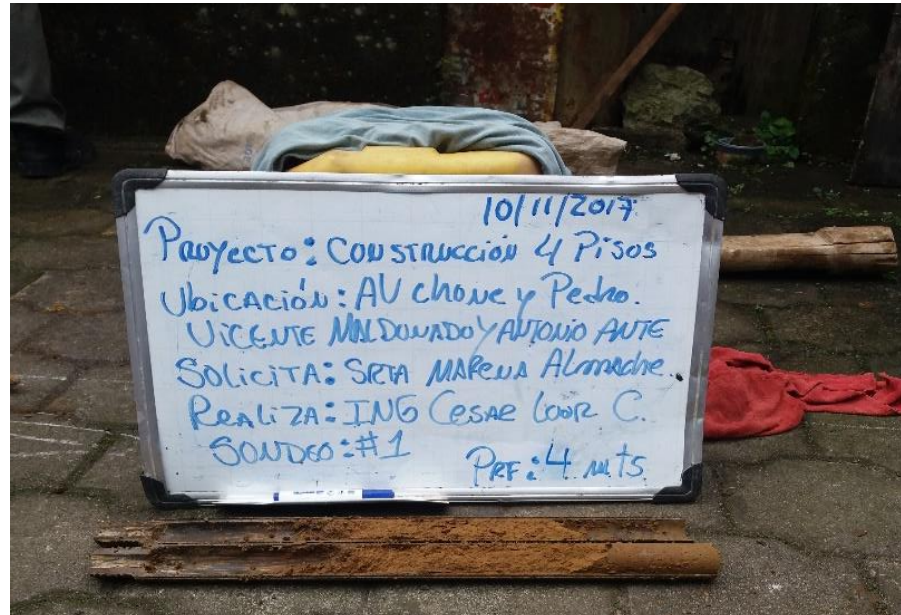


Figura 3.9 Muestra a 4 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

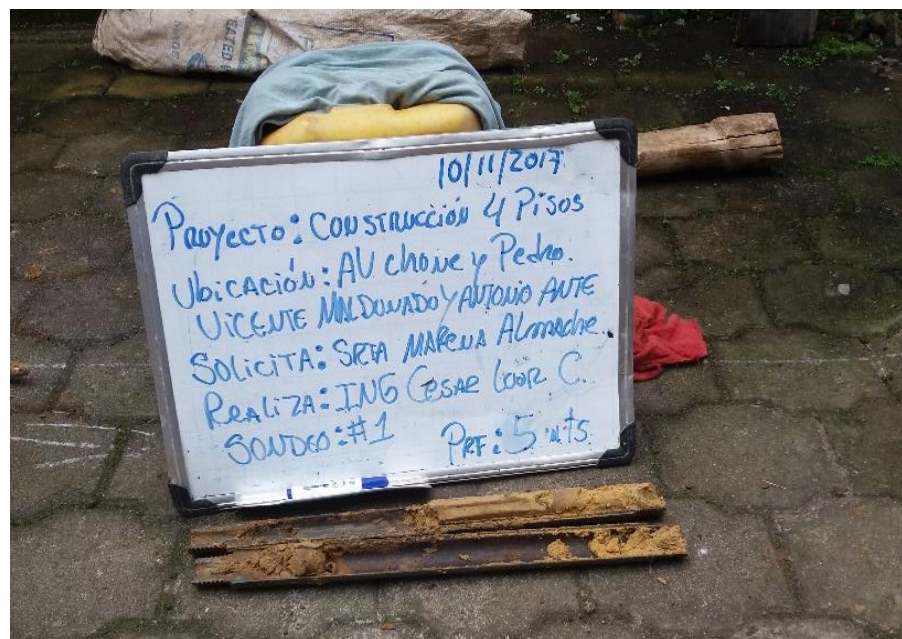


Figura 3.10 Muestra a 5 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.11 Muestra a 6 metros de profundidad.
Fuente: Almaché, I., Sánchez, R., 2017



Figura 3.12 Muestra a 7 metros de profundidad.
Fuente: Almaché, I., Sánchez, R., 2017

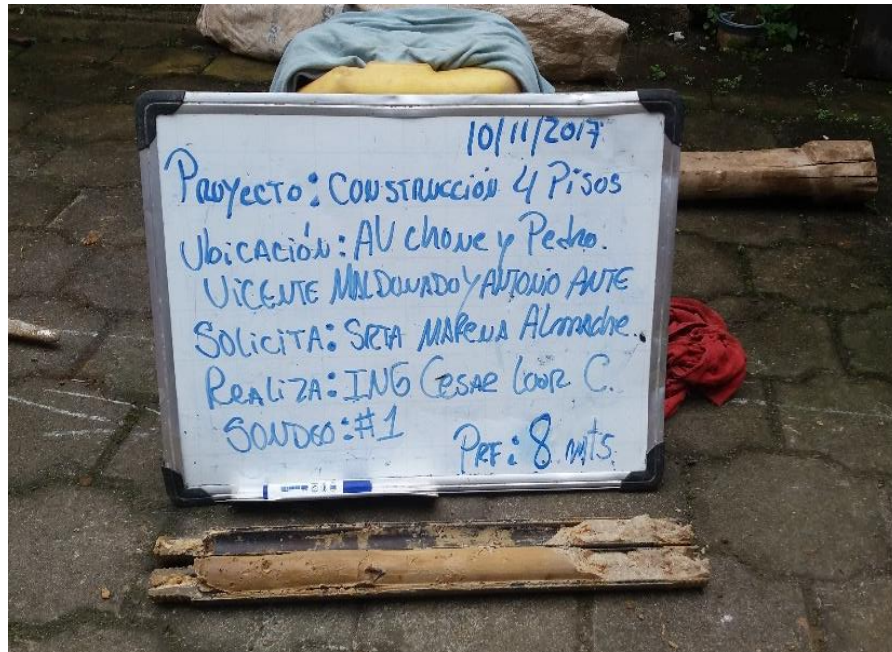


Figura 3.14 Muestra a 8 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

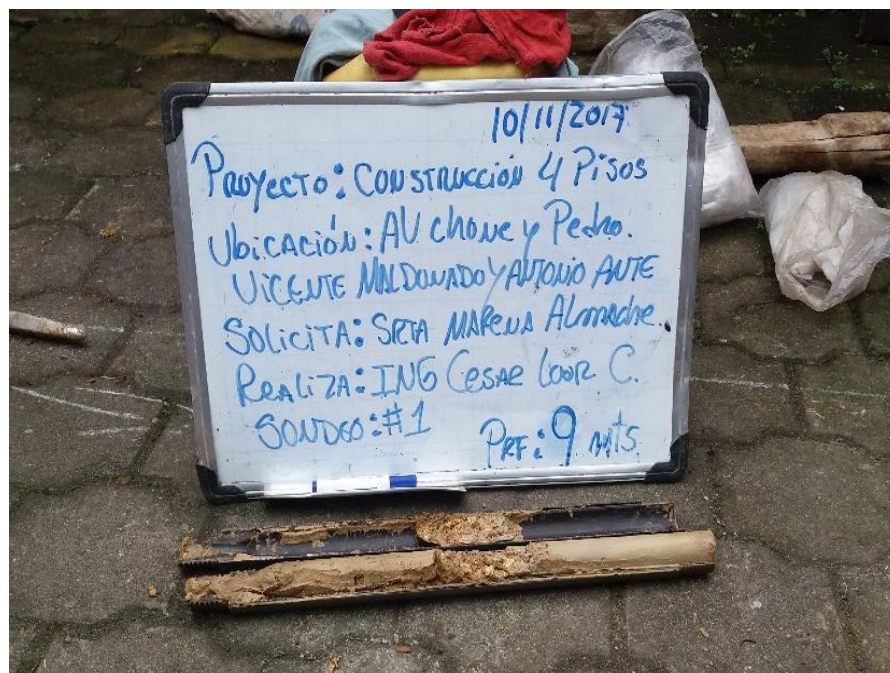


Figura 3.13 Muestra a 9 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

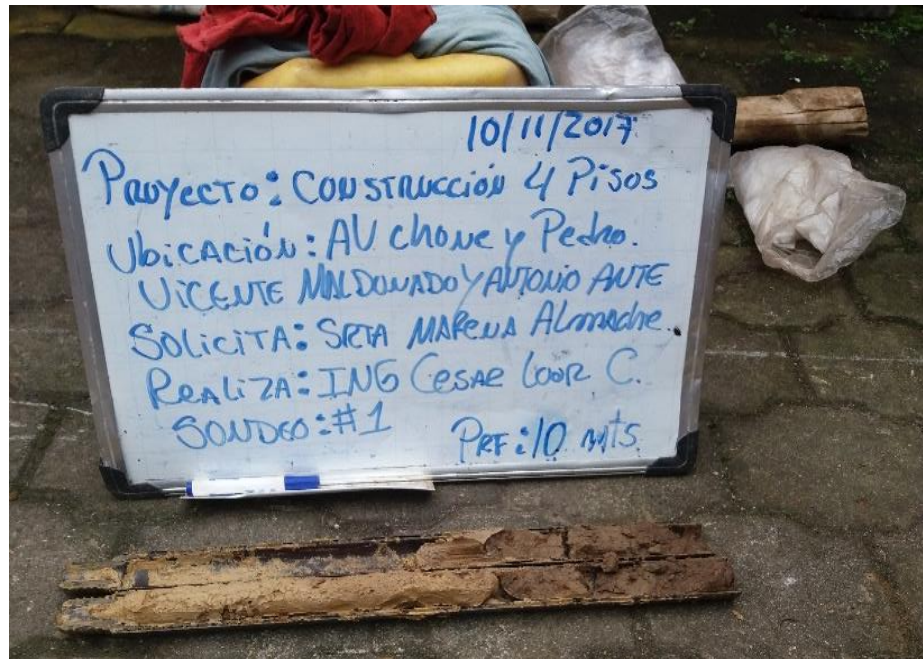


Figura 3.15 Muestra a 10 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

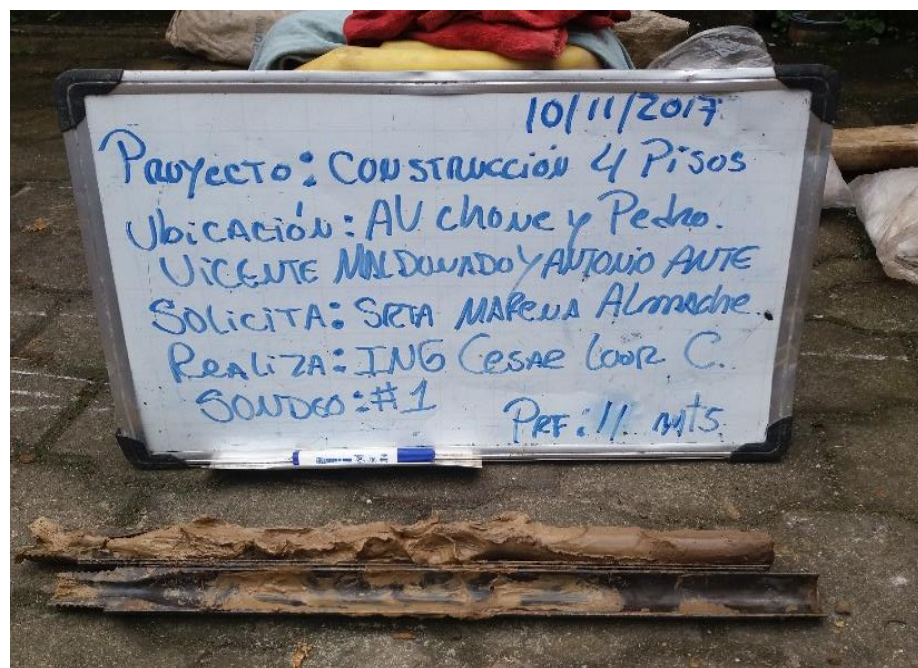


Figura 3.16 Muestra a 11 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

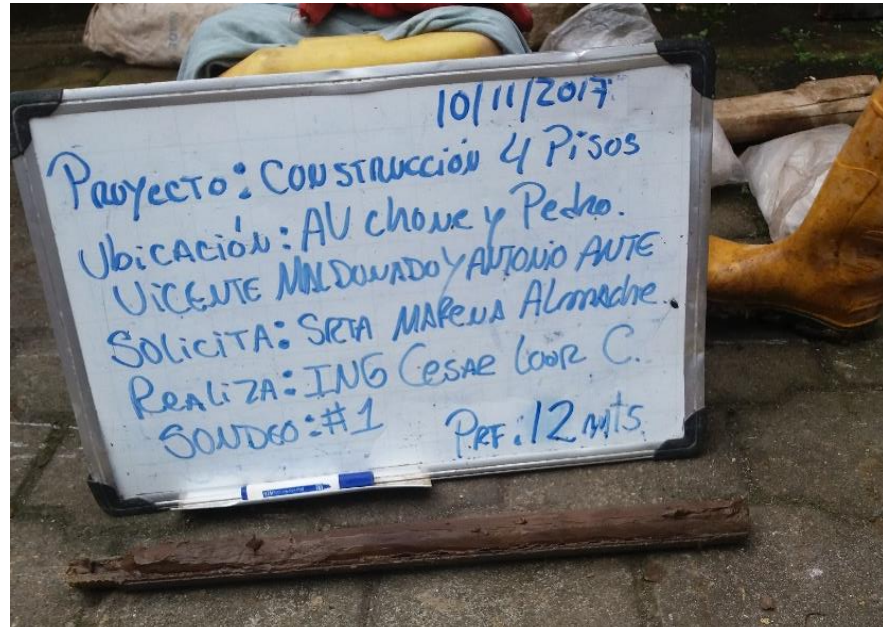


Figura 3.17 Muestra a 12 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.18 Recuperación de muestras.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.19 Orificio del primer sondeo.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3.1.3 Sondeo # 2

Una vez finalizado el primer sondeo se procedió a escoger el lugar para el segundo sondeo con coordenadas (175702750E, 9971799N) y se continuó con la perforación, ver figuras 3.20 a 3.23.



Figura 3.20 Recuperación de muestras.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.21 SPT sondeo # 2.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.22 Equipos utilizados.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.23 Realización del 2do sondeo.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

En el sondeo número dos se realizó la perforación solo hasta los 10 m dado a que los estratos eran muy similares, esto se pudo notar por el número de golpes. Mediante las figuras 3.24 a 3.33 se observa material extraído.

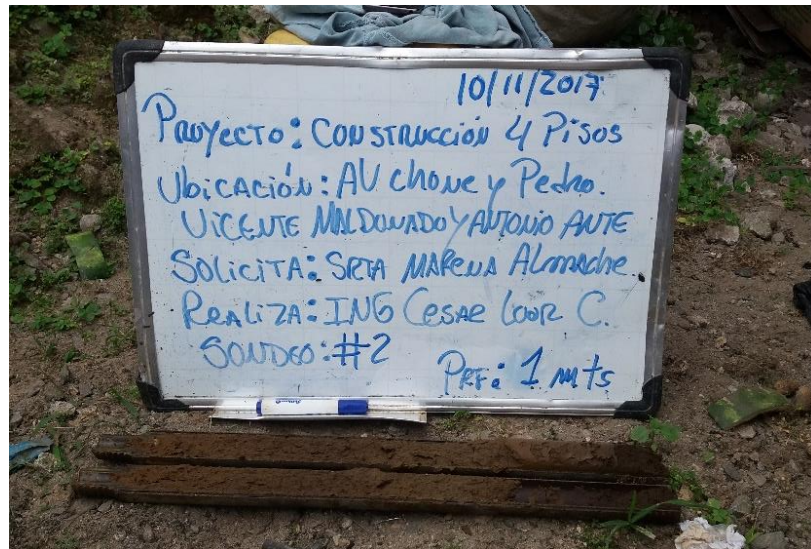


Figura 3.24 Muestra a 1 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.25 Muestra a 2 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.26 Muestra a 3 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017



Figura 3.27 Muestra a 4 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

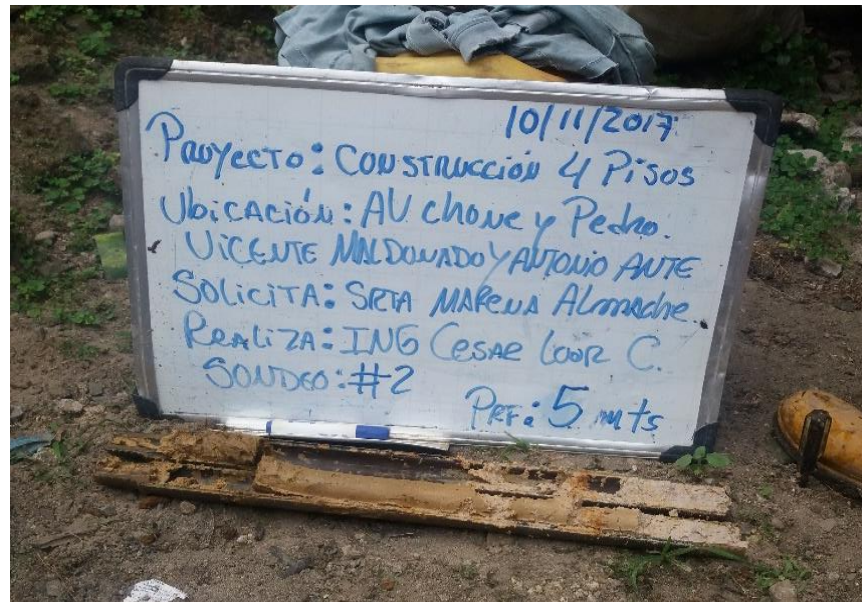


Figura 3.28 Muestra a 5 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

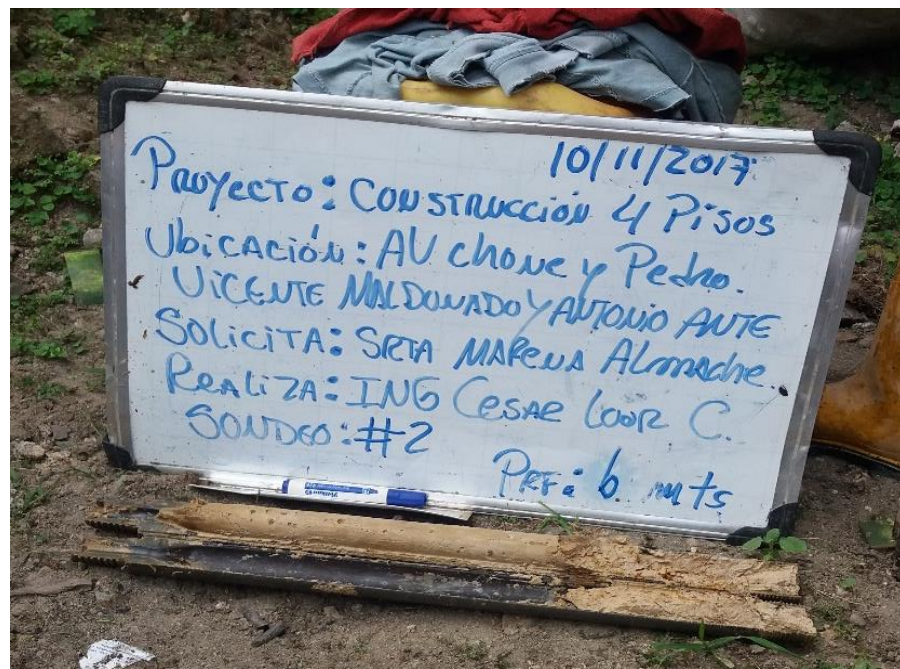


Figura 3.29 Muestra a 6 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

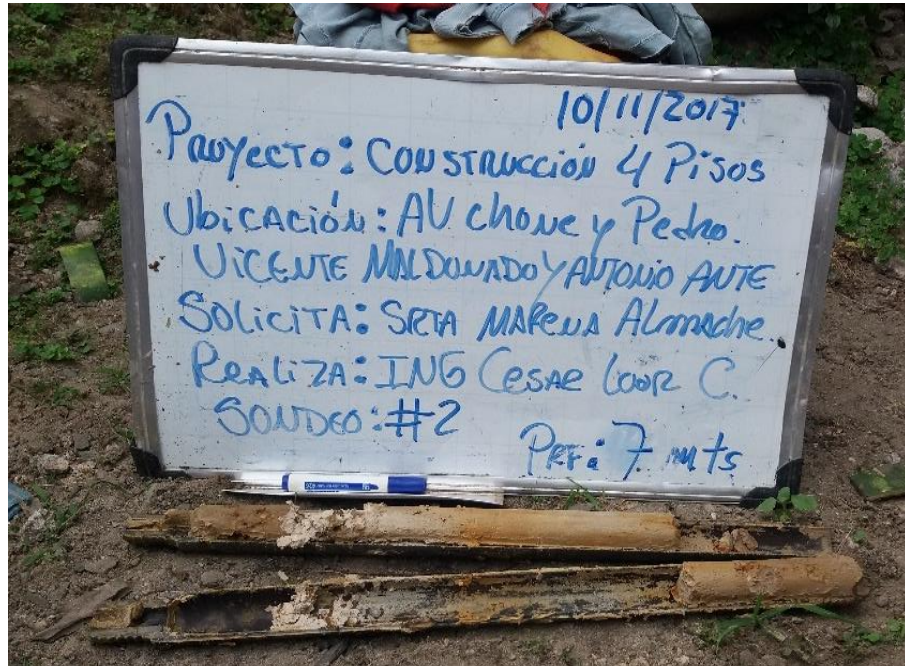


Figura 3.30 Muestra a 7 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017



Figura 3.31 Muestra a 8 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

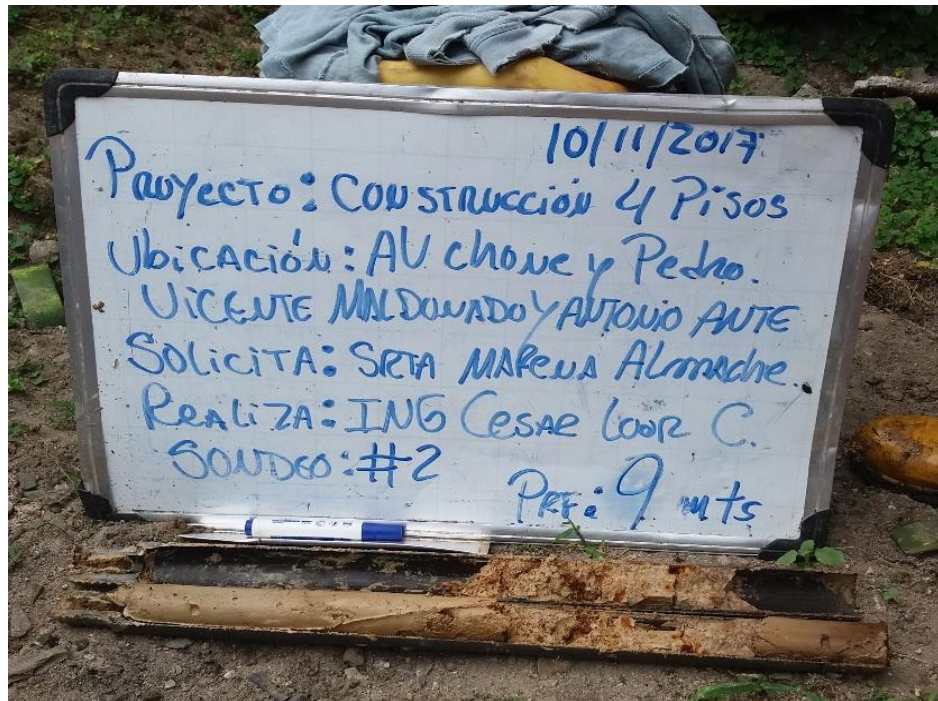


Figura 3.32 Muestra a 9 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

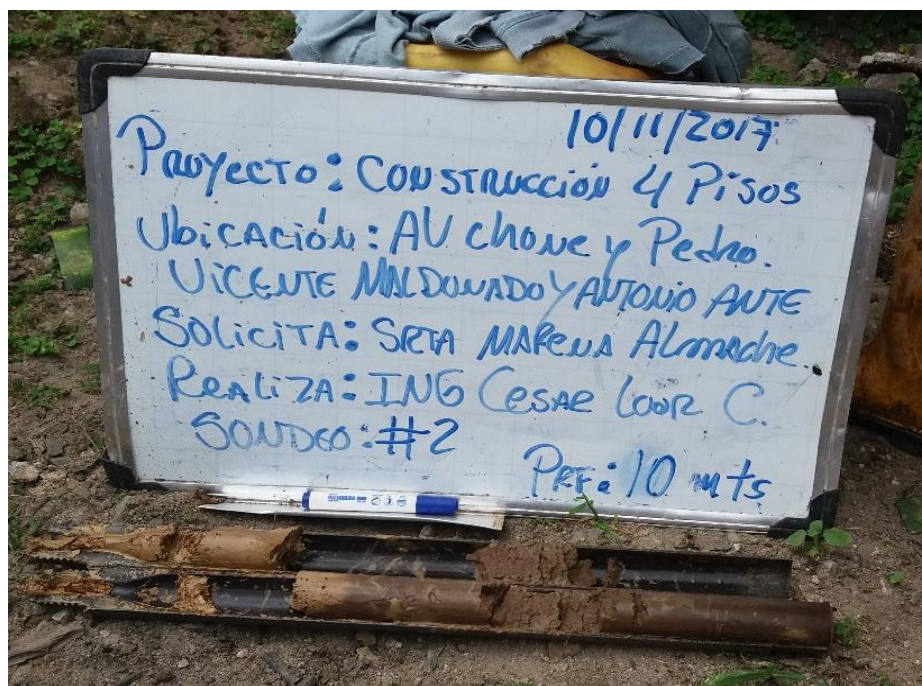


Figura 3.33 Muestra a 10 metros de profundidad.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017



Figura 3.34 Equipo de trabajo.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.35 Ensayo SPT.
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3.1.4 Tablas de campo

Una vez finalizada las dos perforaciones se procesó la información obtenida en campo mediante un análisis visual de lo que se obtuvo en las muestras, y se obtuvo lo siguiente, observar tablas III y IV:

SONDEO #1

COORDENADAS E: 175702756E N: 9971795

Tabla III. Muestras de sondeo # 1

Prof (m)	# Golpes	Recuperación (%)	Color	Clasificación	Nivel Freático
1	4	100	Café Oscuro	Limo Arcilloso consistencia Baja	No
2	3	100	Café Oscuro	Limo Arcilloso	No
3	8	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
4	10	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
5	5	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
6	4	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
7	5	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
8	5	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
9	2	100	Color Abono con Pintas Amarillas	Arcilla consistencia Baja	No
10	3	100	Obscuro	Arcilla consistencia Muy Baja	No

11	3	100	Café Claro	Arcilla consistencia Muy Baja	No
12	3	100	Café Claro	Arcilla consistencia Muy Baja	SI NF=11.8m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

SONDEO #2

COORDENADAS E: 175702750E N: 9971799

Tabla IV. Muestras de sondeo # 2

Prof (m)	# Golpes	Recuperación (%)	Color	Clasificación	Nivel Freático
1	4	100	Café Oscuro	Limo Arcilloso	No
2	3	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
3	5	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
4	10	100	Amarillento	Arcilla consistencia Baja	No
5	4	100	Color abono	Arcilla consistencia muy Baja	No
6	5	100	Color abono	Arcilla consistencia Baja	No
7	6	100	Color abono	Arcilla consistencia Baja	No
8	5	100	Color abono	Arcilla consistencia Baja	No
9	3	100	Café Oscuro	Arcilla consistencia Baja	No
10	3	100	Café Oscuro	Arcilla consistencia Baja	No

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3.2 Ensayos de laboratorio

En la figura 3.35, se muestra los ensayos que se aplicaron a cada muestra extraída, los cuales se realizaron por cada metro de perforación, En el anexo 1 se podrá observar de manera individual cada uno de los ensayos.

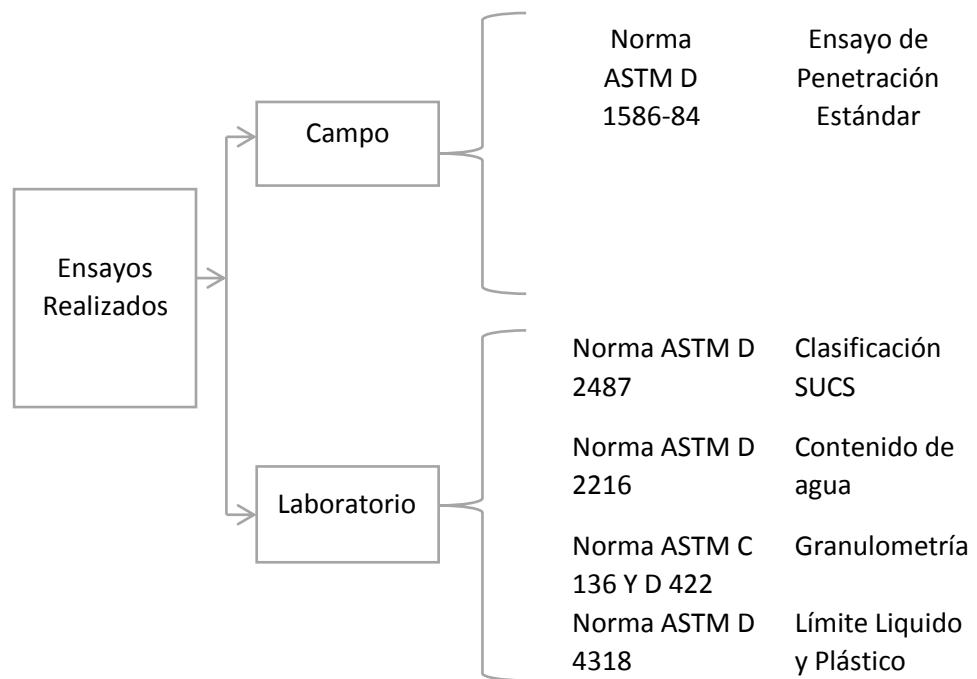


Figura 3.36 Esquema de ensayos realizados

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

3.2.1 Contenido de agua (Norma ASTM D 2216)

Materiales

En las figuras 3.36 y 3.37, se observa los materiales que se requieren para realizar el ensayo de contenido de agua



Figura 3.38 Recipientes del laboratorio Shosue Cia.Ltda
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.37 Horno del laboratorio Shosue Cia.Ltda
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017



Figura 3.39 Balanza del laboratorio Shosue Cia.Ltda
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Procedimiento

- ✓ Colocar 100 g de muestra representativa en los recipientes por lo menos dos recipientes por cada muestra.
- ✓ Ponerlo en el horno con una temperatura de 110°C
- ✓ Dejarlo secar y luego tomar su peso.

Cálculo

$$w = \frac{M_{cws} - M_{cs}}{M_{cs} - M_c} * 100 = \frac{M_w}{M_s} * 100 \quad \text{Ec. 1}$$

Donde w: Contenido de Humedad %

3.2.2 Granulometría (Norma ASTM C 136 Y D 422)

Materiales

Se observa en la figura 3.39 los tamices que se usaron en el ensayo de granulometría.



Figura 3.40 Juego de tamices del laboratorio Shosue Cia.Ltda

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Procedimiento

- Tomar una muestra representativa de 500g y colocarla en el horno por unas 24 horas.
- Una vez secado y enfriado tomar el peso de 200 g dejar en agua por unas 24 horas.

Procede a colocar en los tamices y se empieza a lavar finos en cada tamiz.

Y se toma el peso del material granular retenido en cada tamiz.

Cálculo

$$\%Ret = \frac{W_{ret}}{W_i} * 100$$

Ec. 2

Donde, %Ret: Porcentaje Retenido

3.2.3 Límite líquido (Norma ASTM D 4318)

Materiales

Se observa en la figura 3.40 Cuchara Casa Grande que permitió determinar el Límite Líquido.

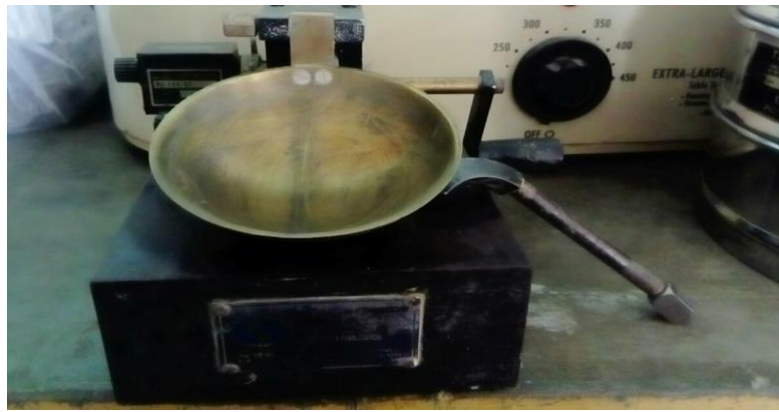


Figura 3.41 Cuchara Casa Grande del laboratorio Shosue Cia.Ltda

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Procedimiento

- ✓ Se coloca la muestra en la cuchara (La muestra debe estar manejable en forma de pasta).
- ✓ Se realiza una ranura con la paleta de tamaño estándar en la mitad de la muestra colocada en la cuchara.
- ✓ Con la manivela se levanta la copa y se deja caer de una altura de aproximadamente 10mm.

- ✓ El contenido de agua en porcentaje necesario para cerrar la ranura, a los 25 golpes.

3.2.4 Límite plástico (Norma ASTM D 4318)

Se obtiene el Contenido de agua en porcentaje

Procedimiento

- ✓ La muestra de suelo debe ser enrollada en rollitos de aproximadamente 3.2 mm de diámetro donde se desmorona sobre una placa de vidrio de manera elipsoidal ver figura 3.40.
- ✓ Y con ello se obtiene el índice de Plasticidad

$$IP = LL - LP$$

Ec. 3



Figura 3.42 Ensayo límite plástico
Fuente: Braja M, Das,2001

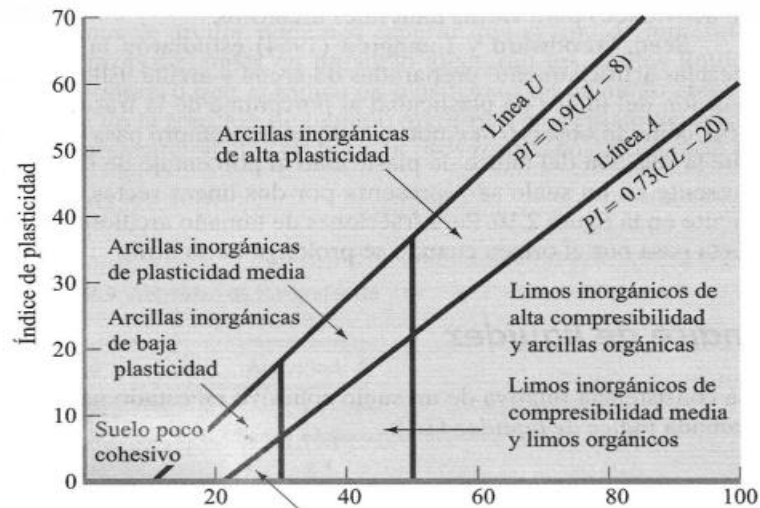


Figura 3.43 Carta de plasticidad.

Fuente: Braja M, Das, 2001

3.2.5 Clasificación de suelo SUCS (Norma ASTM D 2487)

Una vez obtenido los resultados se procede a clasificar el tipo de material de acuerdo con la figura 3.43 existente por cada metro de perforación.

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea A (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea A (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea A (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Figura 3.44 SUCS para suelos limosos y arcillosos

Fuente: Braja M, Das, 2001

3.3 Descripción estratigráfica

3.3.1 Perforación # 1

Estrato 1

De 0 a 2 m: Espesor 2 metros, constituidos por:

Limo inorgánico, color café oscuro, plasticidad alta, no expansivo alta compresibilidad, poco permeables, consistencia muy blanda, suelta, capacidad de soporte muy baja. Tipo MH, según clasificación SUCS.

Estrato 2

De 2 a 4 m: Espesor 2 metros, constituidos por:

Limo inorgánico color café claro, matiz amarillento, plasticidad alta, no expansivo, alta compresibilidad, poco permeables, consistencia blanda (Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS

Estrato 3

De 4 a 10 m: Espesor 6 metros, constituidos por:

Arcilla inorgánica, color gris claro, matiz abanó, plasticidad alta, no permeables, consistencia muy blanda (Muy Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo CH, Según clasificación SUCS

Estrato 4

De 10 a 12 m: Espesor 2 metros, constituidos por:

Limo inorgánico, color gris oscuro, plasticidad alta, no expansivo, consistencia muy blanda (Muy Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS

3.3.2 Perforación #2

Estrato 1

De 0 a 1 m: Espesor 1 metros, constituidos por:

Limo inorgánico, color café oscuro, plasticidad alta, no expansivo alta compresibilidad, poco permeables, consistencia muy blanda, suelta, capacidad de soporte muy baja. Tipo MH, según clasificación SUCS.

Estrato 2

De 1 a 2 m: Espesor 1 metros, constituidos por:

Limo inorgánico color café claro, matiz amarillento, plasticidad alta, no expansivo, alta compresibilidad, poco permeables, consistencia muy blanda (Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS

Estrato 3

De 2 a 4 m: Espesor 2 metros, constituidos por:

Limo inorgánico color café claro, matiz amarillento, plasticidad alta, no expansivo, alta compresibilidad, poco permeables, consistencia blanda (Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS

Estrato 4

De 4 a 8 m: Espesor 4 metros, constituidos por:

Arcilla inorgánica, color gris claro, matiz abanó, plasticidad alta, no expansivas, no permeables, consistencia muy blanda (Muy Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo CH, Según clasificación SUCS

Estrato 5

De 8 a 9 m: Espesor 1 metros, constituidos por:

Arcilla inorgánica, color gris claro, matiz rojizo, plasticidad alta, no permeables, consistencia muy blanda (Muy Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo CH, Según clasificación SUCS

Estrato 6

De 9 a 10 m: Espesor 1 metros, constituidos por:

Limo inorgánico, color gris oscuro, plasticidad alta, no expansivo, consistencia muy blanda (Muy Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS

Nota: Durante las perforaciones se observó que el nivel de agua se encuentra a 11.50 metros de profundidad y luego de unas horas a 6.50 metros

3.4 Parámetros del suelo de cimentación

Para la evaluación de capacidad de carga se necesitan dos factores con es la cohesión y el ángulo de fricción del estrato donde se va a cimentar dado al desnivel existente en el terreno de aproximadamente 1.80 metros además que los primeros estratos existentes son rellenos aproximadamente de dos metros los cuales se los excavara para dar lugar a un sótano, quedando así la cota de cimentación aproximada a los tres metros, donde las características del estrato es el siguiente:

Lecho constituido por un suelo fino cohesivo: Limo inorgánico color café claro, matiz amarillento, plasticidad alta, no expansivo, alta compresibilidad, poco permeables, consistencia blanda (Suelta), capacidad de soporte muy bajo. Tipo MH, Según clasificación SUCS en la tabla V se observa las características del estrato.

$$C = 0.6N \quad \text{Ec. 4}$$

$$\phi = \sqrt{20Nc} + 15 \quad \text{Ec. 5}$$

Tabla V. Parámetros del suelo.

ϕ	16°
γ	1.30 Ton/m ³
C	2.50 Ton/m ²

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Es importa determinar los asentamientos diferenciales y totales para verificar que se encuentran en los permisibles y así evitar daños en la estructura, con lo que se obtuvo un $S_{max}=1.00$ cm y la distorsión β entre los apoyos no excederá los 0.003, además se considera un factor de seguridad $F.S=3.5$

Los factores son asumidos en función de los suelos existentes bajo la cota de cimentación como limos y arcillas de consistencia muy blanda.

La cimentación está localizada en un estrato natural blanda, suelta. La localización del nivel freático estará por debajo la cota de cimentación, al no ser detectada por los sondeos realizados.

Para la cimentación se recomienda el dimensionamiento de unas vigas de cimentación en ambas direcciones y una losa poco armada con fin de distribuir bien las cargas que llegan al suelo.

3.4.1 Capacidad de soporte del suelo

Se aplicará la teoría propuesta por Terzaghi para determinar la capacidad última de carga, para cimientos de sección rectangular.

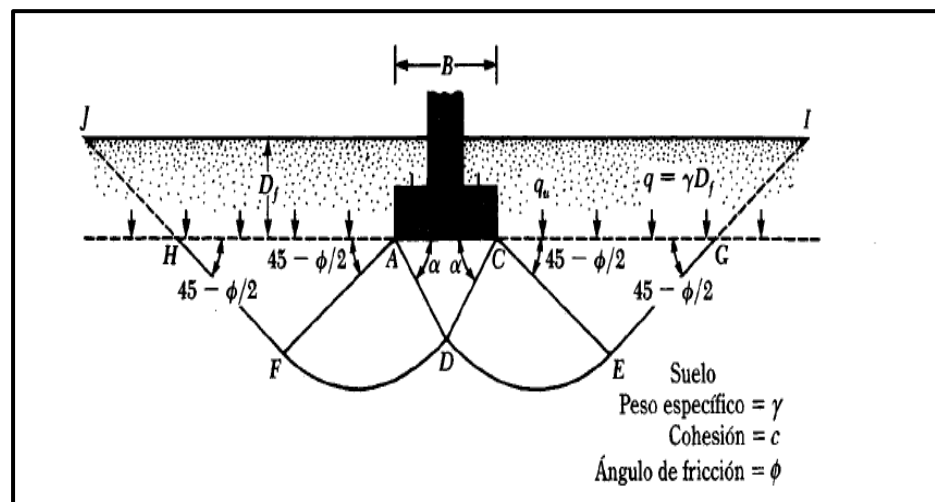


Figura 3.45 Líneas de fallas de zapata.

Fuente: Braja M, Das, 2001

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c + \sigma' N_q + \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) 0.5 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ec. 6}$$

3.4.2 Análisis de capacidad de carga

Tabla VI. Capacidad admisible de carga.

B	L	Df	γ	\emptyset	Df/B	Nc	Nq	N γ	qu	qadm
1	1	2.5	1.3	16	2.50	13.68	4.92	1.82	16.82	4.81
1.1	1	2.5	1.3	16	2.27		4.67	1.82	16.05	4.59
1.2	1	2.5	1.3	16	2.08		4.42	1.82	15.27	4.36
1.3	1	2.5	1.3	16	1.92		4.17	1.82	14.49	4.14
1.4	1	2.5	1.3	16	1.79		3.92	1.82	13.7	3.91
1.5	1	2.5	1.3	16	1.67		3.67	1.82	12.9	3.69

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla VII. Capacidad admisible del suelo a cada metro lineal.

Pozo N	Valores de capacidad de soporte del suelo kg/cm ²											
Prof.(m)	-1	-2	-3	-4	-5	-6	-7	-8	-9	-10	-11	-12
1	0.5	0.3	0.82	0.82	0.3	0.3	0.5	0.5	0.2	0.3	0.3	0.3
2	0.5	0.3	0.76	0.82	0.5	0.5	0.5	0.3	0.3			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3.4.3 Cálculo de capacidad de carga

Para el cálculo de la capacidad de carga se ha tomado la teoría de Terzaghi para una cimentación corrida, tomando en cuenta los parámetros del suelo calculados mediante los ensayos de laboratorio y campo en la tabla VIII se detalla el cálculo de la capacidad de soporte del suelo donde se va cimentar.

Tabla VIII. Factores de capacidad del suelo.

CAPACIDAD DE CARGA				
DATOS				UNIDADES
Profundidad de desplante Df		2.5	m	
Peso volumétrico del suelo Gm		1.3	Ton/m3	
Cohesión del suelo c		2.5	Ton/m2	
Ángulo de fricción interna del suelo Ø		16	Fi(Grados)	
Ancho o radio del cimientto		1	m	
Tipo de suelo 1 Arcilloso ,2 Arcilloso Blando, 3. Arenoso		2	-	
Factor de seguridad F.S.		3.5	-	
Cálculo y Resultados				
Factores depende de Ø		$q_u = \frac{2}{3}c'N'c + qN'q + \frac{1}{2}\gamma N'\gamma$		
N'c	10.06			
N'q	2.92	Capacidad		Unidades
N'y	0.67	qu	26.692	Ton/m2
c'	1.67	qadm	7.626	Ton/m2

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla IX. Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi
Nc, Nq, NY.

Ø	N'c	N'q	N'y	Ø	N'c	N'q	N'y
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Braja M, Das,2001

3.4.4 Características geomecánicas

Mediante el ensayo SPT se pueden hallar correlaciones de las características geomecánicas

Tabla X. Consistencia, tenacidad, elasticidad en función del NSPT.

Consistencia de los suelos cohesivos				
Índice N_{spt}	Consistencia	Identificación en campo	Cohesión Kg/cm²	Módulo de elasticidad Mpa
< 3	Muy Blando	Fácilmente penetrable varios cms. Con el puño	< 0.125	< 2.5
4 a6	Blando	Fácilmente penetrable varios cms. Con el pulgar	0.125-0.25	2.5 a 5
7 a 10	Media	Se requiere esfuerzo moderado para penetrar varios cms con el pulgar	0.25-0.5	5 a 10
11 a 20	Firme	Indentable fácilmente con el pulgar	0.5-1	10 a 20
21 a 30	Muy Firme	Indentable fácilmente con la uña del pulgar	1-2	20 a 40
> 30	Dura	Difícil de indentar con la uña del pulgar	2	> 40

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XI. Cálculo del ángulo de fricción interna.

Cálculo del ángulo de fricción interna, por medio de la prueba de penetración estándar SPT	
Número de golpes (SPT) 5	Ø
Criterio N17	16
Criterio de correlación Peck, Hanson, Thorburn	16

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XII. Rangos de permeabilidad en suelo del proyecto.

Permeabilidad de unidades con permeabilidad intergranular	Rangos de Permeabilidad (cm/s)
Baja: suelos residuales, limos arcillosos (MH), Coluviales	5×10^{-6} - 5×10^{-7}
Media a Alta: aluviales	10^{-1} - 10^{-3}

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XIII. Módulo de reacción del suelo.

Esf. Adm (kg/cm ²)	Módulo de Reacción del suelo
0.5	1.3
0.76	1.77
0.9	2.02
1.16	2.49
1.4	2.92
1.5	3.1
1.6	3.28

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

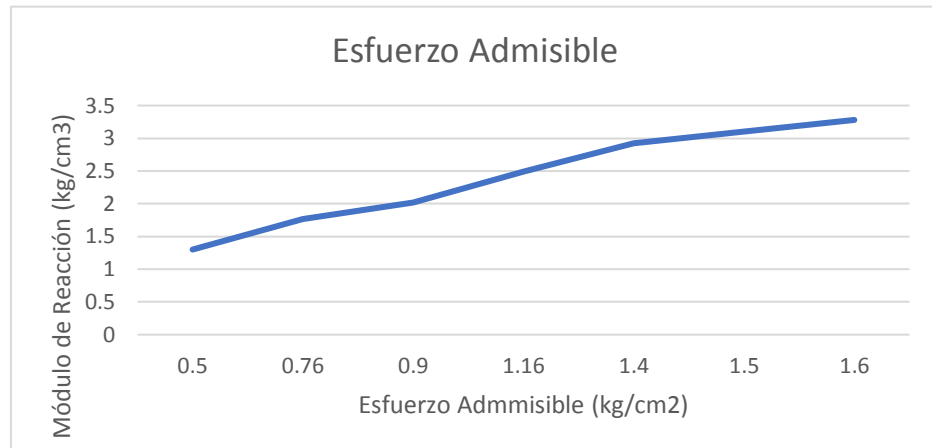


Figura 3.46 Esfuerzo admisible
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3.4.5 Excavaciones

Las alturas de las excavaciones corresponden a las de cimentación

Tabla XIV. Factor se seguridad de estabilidad de taludes de corte.

TABLA 8.- FACTOR DE SEGURIDAD DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE CORTE

ITEM	Talud de Zanja	Corte de Talud en la Vía Road	Talud de Terrapien de Vía
Factor de Seguridad (FS)	FS > 1.1	FS > 1.2	FS > 1.2

$$FS = \frac{C NE}{Y H}$$

FS	FACTOR DE SEGURIDAD	1.2
C	COHESION ESTRATATO DE CORTE	(2,50 Ton/ m ²).
NE	NUMERO DE ESTABILIDAD	1.50
Y	PESO UNITARIO SUELO EXCAVADO	(1,30 Ton/m ³).
H	ALTURA MAXIMA DE EXCAVACION	(2,50 m)

Fuente: Shosue Cia.Ltda

La aplicación permite tener un factor de seguridad de FS= 1.15<1.2 razón por la cual las excavaciones no serán verticales, tendrán una inclinación cuya relación será: 4V:1H

CAPÍTULO 4
ALTERNATIVAS PROPUESTAS Y SU RESPECTIVO
PREDIMENSIONAMIENTO

4.1 Planos arquitectónicos propuestos

El edificio por diseñar consta de un sótano, planta baja que será utilizada para locales comerciales, 1er piso que será utilizado para oficinas y 2do piso que será utilizado para departamentos y una terraza como se observa en las figuras 4.1 a 4.6.

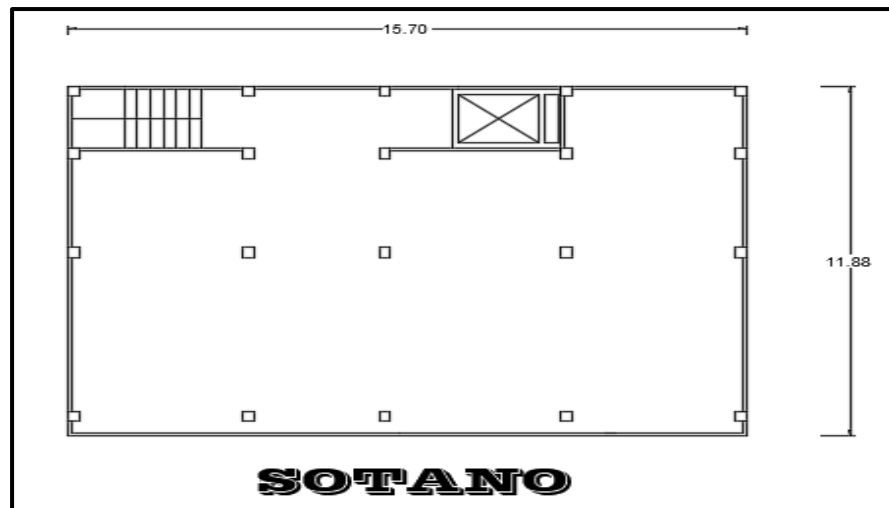


Figura 4.1 Planta sótano

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

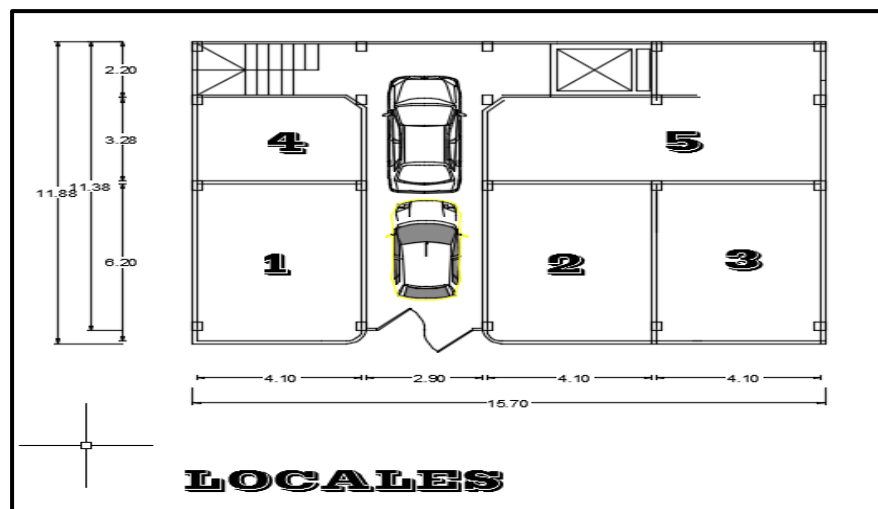


Figura 4.2 Primer piso locales

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

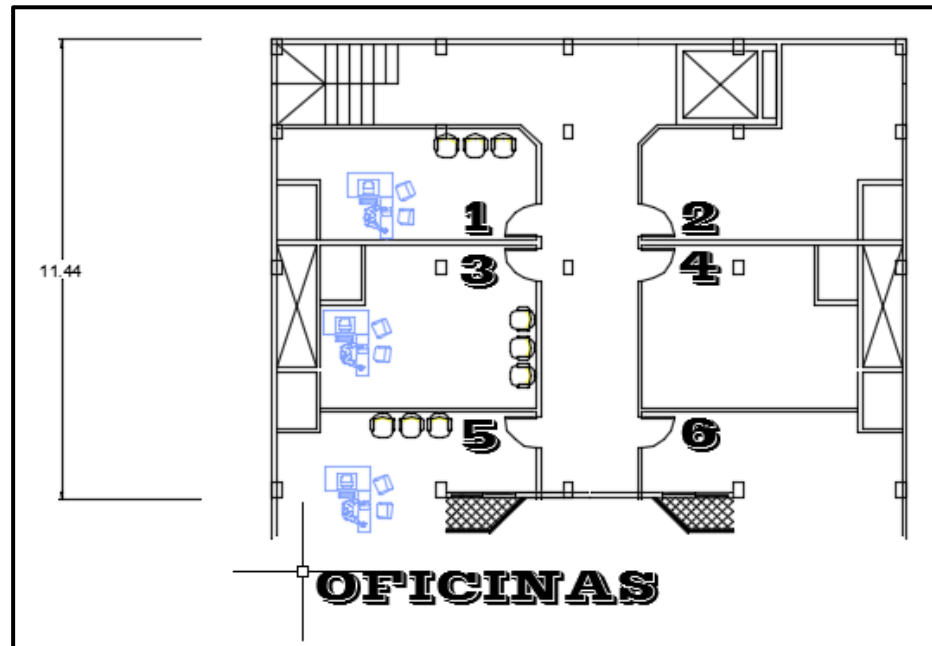


Figura 4.3 Segundo piso oficinas
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

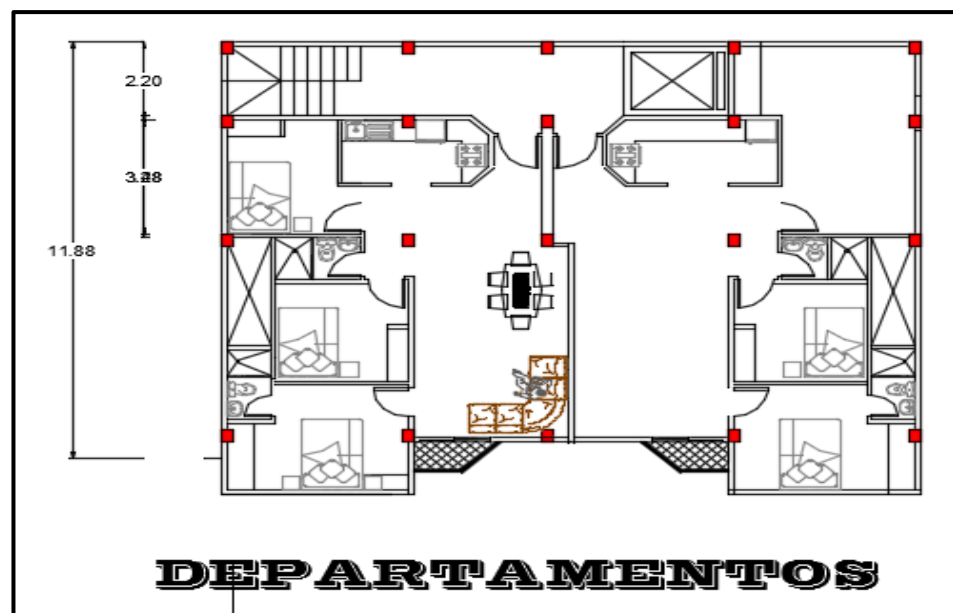


Figura 4.4 Tercer piso departamentos
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

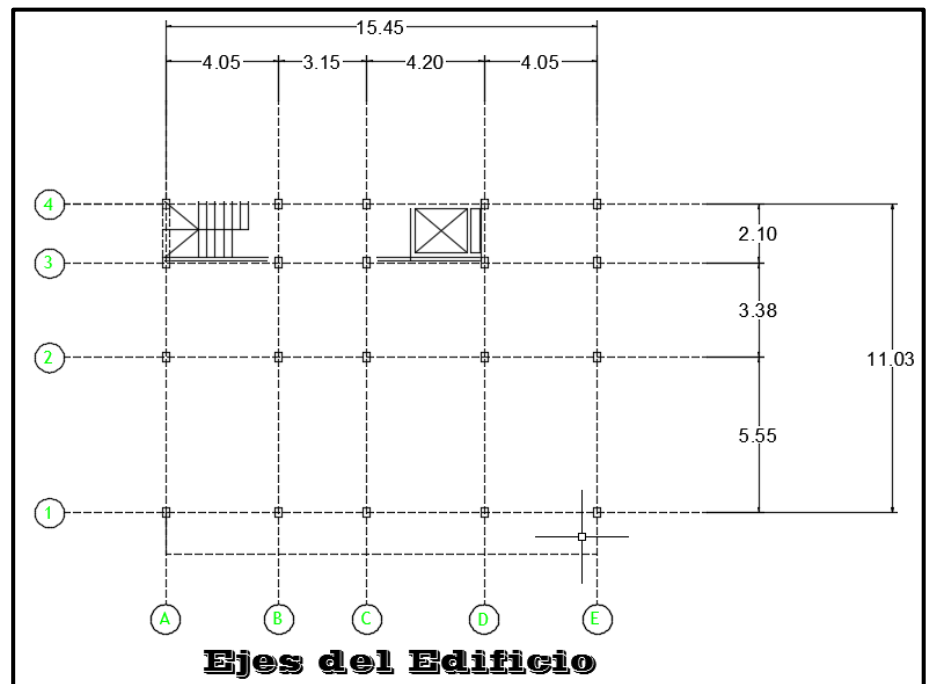


Figura 4.5 Ejes estructurales del edificio
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

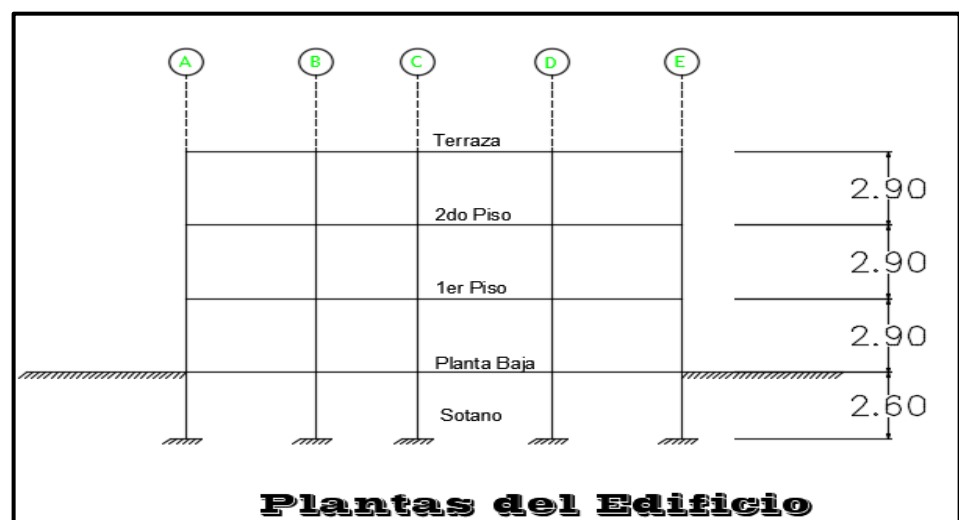


Figura 4.6 Vista en planta del edificio
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2 Pórtico de concreto resistente a momento (PCRM)

Los pórticos de concreto resistente a momento son los más comunes al momento de elegir un sistema estructural por lo que analizaremos si este sistema es conveniente al momento de realizar el diseño estructural.

4.2.1 Estimación de carga muerta

Para la estimación de la carga muerta en el PCRM que soportará la edificación se tomará en cuenta la baja capacidad admisible que tiene el suelo por lo que se buscará que la edificación sea lo más liviana posible, por esa razón el peso muerto constará de paredes de Hormi-2, losa nervada en dos direcciones, baldosas, instalaciones, cubiertas o techo, escalera y ascensor.

Paredes de hormi2

Se optó por este sistema debido a que se busca una estructura liviana, este material es útil dado a que reduce considerablemente la carga muerta comparada con paredes de bloques, es material nuevo y la carga aún no está en la NEC-15.

Se puede observar en las figuras 4.7 y 4.8, que las paredes de hormi2 consta de una malla electrosoldada en ambos lados, el poliestireno en donde su ancho es variable dependiendo del proyecto o especificaciones técnicas, y el respectivo recubrimiento de hormigón.

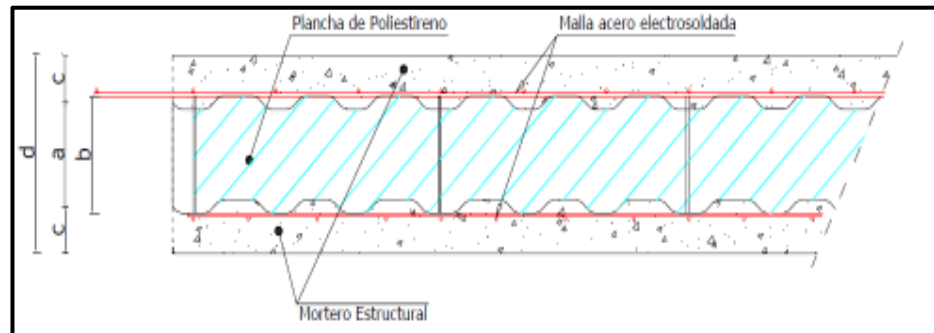


Figura 4.7 Estructura de pared simple de hormi2
Fuente: (Tapia, 2010)

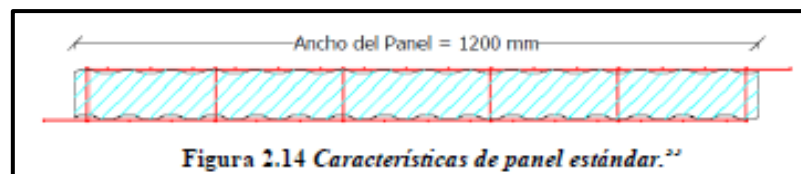


Figura 4.8 Característica de panel estándar
Fuente: (Tapia, 2010)

Donde:

a= Espesor nominal de poliestireno expandido (40-80mm).

b= Distancia entre las armaduras longitudinales (a+20mm).

c= Espesor de mortero estructural ≥ 25 mm.

d= Espesor total $((c \times 2) + a)$.

- **Panel**

Ancho=1200mm

Altura= Variable según proyecto

- **Malla de acero electrosoldada**

Acero longitudinal: $\phi 2.4\text{mm}$ (20 hilos en 1240mm).

Acero transversal: $\phi 2.4\text{mm}$ espaciados a 150mm.

Acero conector: $\phi 3.0\text{ mm}$ (68 por m^2).

$F_y = 5000\text{kg/cm}^2$

$F_r = 5600\text{ kg/cm}^2$

Densidad poliestireno= 13kg/cm^2

En la tabla XV se observa las características de los panelas de hormi²

Tabla XV. Peso de paredes simple de hormi².

PANEL TIPO	a (mm)	b (mm)	d (mm)	Peso panel (kg/m²)	Peso Pared (kg/m²)
PSD 040	40	25	90	2.5	122.5
PSD 050	50	25	100	2.69	122.69
PSD 060	60	25	110	2.87	122.87
PSD 070	70	25	120	3.06	123.06
PSD 080	80	25	130	3.25	123.25

Fuente: (Tapia, 2010)

Para este proyecto se escogió el PSD 060 que según la tabla XV, cuenta con un peso de pared de 122.87kg/m^2 .

Losa nervada en dos direcciones

Debemos estimar el espesor mínimo que va a tener la losa para ello usamos la tabla XVI del ACI 318-08:

Tabla XVI. Espesores mínimos de losa nervada en dos direcciones.

fy (Mpa)	Sin Ábacos			Con Ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin Vigas de borde	Con vigas de borde		Sin Vigas de borde	Con vigas de borde	
280	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
420	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
520	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Fuente: ACI,2008

Para nuestro proyecto se usará acero de refuerzo con un $f_y=420$ Mpa. Se tiene una luz de 4.2 metros y una luz neta de 3.85 m asumiendo un ancho de viga de 35. Observar tabla XVII.

Tabla XVII. Espesor mínimo de losa.

	Espesor Mínimo h	
	Sin Ábacos	
Fy (Mpa)	Paneles exteriores Con vigas de borde	Paneles interiores
420	0.12m	0.12m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Para el edificio se usará losa nervada en dos direcciones como se muestra en la figura 4.9.

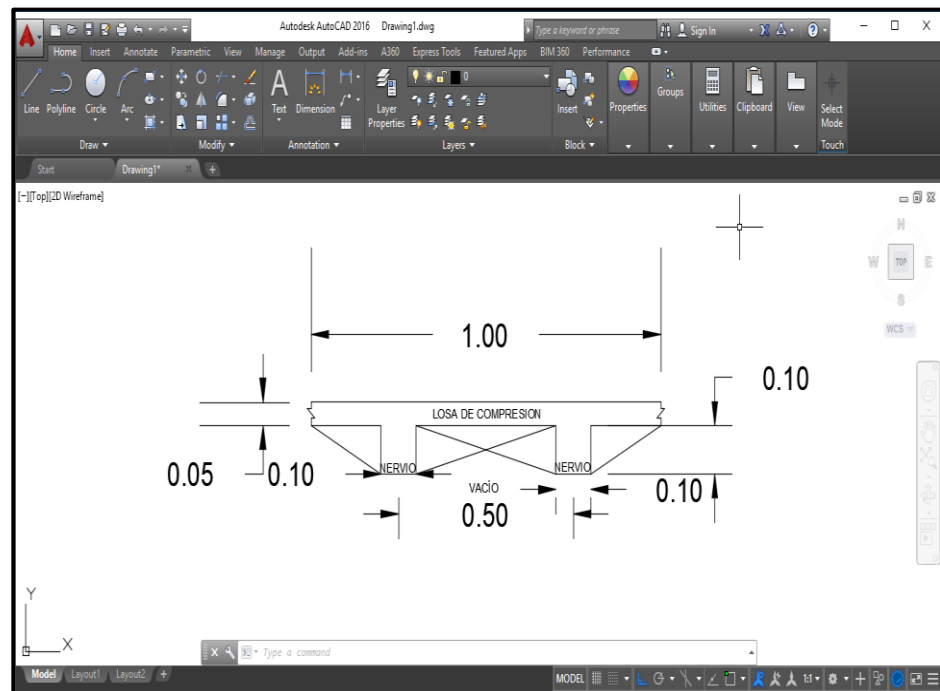


Figura 4.9 Sección transversal losa nervada en 2 direcciones
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Con estas dimensiones podemos estimar el peso de la losa nervada por unidad de área, ver tabla XVIII.

Tabla XVIII. Peso de losa nervada en dos direcciones.

	ρ Hormigón (T/m ²)	Espesor (m)	Peso (T/m ²)
Losa de compresión	2.4	0.05	0.12
Nervios	2.4	$0.10m \left(\frac{(10 + 10)cm}{100cm} \right) * 2$	0.096

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Resumen de carga muerta

Para la estimación de las cargas muertas que actúan en el edificio, se lo realizó de manera independiente ya que la terraza y los demás pisos no va a soportar la misma carga ya que no cumplen con las mismas funciones. A continuación, se detallan las cargas para los entresijos y la terraza. Ver tabla XIX.

Tabla XIX. Carga muerta para todos los pisos excepto la terraza.

Elementos	WD (T/m²)
Paredes Hormi²	0.123
Losa de Compresión	0.12
Nervios sin cajonetas	0.096
Enlucidos y Ductos	0.04
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
Total	0.48

Fuente: NEC,2015

Para la terraza se consideró que solo habrá un parapeto perimetralmente, donde solo habrá acceso para personal de mantenimiento, ductos del entresijo anterior y si hay baldosas.

Tabla XX. Carga muerta terraza.

Elementos	W_b (T/m²)
Parapeto	0.01
Losa de Compresión	0.12
Nervios sin cajonetas	0.096
Enlucidos y Ductos	0.03
Baldosas	0.08
Total	0.34

Fuente: NEC,2015

Para las cargas del peso propio de columnas y vigas se usará un valor que esta entre 0.2 y 0.5 T/m², en el caso de la terraza se asume

un valor del 70% del peso propio de las columnas y vigas de los entresijos ya que la terraza no tiene columnas.

Tabla XXI. Peso propio de los elementos estructurales.

	W_{pp} (T/m²)
Entresijos	0.3
Terrazas	0.21

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Entonces las cargas muertas que actuarán en el edificio se resumen según la tabla XXII:

Tabla XXII. Resumen de carga muerta de los todos pisos.

	W_D (T/m²)	W_{pp} (T/m²)	W_D+W_{pp} (T/m²)
Terraza	0.34	0.21	0.55
Piso 2	0.48	0.3	0.78
Piso 1	0.48	0.3	0.78
Planta Baja	0.48	0.3	0.78

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2.2 Carga viva

Según NEC 2015 sección NEC-SE-CG, la carga viva, también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y está conformada por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

Tabla XXIII. Carga viva de todos los pisos.

	W_L (T/m²)
Terraza	0.07
Piso 2	0.2
Piso 1	0.25
Planta Baja	0.5

Fuente: NEC,2015

4.2.3 Resumen de cargas muertas y vivas

A continuación, se hace un resumen de las cargas que actuarían en el edificio:

Tabla XXIV. Resumen de cargas actuantes en la edificación.

	W_D (T/m²)	W_{pp} (T/m²)	W_D+W_{pp} (T/m²)	W_L (T/m²)
Terraza	0.34	0.21	0.55	0.07
Piso 2	0.48	0.3	0.78	0.2
Piso 1	0.48	0.3	0.78	0.25
Planta Baja	0.48	0.3	0.78	0.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2.4 Predimensionamiento de columnas

Para realizar el predimensionamiento de las columnas del edificio se procedió a tomar la carga axial que actúa en cada piso que se calculó utilizando la Ec. 7.

$$P_i = \sum_{i=1}^n W_i * A_i \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

W_i= Carga distribuida que incluye carga muerta y la carga viva reducida.

A_i= Área tributaria de columnas intermedias, de borde y esquineras.

P_i= Carga de columna en servicio en el Nivel i.

Reducción de carga viva

Para edificios de oficinas u Hoteles se debe realizar una reducción de carga viva según la NEC 2015 NE-SE-CG sección 3.2.2 de acuerdo con la Ec. 8.

$$\text{Si } K_{LL}A_T \geq 35m^2: L = L_O \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

L= Sobrecarga distribuida en KN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

L_o= Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

K_{LL}= Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.

A_T= Área tributaria en metros cuadrados.

Pero L no será menor que

- 0.5L_o Para elementos que soportan un solo piso.
- 0.4L_o Para elementos que soportan 2 o más pisos.

Tabla XXV. Factor de sobrecarga en columnas.

Elemento	K _{LL}
Columnas	
Columnas Interiores	4
Columnas Exteriores sin losas en volado	4
Columnas de Borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2

Fuente: NEC,2015

Una vez reducida la carga viva se procede a predimensionar las columnas de acuerdo con la Ec. 9 según NEC 2015, Valores de α ver tabla XXVI.

$$A_c = \frac{P_i}{\alpha * f'_c} \quad \text{Ec. 9}$$

Tabla XXVI. Valores de α .

Columnas esquineras	0.17
Columnas exteriores	0.2
Columna Interiores	0.25
Para diseño sismorresistente	0.21

Fuente: NEC, 2015

Área de influencia en columnas

El área de influencia de las columnas se distribuye según la figura 4.10.

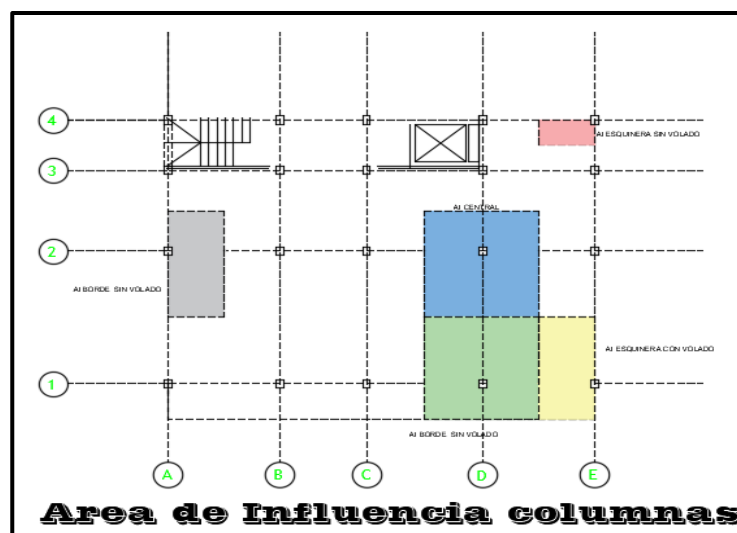


Figura 4.10 Áreas de influencias
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Donde se obtuvo el valor de las áreas de influencia observar tabla XXVII, más crítica para poder predimensionar las columnas.

Tabla XXVII. Áreas de influencia.

Lugar	Área Influencia (m2)
Borde con Volado	17.64
Borde sin Volado	9.04
Central	18.42
Esquinera con volado	8.66
Esquinera sin volado	2.13

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

La reducción de carga viva no fue necesario ya que el porcentaje de reducción es bajo. Ver tablas XXIX-XXXI.

Tabla XXVIII. Dimensiones de la estructura.

Ancho	15.45	m
Largo	12.53	m
α	0.21	Sismorresistente
Área Total	193.59	m2

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla XXIX. Columnas de borde.

área Tributaria					
Borde Con volado	17.64	m2	Aplicar Reducción de Carga Viva		
Borde sin volado	9.04	m2			
KLL	3				
L	44%	T/m2	No es necesario reducir la carga		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla XXX. Columnas esquineras.

Esquineras con volado	8.66	m2	No aplicar reducción de carga viva		
Esquineras sin volado	2.13	m2			
KLL	2				

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XXXI. Columnas interiores.

	Columnas Interiores	18.42	m2	Aplicar Reducción de Carga Viva	
	KLL	4			
	L	39%	T/m2		
	% reducción	27.81%		No es necesario reducir la carga	
No menor que	0.5Lo	0.25	T/m2		
	0.4Lo	0.2	T/m2		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Comprobando que no fue necesario la reducción de carga viva entonces se procedió al predimensionamiento de las columnas de cada entrespacio de la edificación usando un hormigón con un $f'c=280\text{kg/cm}^2$. Ver tabla XXXII.

Tabla XXXII. Dimensiones de columnas de cada piso.

		Pi (Ton)	α	Ac	Ancho	Sección
Terraza	Esquinera con volado	5.33456	0.21	90.72	9.52	30x30
	Esquinera sin volado	1.31208	0.21	22.31	4.72	30x30
	Interior	11.34672	0.21	192.97	13.89	30x30
	Borde con volado	10.86624	0.21	184.80	13.59	30x30
	Borde sin volado	5.56864	0.21	94.70	9.73	30x30
Piso 2	Esquinera con volado	13.8127	0.21	234.91	15.33	30x30
	Esquinera sin volado	3.39735	0.21	57.78	7.60	30x30
	Interior	29.3799	0.21	499.66	22.35	30x30

	Borde con volado	28.1358	0.21	478.50	21.87	30x30
	Borde sin volado	14.4188	0.21	245.22	15.66	30x30
Piso 1	Esquinera con volado	22.72384	0.21	386.46	19.66	30x30
	Esquinera sin volado	5.58912	0.21	95.05	9.75	30x30
	Interior	48.33408	0.21	822.01	28.67	35x35
	Borde con volado	46.28736	0.21	787.20	28.06	35x35
	Borde sin volado	23.72096	0.21	403.42	20.09	30x30
	Planta Baja	Esquinera con volado	33.79998	0.21	574.83	23.98
Esquinera sin volado		8.31339	0.21	141.38	11.89	30x30
Interior		71.89326	0.21	1222.67	34.97	35x35
Borde con volado		68.84892	0.21	1170.90	34.22	35x35
	Borde sin volado	35.28312	0.21	600.05	24.50	30x30

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Se puede observar que hay secciones muy pequeñas pero el ACI 318-14 sección 18.7 establece que las columnas de pórticos resistentes a momentos deben tener una sección mínima de 30x30cm.

4.2.5 Espectro de diseño y espectro inelástico PCRM

Para estimar el valor de la fuerza sísmica horizontal que se pueden producir durante un evento sísmico en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, donde estará ubicada la edificación se tienen los siguientes datos. Ver tabla XXXIII.

Tabla XXXIII. Parámetros de zona sísmica.

Zona Sísmica	V
Z	0.4
Tipo de Suelo	E
Fa	1
Fd	1.6
Fs	1.9

n	1.8
r	1.5
R	8
le	1
ϕ_p	1
ϕ_e	0,9

Fuente: NEC, 2015

Con estos datos presentados en la tabla XXXIII procedemos a realizar el espectro de diseño elástico e inelástico. Ver figura 4.11.

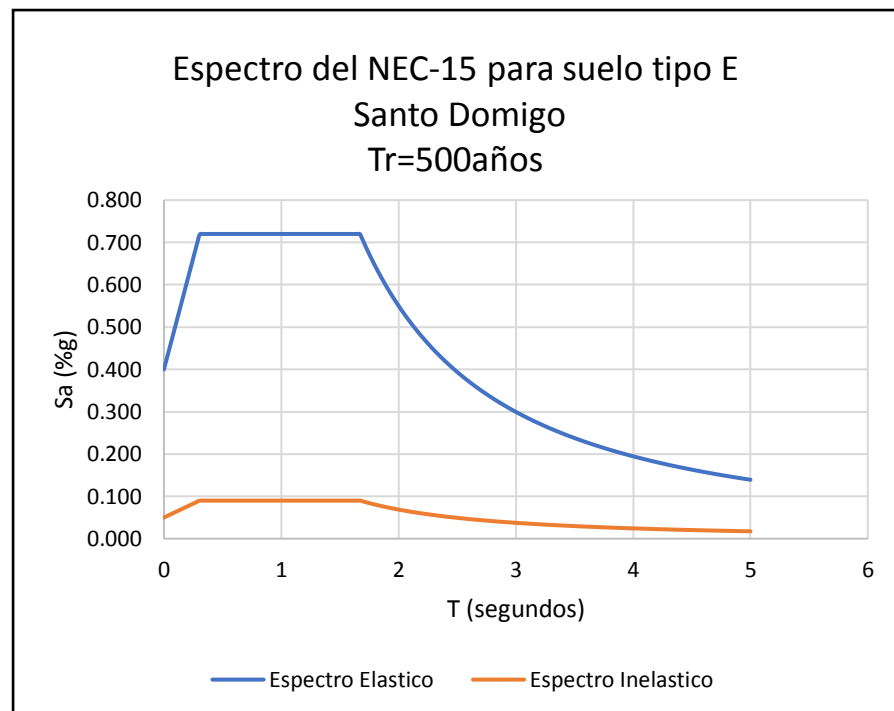


Figura 4.11 Espectro de diseño y espectro inelástico
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla XXXIV. Valores de Sa y Cs.

T (seg)	Sa (g)	Cs (g)
0.00	0.40	0.05
0.10	0.51	0.06
0.20	0.61	0.08
0.30	0.72	0.09
0.40	0.72	0.09
0.50	0.72	0.09
0.60	0.72	0.09
0.70	0.72	0.09
0.80	0.72	0.09
0.90	0.72	0.09
1.00	0.72	0.09
1.10	0.72	0.09
1.20	0.72	0.09
1.30	0.72	0.09
1.40	0.72	0.09
1.50	0.72	0.09
2.00	0.55	0.07
2.50	0.39	0.05
3.00	0.30	0.04
3.50	0.24	0.03

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.2.6 Periodo fundamental de la estructura

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.3, el periodo de vibración aproximado de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado a partir de 2 métodos.

Para este diseño se va a utilizar el Método 1 que dice que, para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la Ec. 10

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T = Periodo de vibración de la estructura.

Tabla XXXV. Valores de C_t y α .

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructura de Acero.		
Sin arriostramiento.	0.072	0.8
Con Arriostramiento.	0.073	0.75
Pórticos especiales de Hormigón Armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente:NEC, 2015

Entonces para el diseño de PCRM se tiene. Ver tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. Periodo y aceleración espectral.

Ct	0.055	
α	0.9	
hn	11.3	metros
T	0.488	seg
Sax	0.72	g
Say	0.72	g

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

El valor de la aceleración debido al sismo es igual en la dirección x y en la dirección y, ya que en los dos sentidos se utilizan pórticos de concreto resistente a momento.

4.2.7 Peso sísmico

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.1.7 la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, donde $W=D$. Donde D es la carga muerta total de la estructura.

$$W=D \quad \text{Ec. 11}$$

$$W = (W_D + W_{PP}) * A * N \quad \text{Ec. 12}$$

Donde

W_D = Carga muerta sobreimpuesta.

W_{PP} = Peso propio de los elementos estructurales.

A = Área del piso de la estructura.

N = Número de pisos de la estructura.

El área de piso de la estructura es 193.59m²

Tabla XXXVII. Peso de la estructura.

	W_D (T/m²)	W_{pp} (T/m²)	W_D+W_{pp} (T/m²)
Terraza	0.34	0.21	0.55
Piso 2	0.48	0.3	0.78
Piso 1	0.48	0.3	0.78
Planta Baja	0.48	0.3	0.78
Wtotal			2.89

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Entonces se obtiene un valor de peso sísmico de:

W=559.48 Ton

4.2.8 Coeficiente de respuesta sísmica

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.2 se puede determinar el coeficiente sísmico con la Ec. 13.

$$C_{Sx,y} = \frac{I * S_{ax,y}}{R * \phi_E * \phi_P} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

I= Factor de importancia de la estructura.

S_{x,y}= Aceleración espectral en X y Y.

R= Coeficiente de reducción de resistencia.

ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación.

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta.

Para nuestro diseño $\phi_E = \phi_P = 1$

Donde se obtiene observar tabla XXXVIII

Tabla XXXVIII. Coeficiente de respuesta sísmica PCRM en la dirección x y dirección y.

Csx	0.09	seg
Csy	0.09	Seg

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.2.9 Cortante basal

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.2, se puede estimar el valor del cortante basal usando las Ec. 14 y Ec. 15. Ver tabla XXXIX

$$V_{X,Y} = \frac{I * S_{ax,y}}{R * \phi_E * \phi_P} * W \quad \text{Ec. 14}$$

$$V_{x,y} = C_{Sx,y} * W \quad \text{Ec. 15}$$

Tabla XXXIX. Cortante basal dirección x y dirección y.

V_x	50.35	Ton
V_y	50.35	Ton

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.2.10 Distribución de fuerzas verticales

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.5, la distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente al periodo fundamental de vibración T_a .

En la ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuida en la altura de la estructura, usando las Ec.16, 17 y 18.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ec. 16}$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ec. 17}$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

V = Cortante total en la base de la estructura.

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

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

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

n = Número de pisos de la estructura.

w_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

w_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

h_x = Altura del piso x de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

k= Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T. Ver tabla XL

Tabla XL. Valores de k.

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

Fuente: NEC, 2015

Distribución de fuerzas verticales dirección X:

Tabla XLI. Distribución de fuerzas verticales dirección X.

Dirección X				Vx = 50.35 Ton		
NIVEL	ALTURA(m)	Wx (Ton)	$w_x * h_x^{kx}$	Cvx	Fx (ton)	Vx (ton)
Terraza	11.3	106.47	1203.15	0.33	16.40	16.40
Piso 2	8.4	151.00	1268.40	0.34	17.29	33.68
Piso 1	5.5	151.00	830.50	0.22	11.32	45.00
Planta Baja	2.6	151.00	392.61	0.11	5.35	50.35
			3694.66			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Distribución de fuerzas verticales dirección Y:

Tabla XLII. Distribución de fuerzas verticales dirección Y.

Dirección y				Vi = 50.35 Ton		
NIVEL	ALTURA(m)	Wy (Ton)	$w_y * h_y^{ky}$	Cvy	Fy (Ton)	Vy (Ton)
Terraza	11.3	106.47	1203.15	0.33	16.40	16.40
Piso 2	8.4	151.00	1268.40	0.34	17.29	33.68
Piso 1	5.5	151.00	830.50	0.22	11.32	45.00
Planta Baja	2.6	151.00	392.61	0.11	5.35	50.35
			3694.66			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2.11 Momento por sismo eje x y eje y

Para poder predimensionar las vigas se necesita calcular el momento que se produce por el sismo, para esto utilizamos el programa SAP2000 modelando el pórtico en la dirección x y dirección y aplicando las cargas por piso que se calculó anteriormente. Como hay 4 pórticos en el eje x y 5 pórticos en el eje y, entonces se asume que cada pórtico resiste la misma carga:

$$\frac{Fx}{4} \text{ y } \frac{Fy}{5}$$

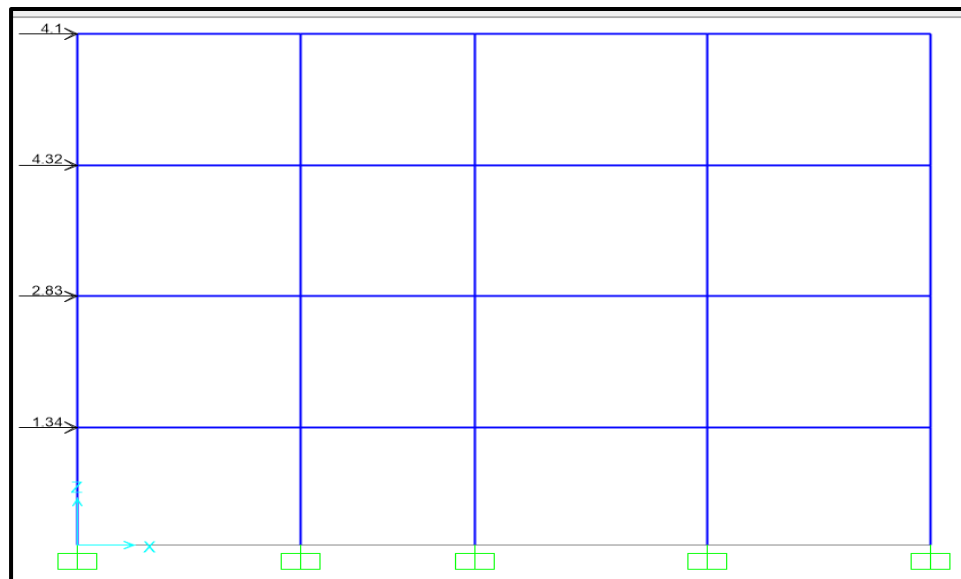


Figura 4.12 Fuerzas verticales en dirección x pórtico eje 2
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

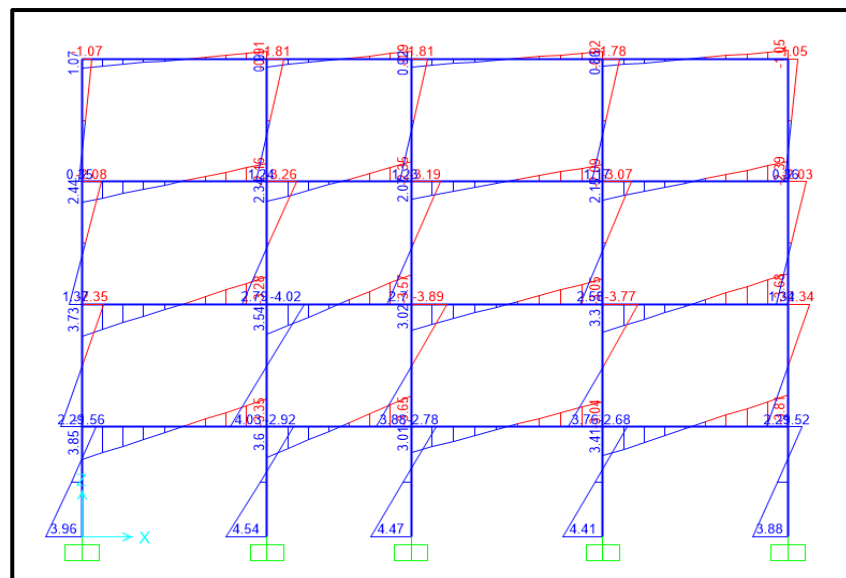


Figura 4.13 Diagrama de momento por sismo E_x Pórtico eje 2
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

El momento por sismo de la viga en la cara de la columna señalada es: $M_{E_x} = 2.27$ Ton.m.

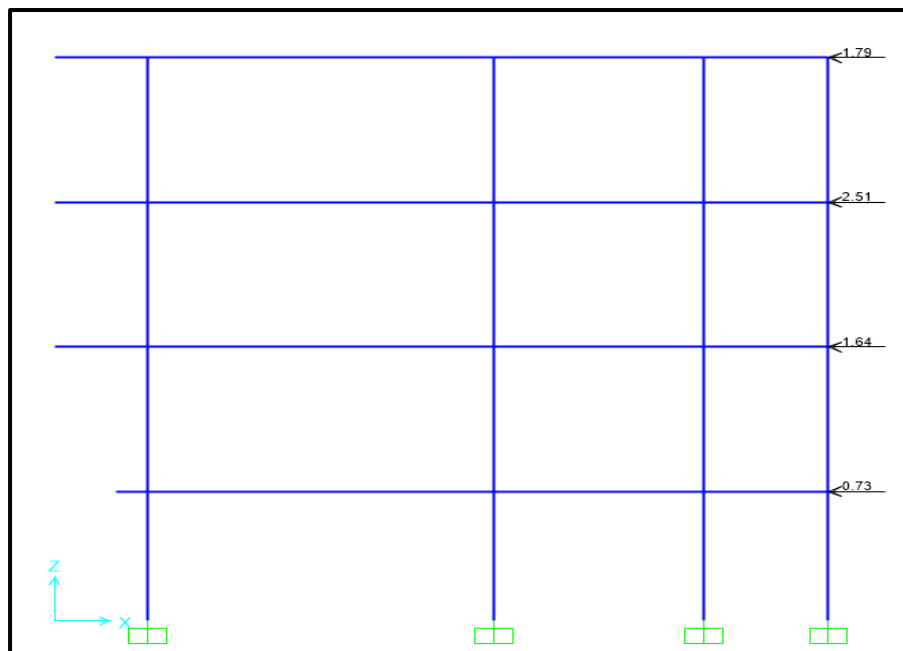


Figura 4.14 Fuerzas verticales en dirección y pórtico eje B
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

El momento por sismo de la viga en la cara de la columna señalada

es: $M_{Ey}=2.48 \text{ Ton.m}$

4.2.12 Momento por carga muerta y carga viva

Para predimensionar la viga en el eje x se procederá a utilizar una viga de pórtico eje 2.

Tabla XLIII. Momento por carga muerta, viva y sismo.

WD+Wpp	0.78	Ton/m ²
WD	0.48	Ton/m ²
s	4.466	m
qD	2.14	Ton/m
Ln1	$4.05-0.13=3.75$	m
Ln2	$3.15-0.3=2.85$	m
Ln	3.3	m

M_D	2.33	Ton.m
W _L	0.2	Ton/m ²
q _L	0.89	Ton/m
M_L	-0.97	Ton.m
M_{Ex}	2.27	Ton.m
M_{Ey}	2.48	Ton.m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2.13 Determinación de momento último M_u

Para determinar el M_u se usará las combinaciones de carga de NEC 2015 Cargas no Sísmicas sección 3.4.3

Tabla XLIV. Combinaciones de carga.

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

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla XLV. Momentos últimos.

Combinación 1	3.62	Ton.m
Combinación 2	4.35	Ton.m
Combinación 5	6.04	Ton.m
Combinación 7	4.37	Ton.m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se puede observar en la tabla XLV que la combinación 5 rige en el predimensionamiento de la viga por lo tanto se va a predimensionar con un M_u= 6.04 Ton.m

4.2.14 Predimensionamiento de vigas eje x

Para predimensionar la viga se puede usar la Ec. 19.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145f'c*b}} \quad \text{Ec. 19}$$

Conociendo que para un diseño sismorresistente el ancho mínimo de viga es $b=25$ cm y el recubrimiento mínimo es de 4cm, donde la altura de la viga se puede estimar usando la Ec. 20.

$$h = d + \frac{\phi_{var}}{2} + \phi_{est} + recubrimiento \quad \text{Ec. 20}$$

Tabla XLVI. Altura de vigas eje x.

f'c	280	Kg/cm ²
b	25	Cm
Mu	6.04×10^5	Kg.cm
d	24.39	cm
ϕ_{var}	20	mm
ϕ_{est}	10	mm
recubrimiento	4	cm
h_{req}	30.39	cm
h_{seleccionado}	35	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

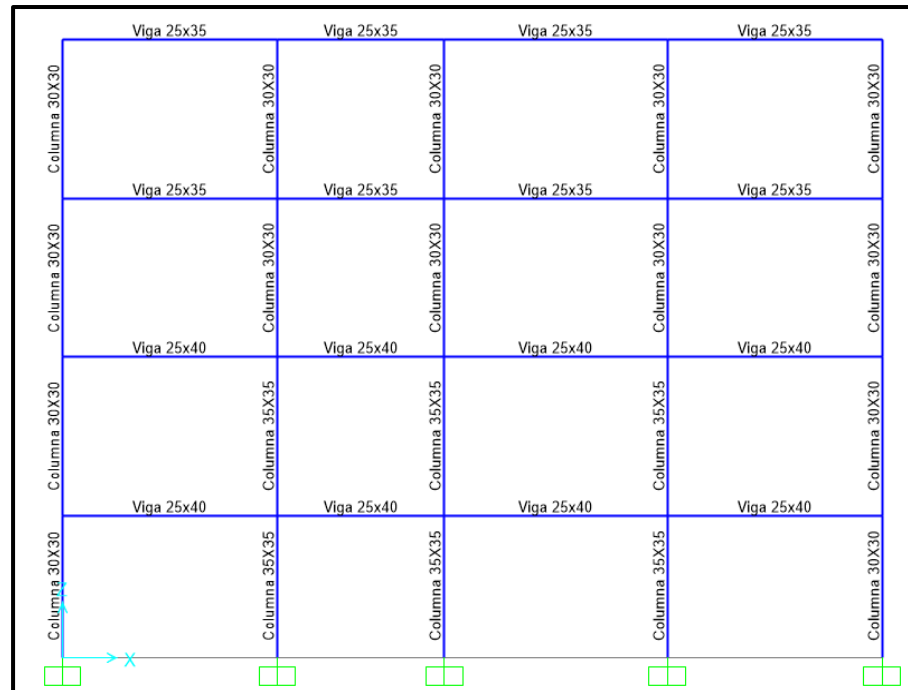


Figura 4.15 Secciones del pórtico eje 2 dirección x
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.2.15 Predimensionamiento de vigas eje Y

Para predimensionar la viga se puede usar la Ec. 21.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 f'c * b}} \quad \text{Ec. 21}$$

Conociendo que para un diseño sismorresistente el ancho mínimo de viga es $b=25$ cm y el recubrimiento mínimo es de 4cm, donde la altura de la viga se puede estimar con la Ec. 22

$$h = d + \frac{\phi_{var}}{2} + \phi_{est} + \text{recubrimiento} \quad \text{Ec. 22}$$

Tabla XLVII. Altura de vigas eje y.

f'c	280	Kg/cm ²
b	25	Cm
Mu	6.25×10^5	Kg.cm
d	24.81	cm
ϕ_{var}	20	mm
ϕ_{est}	10	mm
recubrimiento	4	cm
h_{req}	30.81	cm
h_{seleccionado}	35	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

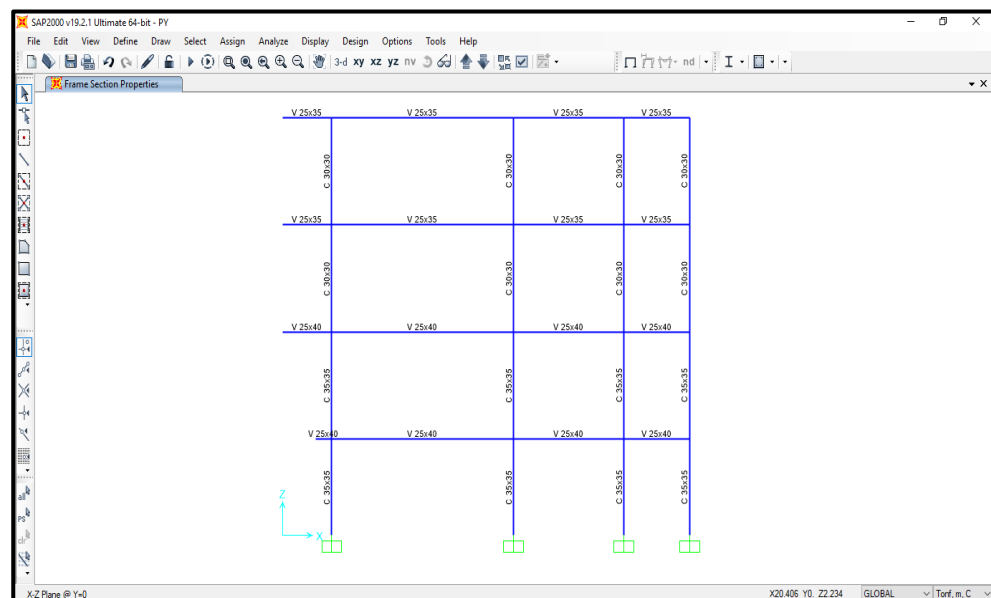


Figura 4.16 Secciones del pórtico eje B dirección y
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3 Pórticos de acero resistente a momentos (PARM)

Las estructuras de acero son muchos más livianas que las estructuras de hormigón armado, esto es una ventaja ya que esto ayudará a reducir la dimensiones de la sub estructura, para ello se analizará de igual manera, al momento de realizar el diseño.

Las consideraciones para los materiales que se toman para el PARM es de acero A36 con un acero estructural de un $f_y=2531.05 \text{ kg/cm}^2$

4.3.1 Estimación de carga muerta

Para la estimación de la carga muerta en el PARM que soportará la edificación se tomará en cuenta la baja capacidad admisible que tiene el suelo, por ello se buscará que la edificación sea lo más liviana posible, donde el peso muerto constará de paredes de Hormi-2, losa compuesta por Steel panel, baldosas, instalaciones, cubiertas o techo, escalera y ascensor.

Paredes de hormi2

Se optó por este sistema debido a que se busca una estructura liviana, este material es útil debido a que reduce considerablemente la carga muerta comparada con paredes de bloques, es material es nuevo y la carga aún no está en la NEC-15.

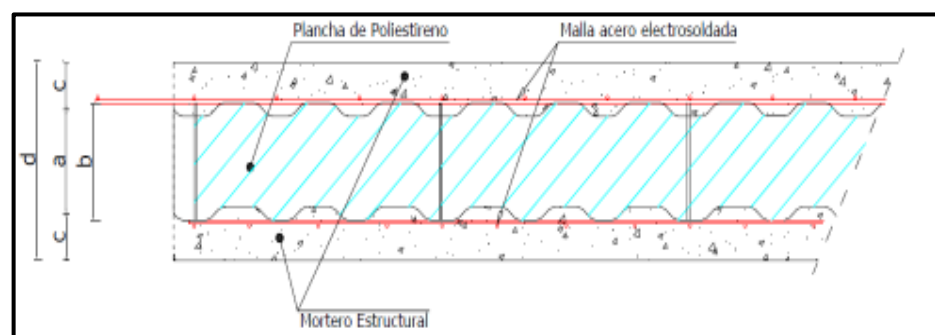


Figura 4.17 Estructura de paredes simple normal de Hormi2
Fuente: (Tapia, 2010)

Donde:

a= Espesor nominal de poliestireno expandido (40-80mm).

b= Distancia entre las armaduras longitudinales (a+20mm).

c= Espesor de mortero estructural ≥ 25 mm.

d= Espesor total ((c x 2) + a).

Se puede observar en la figura 4.17 y 4.18 que las paredes de hormi2 consta de una malla electrosoldada en ambos lados, el poliestireno, en donde su ancho es variable dependiendo del proyecto o especificaciones técnicas, y el respectivo recubrimiento de hormigón.

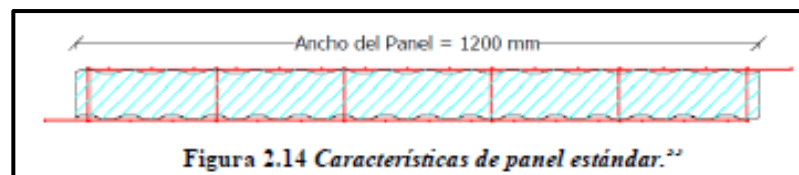


Figura 4.18 Característica del panel estándar

Fuente: (Tapia, 2010)

- **Panel**

Ancho=1200mm

Altura= Variable según proyecto

- **Malla de acero electrosoldada**

Acero longitudinal: $\phi 2.4$ mm (20 hilos en 1240mm).

Acero transversal: $\phi 2.4\text{mm}$ espaciados a 150mm.

Acero conector: $\phi 3.0\text{ mm}$ (68 por m^2).

$F_y = 5000\text{kg/cm}^2$

$F_r = 5600\text{ kg/cm}^2$

Densidad poliestireno= 13kg/cm^2

Tabla XLVIII. Peso de paredes simple de hormi2.

PANEL TIPO	a (mm)	b (mm)	d (mm)	Peso panel (kg/m ²)	Peso Pared (kg/m ²)
PSD 040	40	25	90	2.5	122.5
PSD 050	50	25	100	2.69	122.69
PSD 060	60	25	110	2.87	122.87
PSD 070	70	25	120	3.06	123.06
PSD 080	80	25	130	3.25	123.25

Fuente: (Tapia, 2010)

Para este proyecto se escogió el PSD 060 que cuenta con un peso de pared de 122.87kg/m^2 .

Losa metal deck (steel panel)

En este proyecto se va a usar Novalosa, ya que se requiere un sistema de losa alivianada y estará apoyada en vigas metálicas.

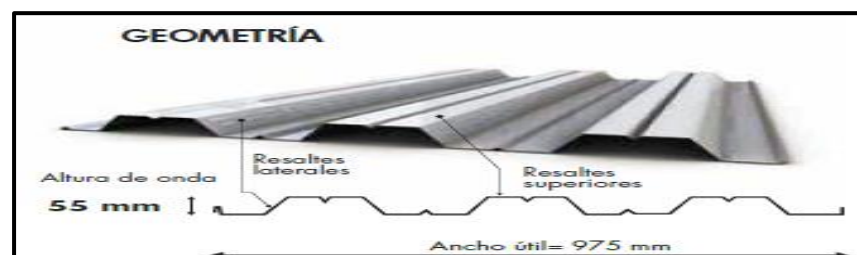


Figura 4.19 Steel panel novalosa

Fuente: (Novacero, 2017)

Las características del material se toman como referencia del catálogo de productos de Novacero observar figuras 4.20 y 4.21

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE - NOVALOSA 55 mm					
Espesor placa colaborante (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.76	7.81	39.37	12.43	13.29	9.03
1.00	10.17	55.99	18.43	19.34	12.04

Figura 4.20 Propiedades de la sección simple
Fuente: (Novacero, 2017)

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA - NOVALOSA 55 mm					
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa ¹ (cm)	Volúmen homigón (m ³ /m ²)	Peso losa (kg/m ²)	I _d ² (cm ⁴ /m)	OsMno ³ (Ton x m)
0.76	5.0	0.075	187.92	685.10	1.00
	6.0	0.085	211.92	889.45	1.16
	8.0	0.105	259.92	1417.35	1.48
	10.0	0.125	307.92	2127.75	1.83
	12.0	0.145	355.92	3048.64	2.18
1.00	5.0	0.075	190.28	750.59	1.00
	6.0	0.085	214.28	972.48	1.16
	8.0	0.105	262.28	1544.10	1.48
	10.0	0.125	310.28	2309.96	1.83
	12.0	0.145	358.28	3298.29	2.18

Figura 4.21 Propiedades de la sección compuesta
Fuente: (Novacero, 2017)

Con estos datos se procedió a escoger la Novalosa con un espesor de placa colaborante de 0.76mm y con un espesor de hormigón de 5

cm, por lo que el peso total compuesto de la placa colaborante y el hormigón es de 187,92kg/m².

4.3.2 Resumen de carga muerta

Para la estimación de las cargas muertas que actúan en el edificio, se lo realizó de manera independiente ya que la terraza y los demás pisos no va a soportar la misma carga ya que no cumplen con las mismas funciones. En la tabla XLIX, se detallan las cargas para los entrepisos y la terraza.

Tabla XLIX. Carga muerta para los pisos a excepción de la terraza.

Elementos	W _D (T/m ²)
Paredes Hormi²	0.12
Novalosa	0.19
Enlucidos y Ductos	0.04
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
Total	0.45

Fuente: NEC,2015

Para la terraza se consideró que solo habrá un parapeto perimetralmente, que solo hay acceso para personal de mantenimiento, ductos del entrepiso anterior y no hay baldosas ver tabla L.

Tabla L. Carga muerta para la terraza.

Elementos	W _D (T/m ²)
Parapeto	0.01
Novalosa	0.19
Enlucidos y Ductos	0.03
Total	0.23

Fuente: NEC,2015

Para las cargas del peso propio de columnas y vigas se usará un valor que esta entre 0.04 y 0.07 T/m², en el caso de la terraza se asume un valor del 70% del peso propio de las columnas y vigas de los entrepisos ya que la terraza no tiene columnas.

Tabla LI. Peso propio de elementos estructurales.

	W_{pp} (T/m²)
Entrepisos	0.06
Terrazas	0.042

Fuente: NEC, 2015

Entonces las cargas muertas que actuarán en el edificio se resumen en la tabla LII:

Tabla LII. Resumen de carga muerta.

	W_D (T/m²)	W_{pp} (T/m²)	W_D+W_{pp} (T/m²)
Terraza	0.23	0.042	0.27
Piso 2	0.45	0.06	0.51
Piso 1	0.45	0.06	0.51
Planta Baja	0.45	0.06	0.51

Fuente: NEC, 2015

4.3.3 Carga viva

Según NEC 2015 sección NEC-SE-CG, la carga viva, también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y está conformada por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. Ver tabla LIII

Tabla LIII. Carga viva.

	W_L (T/m²)
Terraza	0.07
Piso 2	0.2
Piso 1	0.25
Planta Baja	0.5

Fuente: NEC, 2015

4.3.4 Resumen de cargas muertas y vivas

A continuación, se hace un resumen de las cargas que actuarían en el edificio:

Tabla LIV. Resumen de cargas totales.

	W _D (T/m ²)	W _{pp} (T/m ²)	W _D +W _{pp} (T/m ²)	W _L (T/m ²)
Terraza	0.23	0.042	0.27	0.07
Piso 2	0.45	0.06	0.51	0.2
Piso 1	0.45	0.06	0.51	0.25
Planta Baja	0.45	0.06	0.51	0.5

Fuente: NEC, 2015

4.3.4 Predimensionamiento de vigas secundarias

Usando la Novalosa con un espesor de placa colaborante de 0.76mm y con un espesor de hormigón de 5 cm, se puede usar una viga secundaria entre las luces de las vigas principales observar figura 4.22, ya que con este material se permite 2 vanos con una luz máxima sin apuntalar de 2.35 metros por lo que estamos dentro del rango permitido. (Novacero, 2017)

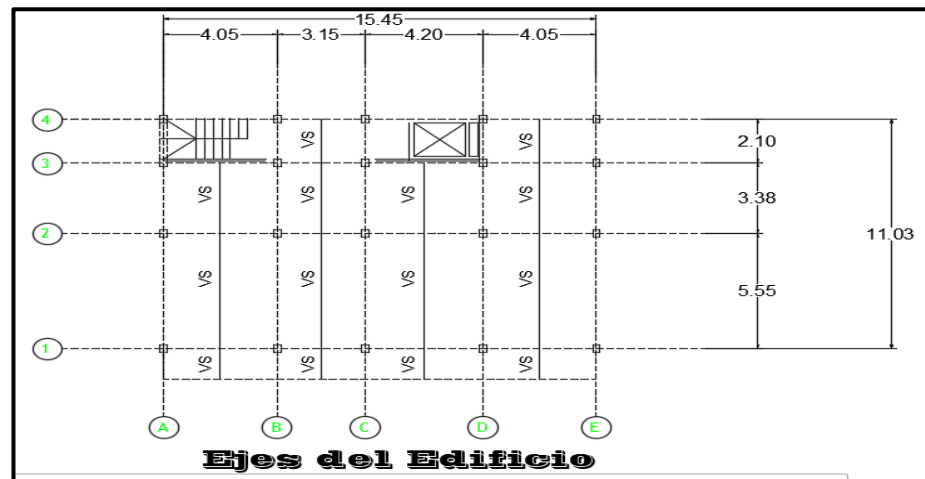


Figura 4.22 Vigas secundarias entre las vigas principales
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Para determinar la carga lineal que actúa en las vigas se puede estimar usando la Ec. 23.

$$q_u = w_u * s * f \quad \text{Ec. 23}$$

Donde:

w_u = Carga última o factorada.

s = Ancho de influencia de la viga secundaria.

f = Factor que toma en cuenta el peso propio de la viga, se recomienda un factor de 1.05.

4.3.5 Momentos últimos actuando vigas secundarias

En este caso tenemos dos tipos de vigas secundaria una con 2 vanos observar figura 4.23, y la otra con 3 vanos observar figura 4.24, debido a la presencia de la escalera y del ascensor. Con la ayuda del

Software SAP2000, procedemos a obtener los valores de cortante y momento máximo que actúan en las vigas, con esto se verifico que se producen mayores momentos y cortantes en la viga de 2 vanos por lo que se decidió predimensionar usando esta viga ver tablas LV a LVII.

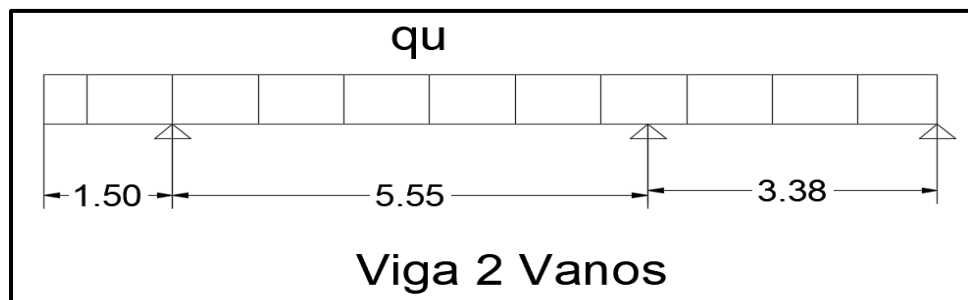


Figura 4.23 Viga secundaria 2 vanos
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

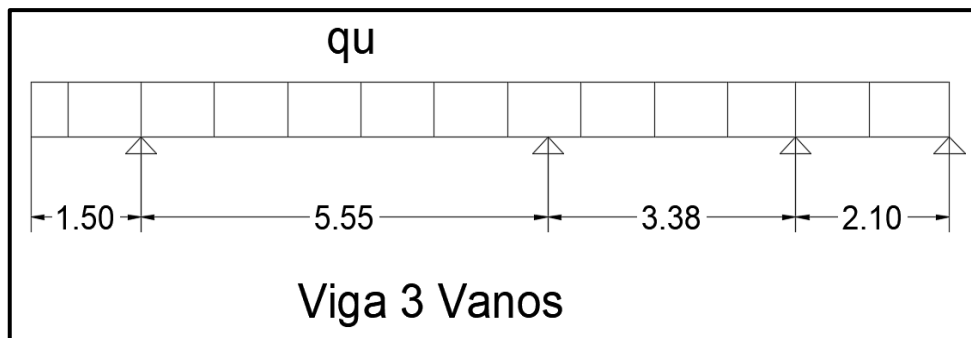


Figura 4.24 Viga secundaria 3 Vanos
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LV. Carga mayorada sin peso propio.

	W_u (T/m ²)	S (m)	F	q_u (T/m)
Terraza	0.388	2.1	1.05	0.856
Piso 2	0.86	2.1	1.05	1.896
Piso 1	0.94	2.1	1.05	2.073
Planta Baja	1.34	2.1	1.05	2.955

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LVI. Momentos y cortantes de viga de 2 y 3 vanos.

	Mu (Ton.cm) 2 vanos	Mu (Ton.cm) 3 vanos	Vu (Ton) 2 vanos	Vu (Ton) 3 vanos
Terraza	216,71	211,49	2,57	2,56
Piso 2	484,29	472,60	5,75	5,73
Piso 1	529,34	516,57	6,29	6,26
Planta Baja	843.55	830.09	9.65	9.63

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LVII. Momento último obtenido del Sap2000.

	qu (T/m)	Mu SAP2000 (T.cm)
Terraza	0.86	216,71
Piso 3	1.9	484,29
Piso 2	2.07	529,34
Piso 1	2.95	843.55

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.6 Selección de perfiles a partir del módulo plástico

Para predimensionar las vigas secundarias usamos el momento producido por cargas gravitacionales ya que estas vigas no tienen que ser sísmicamente resistente y tampoco sísmicamente compacta, además la viga tendrá arriostramiento lateral continuos ya que la Novalosa ayudará arriostrar la viga, por lo que con esto el perfil se encuentra en la zona de fluencia.

De acuerdo con el AISC 360-10 sección F2 ecuación F2-1 se tiene ver tabla LVIII.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi_b Mn = \phi_b Mp = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 24}$$

$$Z_{xreq} = \frac{\phi_b Mn}{\phi_b F_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b F_y} \quad \text{Ec. 25}$$

Tabla LVIII. Módulo plástico requerido.

	M_u SAP2000 (T.cm)	Z_x req (cm³)
Terraza	216,71	94,9
Piso 2	484,29	212,2
Piso 1	529,34	231,9
Planta Baja	843.55	369.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Entonces se debe cumplir que:

$$Z_{xdisp} \geq Z_{xreq} \quad \text{Ec. 26}$$

Tabla LIX. Selección de perfiles de Dipac.

	Z_x req (cm³)	Perfil	Z_x disponible (cm³)	
Terraza	94,9	IPE 160	109	OK
Piso 2	212,2	IPE 220	252	OK
Piso 1	231,9	IPE 220	252	OK
Planta Baja	369.5	IPE 270	429	OK

Fuente: DIPAC, 2016

4.3.7 Estados límites de servicio

Según el AISC 360-10 sección L se debe verificar las deformaciones producidas por las cargas de servicio, donde se debe cumplir que:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm}$$

Ec. 27

Para las cargas de servicio:

Tabla LX. Deflexiones máximas permisibles.

	Carga Muerta + Carga Viva	Carga Viva
Δ_{adm}	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$

Fuente: AISC, 360-10

Para la estimación de las deflexiones máximas que se producen en las vigas se utilizó la herramienta del SAP2000, analizando las deflexiones que se producen en la luz mayor que tiene 5,55 metros de largo.

Tabla LXI. Verificación deflexiones máximas permisibles.

	Perfil	Carga de servicio (D+L)			Carga Viva (L)		
		Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación	Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación
Terraza	IPE 160	0,36	2,31	ok	0,08	1,54	ok
Piso 2	IPE 220	0,79	2,31	ok	0,24	1,54	ok
Piso 1	IPE 240	0,83	2,31	ok	0,3	1,54	ok
Planta Baja	IPE 270	1,16	2,31	ok	0,61	1,54	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.8 Verificación de secciones de vigas secundarias

Según NEC 2015 Estructuras de Acero sección 6.2, clasifica a las secciones según su relación ancho-espesor en secciones compactas y secciones sísmicamente compactas.

Las vigas secundarias al ser elementos que soportan solo cargas gravitacionales deben ser secciones compactas, donde los miembros deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , de las tablas B4.1a y B4.1b de la especificación AISC 360-10.

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_p \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} \quad \text{Ec. 29}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 30}$$

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_p \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. 32}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 33}$$

Usando acero A36 con un $F_y=36$ KSI y módulo de elasticidad de $E=29000$ KSI Ver tablas LXII a LXIV.

Tabla LXII. Propiedades de los perfiles.

	Perfil	b_f (mm)	t_f (mm)	d (mm)	t_w (mm)	h (mm)
Terraza	IPE 160	82	7,4	160	5	145,2
Piso 2	IPE 220	110	9,2	220	5,9	201,6
Piso 1	IPE 220	120	9,2	220	5,9	201,6
Planta Baja	IPE 270	135	10,2	270	6,6	249,6

Fuente: (DIPAC, 2016)

Tabla LXIII. Verificación de sección alas.

	λ_f	λ_p (alas)	Verificación
Terraza	5,54	10,79	Ala compacta
2do Piso	5,98	10,79	Ala compacta
1er Piso	5,98	10,79	Ala compacta
Planta Baja	6,62	10,79	Ala compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXIV. Verificación de sección alma.

	λ_w	λ_p (alma)	Verificación
Terraza	29,04	106,72	Alma compacta
2do Piso	34,17	106,72	Alma compacta
1er Piso	34,17	106,72	Alma compacta
Planta Baja	37,82	106,72	Alma compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.9 Momento nominal de vigas secundarias

Para el cálculo del momento nominal se va a utilizar la Ec. 34.

$$\phi_b Mn = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 34}$$

Entonces se debe cumplir que:

$$\phi_b Mn \geq Mu \quad \text{Ec. 35}$$

Tabla LXV. Momento nominal de vigas secundarias.

	Perfil	Mu (T.cm)	Zx (cm ³)	$\phi_b Mn$ (T.cm)	Verificación
Terraza	IPE 160	216,71	109	248,82	Ok
Piso 2	IPE 220	484,29	252	575,25	Ok
Piso 1	IPE 220	529,34	252	575,25	Ok
Planta Baja	IPE 270	843,55	429	979,29	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.10 Resistencia al cortante de vigas secundarias

Según AISC 360-10 Sección G2 Miembros con almas no atiesadas o atiesadas, Resistencia de corte, aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

La Resistencia nominal de corte V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte de acuerdo a las Ec. 36 es:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad \text{Ec. 36}$$

Donde A_w es el área del alma de la sección.

Para almas de miembros laminados de sección H con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 37}$$

$$\phi_b = 1,00 \quad \text{y} \quad C_v = 1,00$$

El cortante V_u producido por las cargas gravitacionales de lo obtuvo con la ayuda del programa SAP2000.

Entonces se debe cumplir que:

$$\phi_b V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 38}$$

Tabla LXVI. Verificación de cortante de vigas secundarias.

	Perfil	h/t _w	2.24*raíz(E/F _y)	V _u (Ton)	A _w (cm ²)	φ _v V _n (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 160	29,04	63,58	2,57	8	12,17	ok
Piso 2	IPE 220	34,17	63,58	5,75	12,98	19,75	ok
Piso 1	IPE 240	34,17	63,58	6,29	12,98	19,75	ok
Planta Baja	IPE 270	37,82	63,58	9.65	17,82	27,12	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.11 Espectro de diseño y espectro inelástico PARM

Para estimar el valor de la fuerza sísmica horizontal que se pueden producir durante un evento sísmico en la provincia de Santo Domingo de los Tsachilas, donde estará ubicada la edificación se tienen los siguientes datos ver tablas LXVII.

Tabla LXVII. Parámetros de zona sísmica.

Zona Sísmica	V
Z	0.4

Tipo de Suelo	E
Fa	1
Fd	1.6
Fs	1.9
n	1.8
r	1.5
R	8
le	1
φ_p	1
φ_e	0.9

Fuente: NEC, 2015

Con estos datos procedemos a realizar es espectro de diseño.

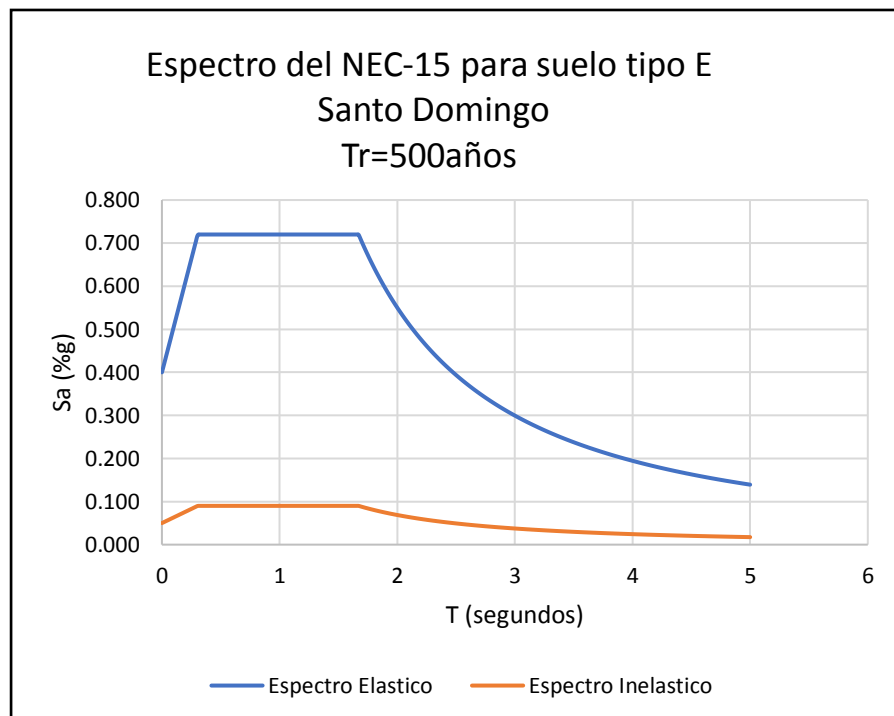


Figura 4.25 Espectro elástico y espectro inelástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla LXVIII. Valores de Sa y Cs.

T (Seg)	Sa (g)	Cs (g)
0	0.720	0.100
0.01	0.720	0.100
0.02	0.720	0.100
0.03	0.720	0.100
0.04	0.720	0.100
0.05	0.720	0.100
0.06	0.720	0.100
0.07	0.720	0.100
0.08	0.720	0.100
0.09	0.720	0.100
0.1	0.720	0.100
0.2	0.720	0.100
0.304	0.720	0.100
0.4	0.720	0.100
0.5	0.720	0.100
0.6	0.720	0.100
0.7	0.720	0.100
0.8	0.720	0.100
0.9	0.720	0.100
1	0.720	0.100
1.5	0.720	0.100
1.67	0.720	0.100
2	0.550	0.076
2.5	0.394	0.055
3	0.300	0.042
3.5	0.238	0.033

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.12 Periodo fundamental de la estructura

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.3, el periodo de vibración aproximado de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de 2 métodos.

Para este diseño se va a utilizar el Método 1 que dice que, para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión 38.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 39}$$

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T= Periodo de vibración de la estructura.

Tabla LXIX. Valores de C_t y α .

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructura de Acero.		
Sin arriostramiento.	0.072	0.8
Con Arriostramiento.	0.073	0.75
Pórticos especiales de Hormigón Armado.		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: (NEC, 2015)

Entonces para nuestro de PARM diseño tenemos:

Tabla LXX. Periodo y aceleración espectral.

Ct	0.072	
α	0.8	
hn	11.3	metros
T	0.501	seg
Sax	0.72	g
Say	0.72	g

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

El valor de la aceleración debido al sismo es igual en X y en Y ya que en los dos sentidos se utilizan pórticos de concreto resistente a momento PCRM.

4.3.13 Peso sísmico

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.1.7 la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, donde $W=D$. Donde D es la carga muerta total de la estructura.

$$W=D \quad \text{Ec. 40}$$

$$W = (W_D + W_{PP}) * A * N \quad \text{Ec. 41}$$

Donde

W_D = Carga muerta sobreimpuesta.

W_{PP} = Peso propio de los elementos estructurales.

A = Área del piso de la estructura.

N = Número de pisos de la estructura.

El área de piso de la estructura es 193.59m²

Tabla LXXI. Peso de la estructura.

	W_D (T/m²)	W_{PP} (T/m²)	W_D+W_{PP} (T/m²)	Área (m²)
Terraza	0.23	0.042	0.27	188,894
Piso 2	0.45	0.06	0.51	188,894
Piso 1	0.45	0.06	0.51	188,894
Planta Baja	0.45	0.06	0.51	176,594
Wtotal			1.8	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Entonces se obtiene un valor de peso sísmico de:

W=333.74 Ton

4.3.14 Coeficiente de respuesta sísmica

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.2 se puede determinar el coeficiente sísmico con la expresión 41:

$$C_{Sx,y} = \frac{I * S_{ax,y}}{R * \phi_E * \phi_P} \quad \text{Ec. 42}$$

Donde:

I= Factor de importancia de la estructura.

S_{ax,y}= Aceleración espectral en X y Y.

R= Coeficiente de reducción de resistencia.

ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación.

ϕ_P = Coeficiente de regularidad en planta.

Para nuestro diseño $\phi_E = \phi_P = 1$

Donde se obtiene:

Tabla LXXII. Coeficiente de respuesta sísmica PARM
dirección x y dirección y.

C _{sx}	0.1	seg
C _{sy}	0.1	Seg

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.15 Cortante basal

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.2, se puede estimar el valor del cortante basal usando la siguiente expresión:

$$V_{X,y} = \frac{I * S_{ax,y}}{R * \phi_E * \phi_P} * W \quad \text{Ec. 43}$$

$$V_{x,y} = C_{Sx,y} * W \quad \text{Ec. 44}$$

Tabla LXXIII. Cortante basal
dirección x y dirección y.

V_x	33.37	Ton
V_y	33.37	Ton

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.16 Distribución vertical de fuerzas sísmicas

Según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.5, la distribución vertical de fuerzas sísmicas se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente al periodo fundamental de vibración T_a .

En la ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuida en la altura de la estructura, utilizando la expresión 44.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. 45}$$

Donde:

V = Cortante total en la base de la estructura.

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

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

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

n = Número de pisos de la estructura.

w_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

w_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).

h_x = Altura del piso x de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .

Determinación de k:

Tabla LXXIV. Valores de k.

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

Fuente: NEC, 2015

Distribución de fuerzas verticales dirección X:

Tabla LXXV. Distribución de fuerzas verticales dirección x.

Dirección X				V _x = 30.04 Ton		
Nivel	Altura (m)	W _x (Ton)	$w_x * h_x^{kx}$	C _{vx}	F _x (ton)	V _x (ton)
Terraza	11,3	51,00	576,98	0,27	8,95	8,95
2do Piso	8,4	96,34	810,04	0,38	12,56	21,51
1er Piso	5,5	96,34	530,28	0,25	8,22	29,74
Planta Baja	2,6	90,06	234,27	0,11	3,63	33,37
			2151,57			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Distribución de fuerzas verticales dirección Y:

Tabla LXXVI. Distribución de fuerzas verticales dirección Y.

Dirección y				V _y = 30.04 Ton		
NIVEL	Altura (m)	W _y (Ton)	$w_y * h_y^{ky}$	C _{vy}	F _y (ton)	V _y (ton)
Terraza	11.3	51,00	576,98	0,27	8,95	8,95
2do Piso	8.4	96,34	810,04	0,38	12,56	21,51
1er Piso	5.5	96,34	530,28	0,25	8,22	29,74
Planta Baja	2.6	90,06	234,27	0,11	3,63	33,37
			2151,57			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

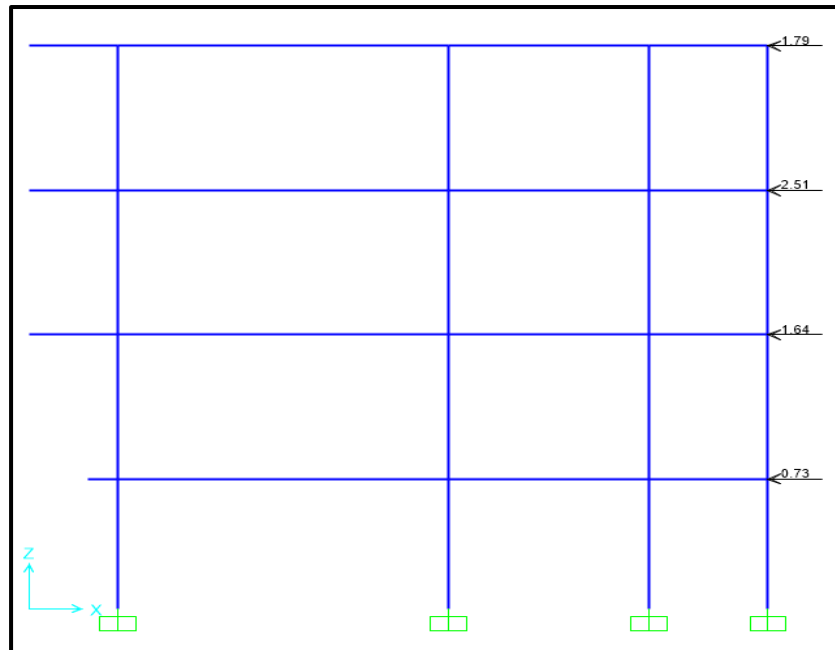


Figura 4.26 Distribución de fuerzas verticales dirección Y
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.17 Predimensionamiento de vigas principales eje y

Para determinar la carga lineal que actúa en las vigas se puede estimar usando la Ec. 45.

$$q_u = w_u * s * f \quad \text{Ec. 46}$$

Donde:

w_u = Carga última o factorada.

S = Ancho de influencia de la viga secundaria.

f = Factor que toma en cuenta el peso propio de la viga, se recomienda un factor de 1.05

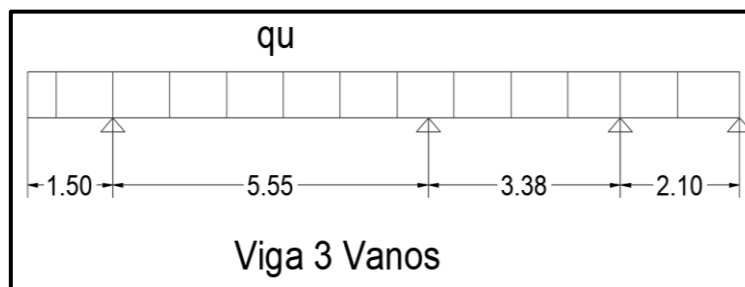


Figura 4.27 Viga principal eje y
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXXVII. Cargas mayoradas sin peso propio.

	W_D (T/m ²)	W_L (T/m ²)	S (m)	F	q_D (T/m)	q_L (T/m)
Terraza	0.23	0.07	2.0625	1.05	0.498	0.152
Piso 2	0.45	0.2	2.0625	1.05	0.975	0.433
Piso 1	0.45	0.25	2.0625	1.05	0.975	0.541
Planta Baja	0.45	0.5	2.0625	1.05	0.975	1.083

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXXVIII. Momentos por carga muerta y carga viva obtenidos del Sap2000.

	M_D (Ton.cm)	M_L (Ton.cm)
Terraza	124.11	37.88
Piso 2	242.99	107.91
Piso 1	242.99	134.83
Planta Baja	273.92	304.26

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXXIX. Momento por sismo obtenidos del Sap2000.

	M_E SAP2000 (T.cm)
Terraza	77,70
Piso 2	172,13
Piso 1	307,87
Planta Baja	335,36

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXXX. Combinaciones de cargas.

Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5max(Lr;S;R)
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S

Fuente: NEC, 2015

Tabla LXXXI. Momentos últimos.

	Combinación 2 M_u (T.cm)	Combinación 5 M_u (T.cm)
Terraza	209.54	264,21
Piso 2	464.24	571,63
Piso 1	507.32	734,29
Planta Baja	815.52	968,32

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Por lo que verificamos que para el predimensionamiento rige la combinación que incluye la carga sísmica de acuerdo con la tabla LXXXI.

4.3.18 Selección de perfiles a partir del módulo plástico

Para predimensionar las vigas principales en el eje y usamos el momento producido por cargas gravitacionales y sísmica, además estas vigas tienen que ser sísmicamente compactas resistentes y sísmicamente compactas, además la viga tendrá arriostramiento lateral continuo ya que la Novalosa ayudará arriostrar la viga, por lo que con esto el perfil se encuentra en la zona de fluencia.

De acuerdo con el AISC 360-10 sección F2 ecuación F2-1 se tiene ver tabla LXXXIII.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

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

Ec. 47

$$Z_{xreq} = \frac{\phi_b M_n}{\phi_b F_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad \text{Ec. 48}$$

Tabla LXXXII. Módulo plástico requerido.

	M_u (T.cm)	Z_x req (cm³)
Terraza	264,21	115,74
Piso 2	571,63	250,41
Piso 1	734,29	321,67
Planta Baja	968,32	424,20

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Entonces se debe cumplir que:

$$Z_{xdisp} \geq Z_{xreq} \quad \text{Ec. 49}$$

Tabla LXXXIII. Selección de perfiles de Dipac.

	Z_x req (cm³)	Perfil	Z_x disponible (cm³)	
Terraza	115,74	IPE 180	140	Ok
Piso 2	251,41	IPE 220	252	Ok
Piso 1	321,67	IPE 240	324	Ok
Planta..Baja	424,20	IPE 270	429	Ok

Fuente: (DIPAC, 2016)

4.3.19 Estados límites de servicio

Según el AISC 360-10 sección L se debe verificar las deformaciones producidas por las cargas de servicio, donde se debe cumplir que:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm} \quad \text{Ec. 50}$$

Para las cargas de servicio:

Tabla LXXXIV. Deflexiones máximas permisibles.

	Carga Muerta + Carga Viva	Carga Viva
Δ_{adm}	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$

Fuente: AISC, 360-10

Para la estimación de las deflexiones máximas que se producen en las vigas se utilizó la herramienta del SAP2000, analizando las deflexiones que se producen en la luz mayor que tiene 5,55 metros de largo.

Tabla LXXXV. Verificación de deflexiones máximas permisibles.

	Perfil	Carga de servicio (D+L)			Carga Viva (L)		
		Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación	Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación
Terraza	IPE 200	0,38	2,31	ok	0,09	1,54	ok
Piso 2	IPE 220	0,82	2,31	ok	0,25	1,54	ok
Piso 1	IPE 240	0,86	2,31	ok	0,31	1,54	ok
Planta Baja	IPE 270	1,2	2,31	ok	0,63	1,54	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.20 Verificación de secciones de vigas principales eje y

Según NEC 2015 Estructuras de Acero sección 6.2, clasifica a las secciones según su relación ancho-espesor en secciones compactas y secciones sísmicamente compactas.

Las vigas principales al ser elementos que soportan cargas gravitacionales y cargas sísmicas deben ser secciones sísmicamente compactas, donde los miembros deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de las tablas D1.1a de la especificación AISC 341-10.

Para que el ala sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_{ps} \quad \text{Ec. 51}$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} \quad \text{Ec. 52}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 53}$$

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_{ps} \quad \text{Ec. 54}$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. 55}$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 56}$$

Usando acero A36 con un $F_y=36$ KSI y módulo de elasticidad de $E=29000$ KSI

Tabla LXXXVI. Propiedades de los perfiles.

	Perfil	b_f (mm)	t_f (mm)	d (mm)	t_w (mm)	h (mm)
Terraza	IPE 180	91	8	180	5,3	164
Piso 2	IPE 220	110	9,2	220	5,9	201,6
Piso 1	IPE 240	120	9,8	240	6,2	220,4
Planta Baja	IPE 270	135	10,2	270	6,6	249,6

Fuente: DIPAC,2016

Tabla LXXXVII. Verificación de sección alas.

	λ_f	λ_{ps} (alas)	Verificación
Terraza	5,69	8,51	Ala sísmicamente compacta
Piso 2	5,98	8,51	Ala sísmicamente compacta
Piso 1	6,12	8,51	Ala sísmicamente compacta
Planta Baja	6,62	8,51	Ala sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla LXXXVIII. Verificación de sección alma

	λ_w	λ_p (alma)	Verificación
Terraza	30,94	69,54	Alma sísmicamente compacta
Piso 2	34,17	69,54	Alma sísmicamente compacta
Piso 1	35,55	69,54	Alma sísmicamente compacta
Planta Baja	37,82	69,54	Alma sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.21 Momento nominal de vigas principales eje y

Para el cálculo del momento nominal se va a utilizar la ecuación descrita anteriormente.

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 57}$$

Entonces se debe cumplir que:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad \text{Ec. 58}$$

Tabla LXXXIX. Momento nominal de vigas principales eje y.

	Perfil	M_u (T.cm)	Z_x (cm³)	φ_bM_n (T.cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	264,21	140	319,58	Ok
Piso 2	IPE 220	571,63	252	575,25	Ok
Piso 1	IPE 240	734,29	324	739,61	Ok
Planta Baja	IPE 270	968,32	429	979,29	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.22 Resistencia al cortante de vigas principales eje y

Según AISC 360-10 Sección G2 Miembros con almas no atiesadas o atiesadas, Resistencia de corte, aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

La Resistencia nominal de corte V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte Ec. 57.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad \text{Ec. 59}$$

Para almas de miembros laminados de sección I con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 60}$$

$$\phi_v = 1,00 \quad \text{y} \quad C_v = 1,00$$

El cortante V_u producido por las cargas gravitacionales de lo obtuvo con la ayuda del programa SAP2000.

Entonces se debe cumplir que:

$$\phi_b V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 61}$$

Verificamos que rige la combinación que incluye la carga sísmica observar tabla XC.

Tabla XC. Cortantes obtenidos del Sap2000.

	V_D (Ton)	V_L (Ton)	V_E (Ton)	Combinación 2 V_u (Ton)	Combinación 5 V_u (Ton)
Terraza	1,5	0,46	0,44	2,54	2,70
Piso 2	2,95	1,31	1,56	5,64	6,41
Piso 1	2,95	1,63	2,85	6,15	7,99
Planta Baja	3,18	3,04	3,09	8,68	9,95

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XCI. Verificación de cortante de vigas principales eje y.

	Perfil	h/t_w	$2.24 * \text{raíz}(E/F_y)$	V_u (Ton)	A_w (cm2)	$\phi_v V_n$ (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 180	30,94	63,58	2,70	9,54	14,52	ok
Piso 2	IPE 240	34,17	63,58	6,41	12,98	19,75	ok
Piso 1	IPE 240	35,55	63,58	7,99	14,88	22,64	ok
Planta Baja	IPE 270	37,82	63,58	9,95	17,82	27,12	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XCII. Perfiles seleccionados vigas principales eje y.

	Vigas Interiores eje Y	Vigas exteriores eje Y
Terraza	IPE 180	IPE 180
Piso 2	IPE 220	IPE 220
Piso 1	IPE 240	IPE 240
Planta Baja	IPE 270	IPE 270

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.23 Predimensionamiento de vigas principales eje x

Para determinar los momentos que actúan sobre las vigas que están en la dirección x se debe estimar la carga puntual que ejercen las vigas secundarias que están apoyada sobre estas vigas, además se debe estimar el valor de peso propio que van a tener las vigas ubicadas en el sentido x. Estas vigas deben ser capaces de soportar cargas gravitatorias y cargas de sismos por lo que deben ser sísmicamente compactas, además de analizará como viga empotrada con carga puntual, distribuida debido al peso propio y utilizaremos la viga de mayor claro.

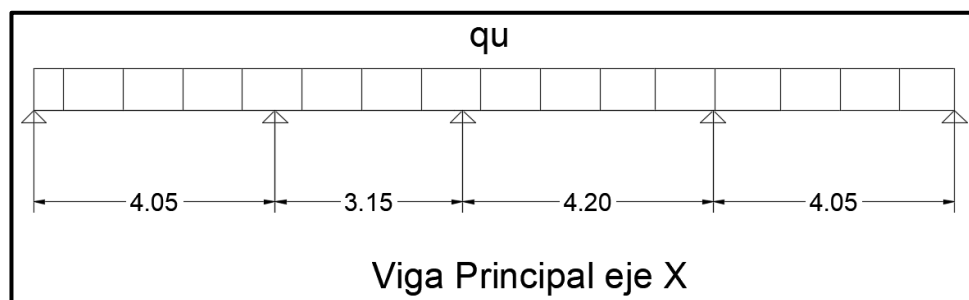


Figura 4.28 Viga principal eje x

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XCIII. Reacciones máximas ejercidas por las vigas secundarias.

	Q_D (Ton)	Q_L (Ton)
Terraza	2.78	0.82
Piso 2	5.44	2.42
Piso 1	5.44	3.02
Planta Baja	5.76	6.4

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Estas reacciones son producidas en la viga que se encuentra en el eje 2, por lo que va a predimensionar las vigas interiores en el eje x.

Tabla XCIV. Peso propio de los elementos estructurales.

	Peso propio de vigas eje x (T/m²)
Terraza	0.04
Piso 2	0.05
Piso 1	0.05
Planta Baja	0.05

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

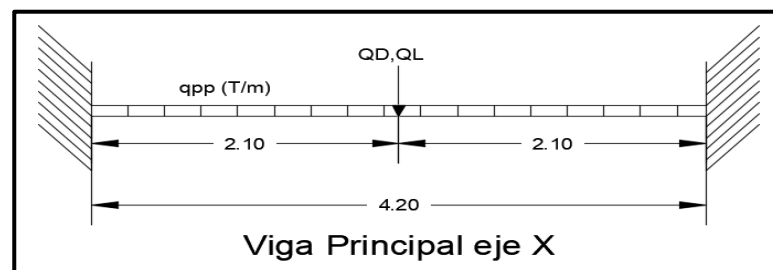


Figura 4.29 Cargas actuando en Viga eje x

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Procedemos a obtener los momentos por peso propio, carga muerta y carga viva con la ayuda de la tabla 3.22a del AISC.

- Momento de una viga doblemente empotrada con carga distribuida debido al peso propio

$$M_{pp} = 0.083q_{epp} \quad \text{Ec. 62}$$

- Momento de una viga doblemente empotrada con carga Puntual en el centro debido la reacción por carga muerta y carga viva que ejerce la viga secundaria

$$M_{D,L} = 0.125Q_{D,L}L \quad \text{Ec. 63}$$

Tabla XCV. Momento por carga muerta y carga viva obtenida del Sap2000.

	M_{PP} (Ton.cm)	M_D (Ton.cm)	M_L (Ton.cm)
Terraza	26,15	145,95	43,05
Piso 2	32,69	285,60	127,05
Piso 1	32,69	285,60	128,55
Planta Baja	32,69	302,40	336,00

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XCVI. Momento por sismo Ex obtenido del Sap2000

	M_E SAP2000 (Ton.cm)
Terraza	59,63
Piso 3	148,77
Piso 2	242,62
Piso 1	254,30

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla XCVII. Combinaciones de carga.

Combinación 2	1.2D+1.6L+0.5max(Lr;S;R)
Combinación 5	1.2D+1.0E+L+0.2S

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla XCVIII. Momentos últimos eje x.

	Combinación 2 M_u (Ton.cm)	Combinación 5 M_u (Ton.cm)
Terraza	275,40	309,20
Piso 2	585,22	657,76
Piso 1	635,62	783,12
Planta Baja	939,70	992,40

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Por lo que verificamos que para el predimensionamiento rige la combinación que incluye la carga sísmica

4.3.24 Selección de perfiles a partir del módulo plástico

Para predimensionar las vigas principales en el eje X usamos el momento producido por cargas gravitacionales y sísmica, además estas vigas tienen que ser sísmicamente compactas resistente y sísmicamente compacta, además la viga tendrá arriostramiento lateral continuo ya que la Novalosa ayudará arriostrar la viga, por lo que con esto el perfil se encuentra en la zona de fluencia.

De acuerdo con el AISC 360-10 sección F2 ecuación F2-1 se tiene observar tablas XCIX y C.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 64}$$

$$Z_{xreq} = \frac{\phi_b M_n}{\phi_b F_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad \text{Ec. 65}$$

Tabla XCIX. Módulo plástico requerido.

	M_u (Ton.cm)	Z_x req (cm³)
Terraza	309,20	135,45
Piso 2	657,76	288,15
Piso 1	783,12	343,06
Planta Baja	992,40	434,74

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Entonces se debe cumplir que:

$$Z_{xdisp} \geq Z_{xreq} \quad \text{Ec. 66}$$

Tabla C. Selección de perfiles de Dipac.

	Z_x req (cm³)	Perfil	Z_x disponible (cm³)	
Terraza	135,45	IPE 180	140	OK
Piso 2	288,15	IPE 240	324	OK
Piso 1	343,06	IPE 270	429	OK
Planta Baja	434,74	IPE 300	557	OK

Fuente: (DIPAC, 2016)

4.3.25 Estados límites de servicio

Según el AISC 360-10 sección L se debe verificar las deformaciones producidas por las cargas de servicio, donde se debe cumplir que:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm} \quad \text{Ec. 67}$$

Para las cargas de servicio:

Tabla CI. Deflexiones máximas permisibles.

	Carga Muerta + Carga Viva	Carga Viva
Δ_{adm}	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$

Fuente: (AISC, 360-10)

Para la estimación de las deflexiones máximas que se producen en las vigas se utilizó la herramienta del SAP2000, analizando las deflexiones que se producen en la luz mayor que tiene 4.2 metros de largo.

Tabla CII. Verificación deflexiones máximas permisibles.

	Perfil	Carga de servicio (D+L)			Carga Viva (L)		
		Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación	Δ_{max} (cm)	Δ_{adm} (cm)	Verificación
Terraza	IPE 200	0,14	1.75	ok	0,03	1,17	ok
Piso 2	IPE 240	0,3	1.75	ok	0,09	1,17	ok
Piso 1	IPE 240	0,32	1.75	ok	0,11	1,17	ok
Planta Baja	IPE 270	0.45	1.75	ok	0,23	1,17	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.26 Verificación de secciones de vigas principales eje x

Según NEC 2015 Estructuras de Acero sección 6.2, clasifica a las secciones según su relación ancho-espesor en secciones compactas y secciones sísmicamente compactas.

Las vigas principales al ser elementos que soportan cargas gravitacionales y cargas sísmicas deben ser secciones sísmicamente compactas, donde los miembros deben tener alas continuamente

conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de las tablas D1.1 de la especificación AISC 341-10.

Para que el ala sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_{ps} \quad \text{Ec. 68}$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} \quad \text{Ec. 69}$$

$$\lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 70}$$

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_{ps} \quad \text{Ec. 71}$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad \text{Ec. 72}$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 73}$$

Usando acero A36 con un $F_y=36$ KSI y módulo de elasticidad de $E=29000$ KSI

Tabla CIII. Propiedades de los perfiles.

	Perfil	b_f (mm)	t_f (mm)	d (mm)	t_w (mm)	h (mm)
Terraza	IPE 180	91	8	180	5,3	164
Piso 2	IPE 240	120	9,8	240	6,2	220,4
Piso 1	IPE 270	135	10,2	270	6,6	249,6
Planta Baja	IPE 300	150	10,7	300	7,1	278,6

Fuente: (DIPAC, 2016)

Tabla CIV. Verificación de sección alas.

	λ_f	λ_{ps} (alas)	Verificación
Terraza	5,69	8,51	Ala sísmicamente compacta
Piso 2	6,12	8,51	Ala sísmicamente compacta
Piso 1	6,62	8,51	Ala sísmicamente compacta
Planta Baja	7,01	8,51	Ala sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CV. Verificación de sección alma.

	λ_w	λ_p (alma)	Verificación
Terraza	30,94	69,54	Alma sísmicamente compacta
Piso 2	35,55	69,54	Alma sísmicamente compacta
Piso 1	37,82	69,54	Alma sísmicamente compacta
Planta Baja	39,24	69,54	Alma sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.27 Momento nominal de vigas principales eje x

Para el cálculo del momento nominal se va a utilizar la ecuación

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 74}$$

Entonces se debe cumplir que:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad \text{Ec. 75}$$

Tabla CVI. Momento nominal de vigas principales eje x.

	Perfil	M_u (Ton.cm)	Z_x (cm³)	ΦbM_n (Ton.cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	309,20	140	319,58	Ok
Piso 2	IPE 240	657,76	324	739,61	Ok
Piso 1	IPE 270	783,12	429	979,29	Ok
Planta Baja	IPE 270	992,40	557	1271,48	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.28 Resistencia al cortante de vigas principales eje x

Según AISC 360-10 Sección G2 Miembros con almas no atiesadas o atiesadas, Resistencia de corte, aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

La Resistencia nominal de corte V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad \text{Ec. 76}$$

Donde A_w es el área del alma de la sección.

Para almas de miembros laminados de sección H con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 77}$$

$$\phi_b = 1,00 \quad \text{y} \quad C_v = 1,00$$

El cortante V_u producido por las cargas gravitacionales de lo obtuvo con la ayuda del programa SAP2000.

Entonces se debe cumplir que

$$\phi_b V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 78}$$

Verificamos que rige la combinación que incluye la carga sísmica según la tabla CVII.

Tabla CVII. Cortantes obtenidas del Sap2000.

	V_D (Ton)	V_L (Ton)	V_E (Ton)	Combinación 2 V_u (Ton)	Combinación 5 V_u (Ton)
Terraza	1,77	0,41	0,32	2,780	2,85
Piso 2	3,19	1,21	0,91	5,76	5,95
Piso 1	3,19	1,51	1,47	6,24	6,81
Planta Baja	3,38	3,2	1,52	9,18	8,78

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CVIII. Verificación de cortantes de vigas principales eje x

	Perfil	h/t_w	$2.24 \cdot \text{raíz}(E/F_y)$	V_u (Ton)	A_w (cm ²)	$\phi_v V_n$ (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 180	30.94	63,58	2,85	9.54	14,52	ok
Piso 2	IPE 240	35,55	63,58	5,95	14,88	22,64	ok
Piso 1	IPE 240	37.82	63,58	6,81	17,82	27,12	ok
Planta Baja	IPE 270	37,82	63,58	9,18	21,30	32,41	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CIX. Perfiles seleccionados vigas principales eje x.

	Vigas Interiores eje x	Vigas exteriores eje x
Terraza	IPE 180	IPE 180
2do Piso	IPE 240	IPE 240
1er Piso	IPE 270	IPE 270
Planta Baja	IPE 300	IPE 300

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

4.3.29 Predimensionamiento de columnas

En un diseño sismorresistente, los perfiles de las columnas deben ser sísmicamente compactas de acuerdo con la NEC 2015, Estructuras de Acero sección 6.2, donde establece una ecuación con la cual podemos estimar la sección requerida para la demanda de carga que esta sobre la edificación, además con el fin de obtener estructuras más económicas, se permite multiplicar las relaciones ancho-espesor para vigas y columnas por 1.15.

$$\lambda_{ps} = 1.15 * \left(0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \quad \text{Ec. 79}$$

$$\lambda_{ps} = \frac{B-2t}{t} \quad \text{Ec. 80}$$

Por lo tanto, con la Ec. 78 se procede a escoger dimensiones para las columnas tubulares siempre y cuando se cumpla que:

$$\frac{B - 2t}{t} \leq 1.15 * 0.64 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 20.89$$

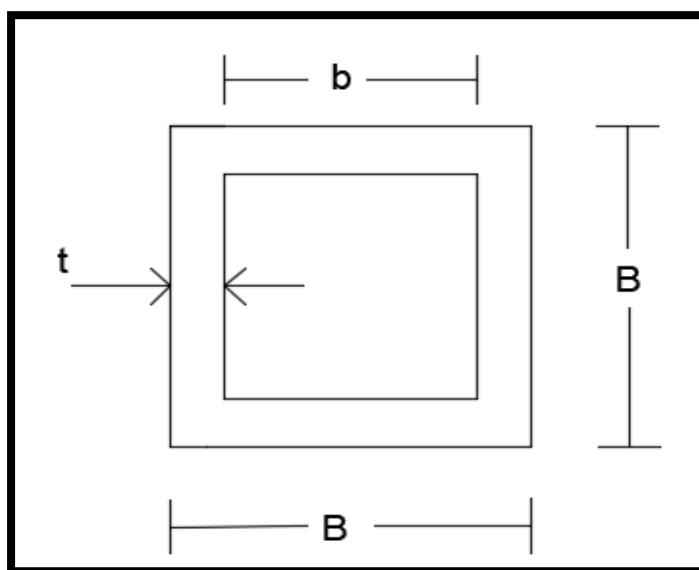


Figura 4.30 Dimensiones de perfiles tubulares cuadrados

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CX. Dimensiones de los perfiles tubulares cuadrados.

Selección de perfiles cuadrados						
	Columnas	B (cm)	t (cm)	b (cm)	b/t	Verificación
Terraza	Esquinera	15	1.2	12.6	10.5	sísmicamente compacta
	Central	20	1.2	17.6	14.67	sísmicamente compacta
	Borde	20	1.2	17.6	14.67	sísmicamente compacta
Piso 2	Esquinera	20	1.2	17.6	14.67	sísmicamente compacta
	Central	20	1.2	17.6	14.67	sísmicamente compacta
	Borde	20	1.2	17.6	14.67	sísmicamente compacta
Piso 1	Esquinera	20	1.5	17	11.33	sísmicamente compacta
	Central	25	1.5	22	14.67	sísmicamente compacta
	Borde	25	1.5	22	14.67	sísmicamente compacta
Planta Baja	Esquinera	20	1.5	17	11.33	sísmicamente compacta
	Central	25	1.5	22	14.67	sísmicamente compacta
	Borde	25	1.5	22	14.67	sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.30 Verificación del módulo plástico de columnas

Procedemos a calcular las propiedades de los perfiles tubulares rectangulares.

Tabla CXI. Propiedades de las secciones.

Columnas	B (cm)	t (cm)	At (cm ²)	Ix (cm ⁴)	c (cm)	S (cm ³)	Z (cm ³)
Esquinera	15	1.2	66.24	2118.36	7.5	282.45	343.66
Central	20	1.2	90.24	5337.40	10	533.74	637.06
Borde	20	1.2	90.24	5337.40	10	533.74	637.06
Esquinera	20	1.2	90.24	5337.40	10	533.74	637.06
Central	20	1.2	90.24	5337.40	10	533.74	637.06
Borde	20	1.2	90.24	5337.40	10	533.74	637.06
Esquinera	20	1.5	111	6373.25	10	637.33	771.75
Central	25	1.5	141	13030.75	12.5	1042.46	1244.25
Borde	25	1.5	141	13030.75	12.5	1042.46	1244.25
Esquinera	20	1.5	111	6373.25	10	637.33	771.75
Central	25	1.5	141	13030.75	12.5	1042.46	1244.25
Borde	25	1.5	141	13030.75	12.5	1042.46	1244.25

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Se procede a la verificación de:

$$Z_c \geq 1.5R_y Z_v$$

Ec. 81

Tabla CXII. Verificación de módulo plástico.

Z _c (cm ³)	Z _{req} (cm ³)	Verificación
343.66	212.55	ok
637.06	273.00	ok
637.06	273.00	ok
637.06	491.40	ok
637.06	631.80	ok
637.06	631.80	ok
771.75	631.80	ok
1244.25	836.55	ok
1244.25	836.55	ok

771.75	631.80	ok
1244.25	1083.15	ok
1244.25	1086.15	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.31 Descargas de carga axial en las columnas

Tabla CXIII. Carga por unidad de área en las columnas.

	$W_D(T/m^2)$	$W_{epp} (T/m^2)$	$W_L(T/m^2)$	$W_u (T/m^2)$
Terraza	0.23	0.042	0.07	0.4384
Piso 2	0.45	0.06	0.2	0.932
Piso 1	0.45	0.06	0.25	1.012
Planta Baja	0.45	0.06	0.5	1.412

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXIV. Carga axial en las columnas.

	Columnas	A_i (m ²)	P_u (Ton)	P_u acum (Ton)
	Esquinera	8.66	3.80	3.80
Terraza	Central	18.42	8.08	8.08
	Borde	17.64	7.73	7.73
	Esquinera	8.66	8.07	11.87
Piso 2	Central	18.42	17.17	25.24
	Borde	17.64	16.44	24.17
	Esquinera	8.66	8.76	20.63
Piso 1	Central	18.42	18.64	43.88
	Borde	17.64	17.85	42.03
	Esquinera	8.66	12.23	32.86
Planta Baja	Central	18.42	26.01	69.89
	Borde	17.64	24.91	66.93

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.31 Criterio de columna fuerte - viga débil

Este criterio se utiliza con el fin de evitar que ocurra un piso suave, por lo que se busca que la columna sea mucho más fuerte que la viga con la finalidad de que se produzcan las rótulas plásticas en las vigas. Este criterio controla el diseño de las columnas, por lo que se procede a la verificación de este criterio con la Ec. 80.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \quad \text{Ec. 82}$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad \text{Ec. 83}$$

$$\sum M_{pv} = \sum 1.20 * R_y * F_{yv} * Z_v \quad \text{Ec. 84}$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Momentos plásticos en las columnas.

$\sum M_{pv}$ = Momentos Plásticos en las vigas.

A_g = Área gruesa de las columnas.

F_{yv} y F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de la columna y viga respectivamente.

P_{uc} = Carga Axial en las columnas.

Z_c y Z_v = Módulo plástico de las columnas y vigas respectivamente.

R_y = Factor de sobre resistencia de las vigas.

Tabla CXV Factores de fluencia y tensión

Especificación ASTM	Factor de fluencia probable (R_y)	Factor de tensión probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr 50	1.15	1.15

Fuente: NEC, 2015

Tabla CXVI. Criterio de columna fuerte – viga débil columnas centrales.

	P_u acum (Ton)	A_t (cm ²)	Z_c (cm ³)	M_{pc} (Ton.cm)	ΣM_{pc} (Ton.cm)	Z_y (cm ³)	ΣM_{pv} (Ton.cm)	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$	Ver
Terraza	8.08	90.24	637.1	1558.80	1558.80	140	1107.89	1.41	ok
Piso 2	25.24	90.24	637.1	1437.61	2996.41	324	2563.96	1.17	ok
Piso 1	43.88	141	1244.3	2768.63	4206.23	429	3394.88	1.24	ok
Planta Baja	69.89	141	1244.3	2539.11	5307.74	557	4407.80	1.20	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXVII. Criterio de columna fuerte – viga débil columnas de borde.

	P_u acum (Ton)	A_t (cm ²)	Z_c (cm ³)	M_{pc} (Ton.cm)	ΣM_{pc} (Ton.cm)	Z_y (cm ³)	ΣM_{pv} (Ton.cm)	$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}}$	Ver
Terraza	7.73	90.24	637.1	1561.21	1561.21	140	1107.89	1.41	ok
Piso 2	24.17	90.24	637.1	1445.15	3006.37	324	2563.96	1.17	ok
Piso 1	42.03	141	1244.3	2785.02	4230.18	429	3394.88	1.25	ok
Planta Baja	66.93	141	1244.3	2565.23	5350.25	557	4407.80	1.21	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXVIII. Criterio de columna fuerte–viga débil columnas esquineras.

	P _u acum (Ton)	A _t (cm ²)	Z _c (cm ³)	M _{pc} (Ton.cm)	ΣM _{pc} (Ton.cm)	Z _y (cm ³)	ΣM _{pv} (Ton.cm)	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}}$	Ver
Terraza	3.80	66.24	343.7	851.94	851.94	109	431,28	1.98	ok
Piso 2	11.87	90.24	637.1	1532.03	2383.97	252	997,10	2.39	ok
Piso 1	20.63	111	771.8	1814.00	3346.03	324	1281,98	2.61	ok
Planta Baja	32.86	111	771.8	1728.98	3542.98	324	1281,98	2.76	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.32 Factor de relación de rigideces relativa

Esta relación viene dada por la Ec. 83.

$$G = \sum \frac{\left(\frac{I_C}{L_C}\right)}{\alpha\left(\frac{I_V}{L_V}\right)} \quad \text{Ec. 85}$$

Esta ecuación 83 nos indica la sumatoria de las rigideces relativas elativas de todos los miembros rígidamente conectados al nudo y que se encuentra en el plano de la columna en cuestión.

Tabla CXIX. Valores de α.

Apoyo	Caso 1 Desplazamiento lateral	Caso 2 Sin desplazamiento lateral
Articulado	0.5	1.5
Empotrado	0.67	2

Fuente: AISC, 360-10

Tabla CXX. Rigideces relativas I/L columnas interiores eje x.

	Elemento	Nud o	Perfil	I (cm ⁴)	L(cm)	I/L (cm ³)
	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Terraz a	Viga dirección x	ED	IPE 180	1320,00	420	3,14
	Viga dirección x		IPE 180	1320,00	405	3,26
	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Piso 2	Columna	DC	20x1.2	5337,40	290	18,40
	Viga dirección x		IPE 240	3890,00	420	9,26
	Viga dirección x		IPE 240	3890,00	405	9,60
	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Piso 1	Columna	CB	25x1.5	13030,7 5	290	44,93
	Viga dirección x		IPE 270	5790,00	420	13,79
	Viga dirección x		IPE 270	5790,00	405	14,30
	Columna		25x1.5	13030,7 5	290	44,93
	Columna	BA	25x15	13030,7 5	260	50,12
Planta Baja	Viga dirección x		IPE 300	8360,00	420	19,90
	Viga dirección x		IPE 300	8360,00	405	20,64

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXXI. Factor de rigideces relativas G eje x.

	Elemento	α	$G = \frac{\sum(I_c/L_c)}{\alpha \sum(I_v/L_v)}$	Columna	GA	GB
	Columna					
Terraza	Viga dirección x	2	1,44	ED	1,44	0,98
	Viga dirección x					
	Columna					
Piso 2	Columna	2	0,98	DC	0,98	1,13
	Viga dirección x					
	Viga dirección x					
	Columna					
Piso 1	Columna	2	1,13	CB	1,13	1,17
	Viga dirección x					
	Viga dirección x					
	Columna					
	Columna					
Planta Baja	Viga dirección x	2	1,17	BA	1,17	1,00
	Viga dirección x					

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla CXXII. Valores de K usando nomograma con desplazamiento lateral permitido eje x.

		GA	GB	Kx
	Columna			
Terraza	Viga dirección x=y	1,44	0,98	1,36
	Viga dirección x=y			
	Columna			

Piso 2	Columna	0,98	1,13	1,31
	Viga dirección x=y			
	Viga dirección x=y			
	Columna			
Piso 1	Columna	1,13	1,17	1,35
	Viga dirección x			
	Viga dirección x			
	Columna			
	Columna			
Planta Baja	Viga dirección x=y	1,17	1,00	1,34
	Viga dirección x=y			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla CXXIII. Rigideces relativas I/L eje y

	Elemento	Nudo	Perfil	I (cm ⁴)	L(cm)	I/L (cm ³)
	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Terraza	Viga dirección y	ED	IPE 180	1320,00	555	2,38
	Viga dirección y		IPE 180	1320,00	338	3,91
	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Piso 2	Columna	DC	20x1.2	5337,40	290	18,40
	Viga dirección y		IPE 220	2770,00	555	4,99
	Viga dirección y		IPE 220	2770,00	338	8,20

	Columna		20x1.2	5337,40	290	18,40
Piso 1	Columna	CB	25x1.5	13030,75	290	44,93
	Viga dirección y		IPE 240	3890,00	555	7,01
	Viga dirección y		IPE 240	3890,00	338	11,51
	Columna		25x2	13030,75	290	44,93
	Columna	BA	25x2	13030,75	260	50,12
Planta Baja	Viga dirección y		IPE 270	5790,00	555	10,43
	Viga dirección y		IPE 270	5790,00	338	17,13

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla CXXIV. Factores de rigideces relativas G eje y.

	Elemento	α	$G = \frac{\sum(I_c/L_c)}{\alpha \sum(I_v/L_v)}$	Columna	GA	GB
	Columna					
Terraza	Viga dirección x=y	2	1,46	ED	1,46	1,40
	Viga dirección x=y					
	Columna					
Piso 2	Columna	2	1,40	DC	1,40	1,71
	Viga dirección x=y					
	Viga dirección x=y					
	Columna					
Piso 1	Columna	2	1,71	CB	1,71	1,72
	Viga dirección x					

	Viga dirección x					
	Columna					
Planta Baja	Viga dirección x=y	2	1,72	BA	1,72	1,00
	Viga dirección x=y					

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Tabla CXXV. Valores de K usando nomograma con desplazamiento lateral permitido eje y.

		GA	GB	Kx
	Columna			
Terraza	Viga dirección x=y	1,46	1,40	1,45
	Viga dirección x=y			
	Columna			
Piso 2	Columna	1,40	1,71	1,5
	Viga dirección x=y			
	Viga dirección x=y			
	Columna			
Piso 1	Columna	1,71	1,72	1,52
	Viga dirección x			
	Viga dirección x			
	Columna			
	Columna			

Planta Baja	Viga dirección x=y	1,72	1,00	1,42
	Viga dirección x=y			

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.3.33 Revisión de perfil de columnas

De acuerdo con la NEC 2015 Estructuras de Acero sección 6.2 para que el perfil sea sísmicamente compacta:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 86}$$

$$\lambda_c = \frac{b}{t} \quad \text{Ec. 87}$$

Tabla CXXVI. Columnas sísmicamente compactas.

	Columnas	b(cm)	t(cm)	λ_c	λ_{col}	conclusión
Terraza	20x1,2	17,6	1,2	14,67	20,89	sísmicamente compacta
Piso 2	20x1,2	17,6	1,2	14,67	20,89	sísmicamente compacta
Piso 1	25x1,5	22	1,5	14,67	20,89	sísmicamente compacta
Planta Baja	25x1,5	22	1,5	14,67	20,89	sísmicamente compacta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Según el AISC 360-10 tabla B4.1a para perfiles estructurales de sección hueca HSS y de secciones de cajón con espesor uniforme entonces se utiliza la expresión para verificar si la sección es esbelta.

$$\lambda \leq \lambda_r \quad \text{Sección No Esbelta} \quad \text{Ec. 88}$$

$$\lambda_r = 1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 89}$$

Tabla CXXVII. Verificación de esbeltez.

	λ	λr	conclusión
Terraza	14,67	39,74	Sección no esbelta
Piso 2	14,67	39,74	Sección no esbelta
Piso 1	14,67	39,74	Sección no esbelta
Planta Baja	14,67	39,74	Sección no esbelta

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se procede a calcular la relación de esbeltez con los valores obtenidos anteriormente con la ecuación 88.

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad \text{Ec. 90}$$

Tabla CXXVIII. Verificación del eje de pandeo.

	K_x	K_y	$I_{x=y}$ (cm ⁴)	A_c (cm ²)	$r_{x=y}$ (cm)	$L_{x=y}$ (cm)	$(KL/r)_x$	$(KL/r)_y$	conclusión
Terraza	1,36	1,45	5337,40	90,24	7,69	290,00	51,28	54,68	pandeo alrededor del eje y
Piso 2	1,31	1,5	5337,40	90,24	7,69	290,00	49,40	56,56	pandeo alrededor del eje y
Piso 1	1,35	1,52	13030,75	141	9,61	290,00	40,72	45,85	pandeo alrededor del eje y
Planta Baja	1,34	1,42	13030,75	141	9,61	260,00	36,24	38,40	pandeo alrededor del eje y

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXXIX. Verificación de columna corta o larga.

	(KL/r)_y	4.71*raíz(E/F_y)	conclusión
Terraza	54,68	133,68	Columna corta e intermedia Intervalo Inelástico
Piso 2	56,56	133,68	Columna corta e intermedia Intervalo Inelástico
Piso 1	45,85	133,68	Columna corta e intermedia Intervalo Inelástico
Planta Baja	38,40	133,68	Columna corta e intermedia Intervalo Inelástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se procede a verificar la capacidad de la columna, ya que se debe cumplir que

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad \text{Ec. 91}$$

Donde

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{Ec. 92}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad \text{Ec. 93}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 94}$$

Tabla CXXX. Capacidad de columna

	F_e (KSI)	F_{cr} (Ton/cm²)	Φ_c	φ_cP_n(Ton)	P_u (Ton)	conclusión
Terraza	95,14	2,17	0,90	176,00	8,08	ok
Piso 2	89,46	2,14	0,90	174,06	25,24	ok
Piso 1	136,13	2,27	0,90	288,14	43,88	ok
Planta Baja	194,06	2,35	0,90	297,82	69,89	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.4 Estructura mixta. PCRM usando metal deck

Se propone esta alternativa con la finalidad de tener una estructura de Pórtico de concreto resistente a momento con Novalosa más ligera que usando losa nervada en 2 direcciones:

- Peso Novalosa: 0,19 Ton/m²
- Peso Losa en 2 direcciones: 0,22 Ton/m²

Los pesos de las losas son parecidos por lo que no tiene un gran beneficio usar una estructura mixta. En la tabla CXXXI a CXXXIII, se detallan los pesos de las 3 alternativas.

Tabla CXXXI. Cargas de PCRM.

	W_D (Ton/m²)	W_{pp} (Ton/m²)	W_D+W_{pp} (Ton/m²)	W_L (Ton/m²)
Terraza	0.34	0.21	0.55	0.07
Piso 3	0.48	0.3	0.78	0.2
Piso 2	0.48	0.3	0.78	0.25
Piso 1	0.48	0.3	0.78	0.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXXXII. Cargas de PARM.

	W_D (Ton/m ²)	W_{pp} (Ton/m ²)	W_D+W_{pp} (Ton/m ²)	W_L (Ton/m ²)
Terraza	0.23	0.042	0.27	0.07
Piso 2	0.45	0.06	0.51	0.2
Piso 1	0.45	0.06	0.51	0.25
Planta Baja	0.45	0.06	0.51	0.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXXXIII. Cargas de estructura mixta.

	W_D (Ton/m ²)	W_{pp} (Ton/m ²)	W_D+W_{pp} (Ton/m ²)	W_L (Ton/m ²)
Terraza	0.31	0.21	0.52	0.07
Piso 3	0.45	0.3	0.75	0.2
Piso 2	0.45	0.3	0.75	0.25
Piso 1	0.45	0.3	0.75	0.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4.5 Selección de alternativa de diseño

Una vez planteadas a las alternativas de diseño se tienen tres sistemas.

- PCRM (Pórticos de Concreto Resistente a Momentos)
- PARM (Pórticos de Concreto Resistente a Momentos)
- Estructura Mixta. (PCRM y Metal Deck)

La selección de la alternativa de diseño se basa en los siguientes criterios:

- ✓ Tiempo de construcción de la estructura
- ✓ Disponibilidad de materiales
- ✓ Peso de la estructura
- ✓ Costo de la mano de obra

Siendo así la alternativa optima es pórtico de acero resistente a momento, ya que el tiempo de construcción es mucho menor comparado a una estructura de hormigón armado, además el peso de la estructura es menor por ende se tendrá una cimentación menos robusta y por último los dueños de la edificación trabajan con acero por lo que su disponibilidad es inmediata de mano de obra y materiales.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA. - PÓRTICO DE ACERO RESISTENTE A MOMENTO

5.1 Análisis estructural

5.1.1 Periodos de la estructura y cortante basal

A partir del predimensionamiento que realizamos se procede a realizar el modelo en el programa de la siguiente manera:

- Definir material acero A36.
- Definir los espaciamientos de los pórticos de la estructura (GRID).
- Definir los perfiles ya predimensionados.
- Definir los diafragmas.
- Definir la losa Deck como elemento membrana.
- Modelo en 3D ver figura 5.1.

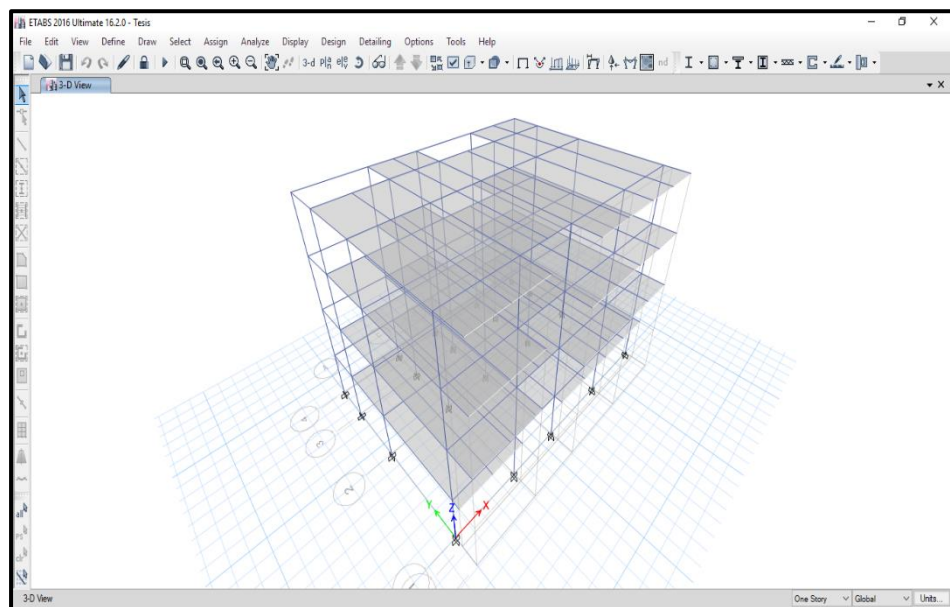


Figura 5.1 Modelo en 3D de la edificación en Etabs
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se procede a definir los estados de cargas con sus respectivas combinaciones como se muestra en la figura 5.2 y 5.3.

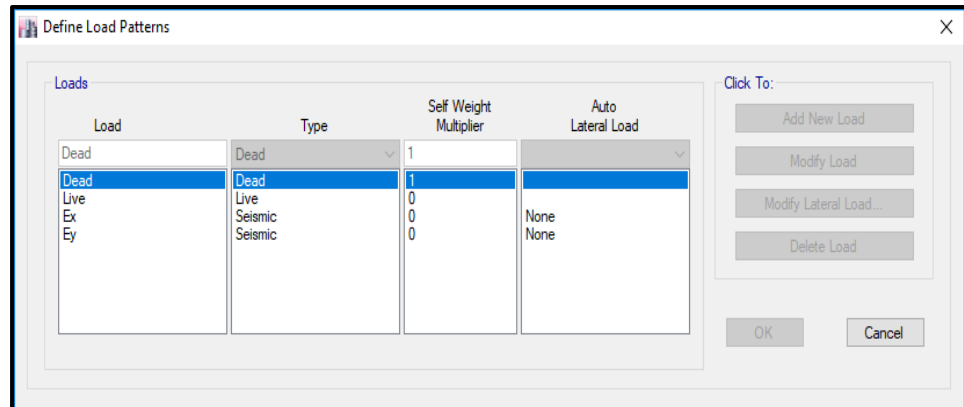


Figura 5.2 Estados de carga
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

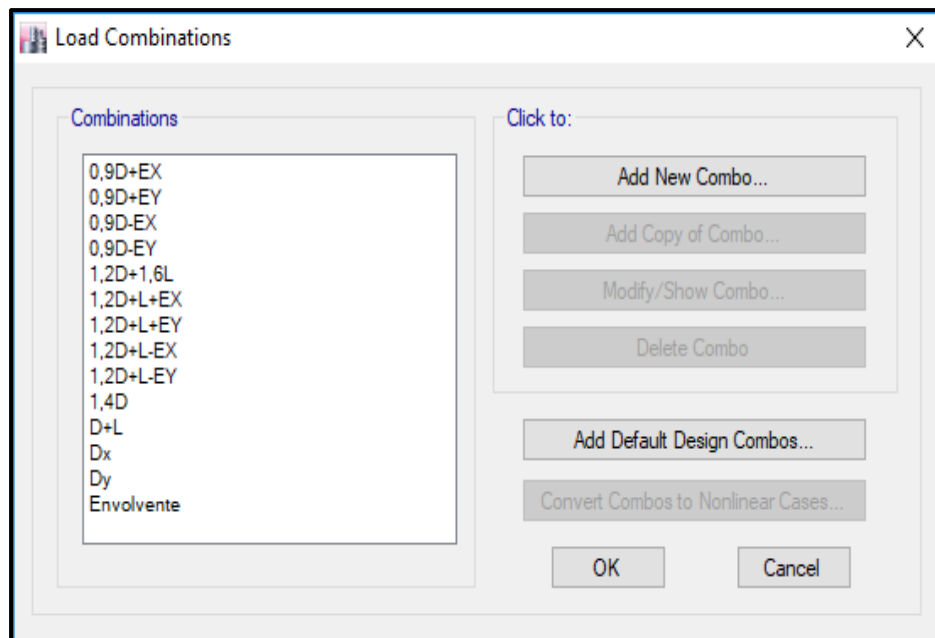


Figura 5.3 Combinaciones de carga
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se procede a definir el espectro inelástico en el modelo como se muestra en la figura 5.4.

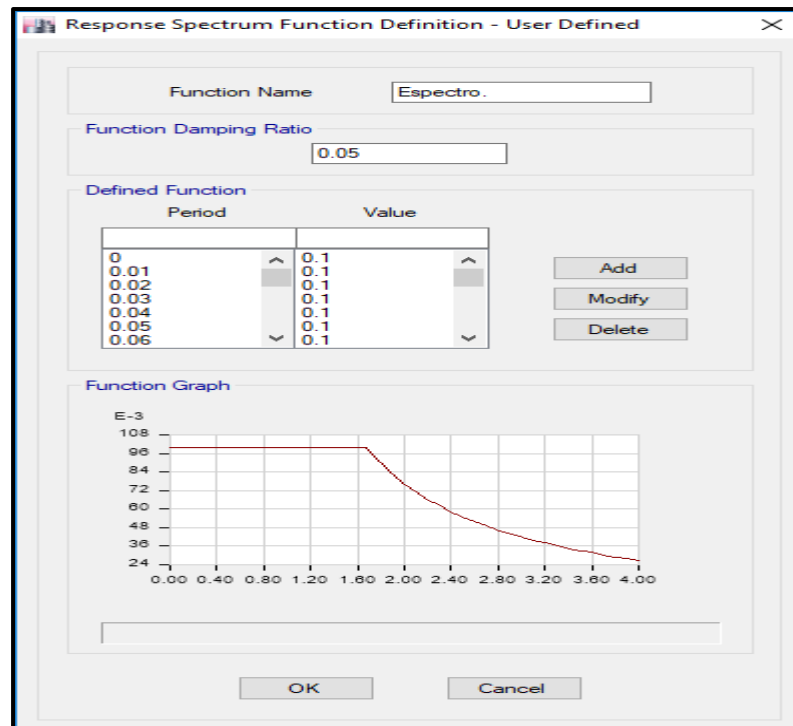


Figura 5.4 Espectro inelástico definido en el programa
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Luego se procede a correr el programa para el análisis y se obtienen los periodos como se muestra en la tabla CXXXIV.

Tabla CXXXIV. Periodos de la estructura.

		Periodo (seg)
Modal	1	0.738
Modal	2	0.714
Modal	3	0.533
Modal	4	0.266
Modal	5	0.255
Modal	6	0.195
Modal	7	0.156
Modal	8	0.147

Modal	9	0.115
Modal	10	0.094
Modal	11	0.087
Modal	12	0.071

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se procede a verificar el cortante basal para su respectivo ajuste si es necesario según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.2.2 Literal b “Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por análisis dinámico”, en la cual nos manifiesta que el valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (Estructuras Regulares)
- <85% del cortante basal V obtenido por el método estático (Estructuras Irregulares)

Se procedió ajustar el cortante basal y se obtuvo lo siguiente observar tabla CXXXV.

Tabla CXXXV. Cortante basal E_x y E_y obtenido del modelo.

	F_x (Ton)	F_y (Ton)	F_z (Ton)
Dead	0	0	303.19
Live	0	0	168.82
E_x Max	23.55	10.43	0
E_y Max	7.21	24.23	0

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Con el modelo se obtuvo el peso sísmico por lo que tenemos un cortante basal estimado de:

Tabla CXXXVI. Cortante basal obtenido por método estático.

W_x	303.19	Ton
V_x	30.3	Ton
V_y	30.3	Ton

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Por lo que se verifica que el cortante basal obtenido del análisis estructural en el programa Etabs es menor al 85 % de que se obtuvo en un análisis estático.

5.1.2 Derivas de piso, índice de estabilidad y efectos P-Δ

Se debe controlar la deriva de piso según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.9 que nos indica que el cálculo de la deriva de piso incluirá:

- Las deformaciones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- Los efectos de segundo orden P-Δ.

La deriva máxima inelástica esa definida por la ecuación 93.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec. 95}$$

Por lo que se debe cumplir la ecuación 94.

$$\theta = \frac{\Delta_M - \Delta_{M-1}}{hx} \leq 0.02 \quad \text{Ec. 96}$$

Tabla CXXXVII. Derivas eje x producidas por sismo x.

E_x	desplazamiento x				
Piso	d_{xe} (Etabs)	d_{xi}	Θ_x	Θ_{adm}	Ver
Terraza	0.025112	0.150672	1.29%	2%	ok
Piso 2	0.018886	0.113316	1.76%	2%	ok
Piso 1	0.010384	0.062304	1.44%	2%	ok
Planta Baja	0.003430	0.020580	0.79%	2%	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXXXVIII. Derivas eje y producidas por sismo y

E_y	desplazamiento y				
Piso	d_{ye} (Etabs)	d_{yi}	Θ_y	Θ_{adm}	Ver
Terraza	0.019110	0.11466	0.99%	2%	ok
Piso 2	0.014314	0.085884	1.32%	2%	ok
Piso 1	0.007947	0.047682	1.14%	2%	ok
Planta Baja	0.002450	0.01470	0.57%	2%	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

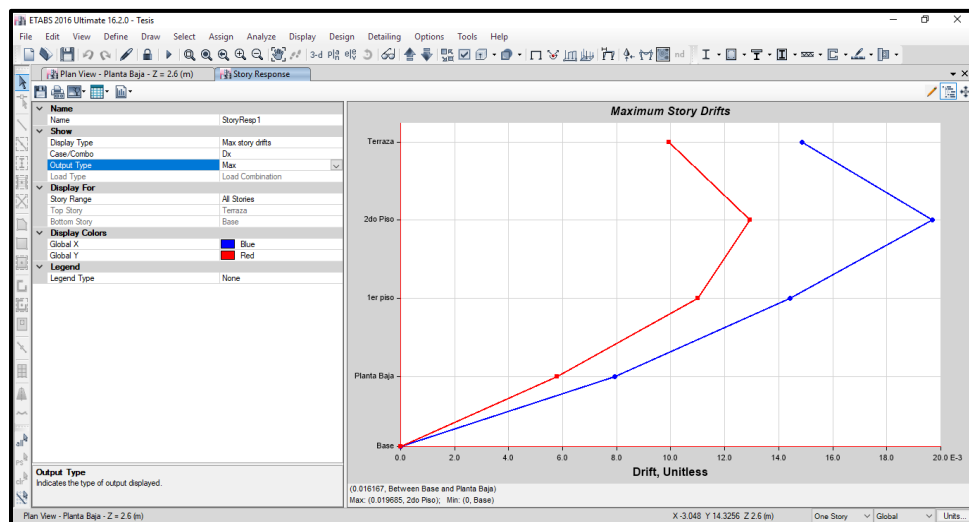


Figura 5.5 Derivas eje x Etabs
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

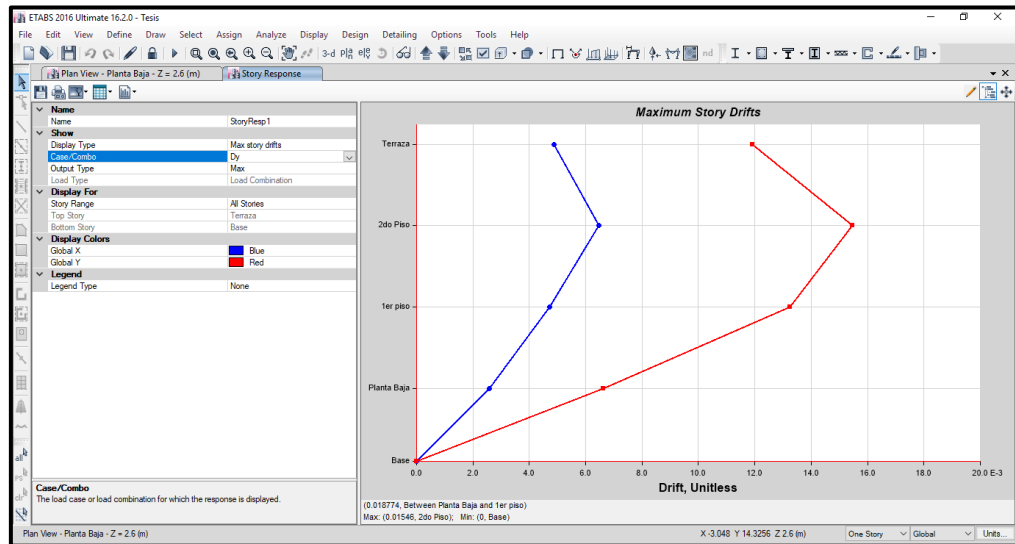


Figura 5.6 Derivas eje y Etabs
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

El índice de estabilidad Q_i está definido por la siguiente expresión según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.8

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. 97}$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masa.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura del piso i considerado.

Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad es <0.1 según NEC 2015 Peligro Sísmico sección 6.3.8

Tabla CXXXIX. Índice de estabilidad y efectos P- Δ dirección x.

Piso	Altura h_i	P_i (Ton)	P_i acum (ton)	Θ_x	V_i (ton)	Q_i	ver	P- Δ
Terraza	2,9	3,97	3,97	0,013	7,4	0,002	ok	-
2do Piso	2,9	11,43	15,4	0,018	16	0,004	ok	-
1er Piso	2,9	18,57	33,97	0,014	21,5	0,004	ok	-
Planta Baja	2,6	29,69	63,66	0,008	24,2	0,004	ok	-

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXL. Índice de estabilidad y efectos P- Δ dirección y.

Piso	Altura h_i	P_i (Ton)	P_i acum (ton)	Θ_x	V_i (ton)	Q_i	ver	P- Δ
Terraza	2,9	3,97	3,97	0,010	7,5	0,002	ok	-
2do Piso	2,9	11,43	15,4	0,013	17	0,003	ok	-
1er Piso	2,9	18,57	33,97	0,011	22	0,003	ok	-
Planta Baja	2,6	29,69	63,66	0,006	24,2	0,003	ok	-

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.2 Diseño por flexión de vigas

Una vez obtenido el modelo final con el programa Etabs se procede al respectivo diseño de las vigas secundarias en donde según el AISC capítulo F sección F2 para Miembros Con Perfiles I Compactos

Doblemente Simétricos Y Canales: Flexión Alrededor De Su Eje Mayor, debemos comprobar los 4 estados límites que gobiernan el diseño de los elementos estructurales:

5.2.1 Fluencia

Cuando $L_b \leq L_p$ se da el pandeo plástico:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x \quad \text{Ec. 98}$$

Donde:

$$\phi_b = 0.9$$

L_b : Longitud entre soportes laterales.

L_p : Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de fluencia.

F_y : Esfuerzo de fluencia del material utilizado (Mpa o Ksi)

Z_x : Módulo plástico de la sección (cm^3 o $pulg^3$)

5.2.2 Pandeo torsional lateral

Cuando $L_b \leq L_p$ el estado límite de pandeo torsional no es aplicable (AISC, 360-10)

5.2.3 Pandeo inelástico

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ se da el pandeo inelástico (AISC, 360-10)

$$\phi_b M_n = \phi_c C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \right] \leq \phi_b M_p \quad \text{Ec. 99}$$

Donde:

C_b : Factor de modificación para pandeo torsional lateral que depende de la no uniformidad del diagrama de momentos.

L_r : Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de pandeo torsional lateral inelástico.

S_x : Módulo de sección

Para determinar los valores de L_p y L_r según el AISC se utilizan las ecuaciones 98 y 99.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 100}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad \text{Ec. 101}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad \text{Ec. 102}$$

$c=1$ para perfiles I doblemente simétricos

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad \text{Para Canales}$$

h_o : Distancia entre centroides del Ala

E: Módulo de elasticidad del Acero

J= Constante torsional, pulg² (mm^2)

C_w : Constante de alabeo, pulg⁶ (mm^6)

5.2.3 Pandeo elástico

Cuando $L_b > L_r$ se dan el pandeo elástico. (AISC, 360-10)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{Ec. 103}$$

Donde:

F_{cr} : Esfuerzo de pandeo.

5.3 Diseño por cortante de vigas

Para el diseño por cortante nos basamos en el AISC capítulo G sección G2, Miembros Con Alma Rigidizadas o No Rigidizadas.

5.3.1 Miembros con alma rigidizadas o no rigidizadas

En esta sección se aplica para almas de miembros simples y doblemente simétricos y canales sujetos a corte en el plano del alma.

La resistencia de diseño al cortante de acuerdo con los estados límite de fluencia por cortante o pandeo por cortante se define por:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v$$

$$\phi_v V_n = \phi_v (0,6 F_y A_w C_v) \quad \text{Ec. 104}$$

A_w : Área del alma: dt_w

C_v : Coeficiente de corte del alma

a) Para almas de miembros con perfiles I rolados con

$$h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y} \quad (\text{AISC, 360-10})$$

$$\phi_v = 1,00 \quad \text{y} \quad C_v = 1,00$$

b) Para almas de todos los demás simples, doblemente simétricos y canales, a excepción de los perfiles tubulares HSS, C_v se determina de la siguiente manera:

(i) Para $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1,00$$

(ii) Para $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad \text{Ec. 105}$$

(iii) Para $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad \text{Ec. 106}$$

El coeficiente de pandeo de la placa del alma k_v se define como:

(AISC, 360-10)

(i) Para almas no rigidizadas con $h/t_w < 260$

$$k_v = 5$$

A excepción de los perfiles Tee donde $k_v = 1.2$

(ii) Para almas rigidizadas:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad \text{Ec. 107}$$

$$k_v = 5 \text{ cuando } a/h > 3.0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \quad \text{Ec. 108}$$

Donde:

a: Distancia libre entre rigidizadores transversales

h: Para perfiles laminados, distancia libre entre alas menos el filete o el radio de la esquina

: Para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas.

: Para secciones armadas empernadas, la distancia libre entre líneas de pernos.

: Para perfiles Tee, el peralte total.

Los rigidizadores transversales no son necesarios cuando $h/t_w \leq$

$2.46\sqrt{E/F_y}$ o cuando la fuerza requerida de corte es menor o igual

a la resistencia disponible al corte. Fuerza cortante para $K_v=5$

5.4 Diseño de vigas secundarias

5.4.1 Diseño a flexión

Se procede a mostrar los resultados obtenidos para el diseño a flexión de las vigas secundarias de acuerdo con las tablas CXLI-CXLII.

Tabla CXLI. Propiedades de vigas secundarias.

Diseño a Flexión						
	Perfil	h_o (cm)	J (cm ⁴)	C_w (cm ⁶)	r_{ts}^2	r_{ts}
Terraza	IPE 160	15.26	2.82	3958.87	5.02	2.24
Piso 2	IPE 220	21.08	7.09	22672.31	9.02	3.00
Piso 1	IPE 220	21.08	7.09	22672.31	9.02	3.00
Planta Baja	IPE 270	25.98	11.94	70577.87	13.33	3.65

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXLII. Valores de L_b , L_p y L_r de vigas secundarias.

	Perfil	L_b (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)	Verificación
Terraza	IPE 160	185.00	93.64	343.30	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 2	IPE 220	185.00	125.99	430.12	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 1	IPE 220	185.00	125.99	430.12	Pandeo Torsional Inelástico
Planta Baja	IPE 270	185.00	154.10	495.22	Pandeo Torsional Inelástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXLIII. Verificación de momentos de vigas secundarias.

	Perfil	M_p (Ton.cm)	$\phi_b M_n$ (Ton.cm)	M_u (Ton.cm)	
Terraza	IPE 160	301.70	232.71	201.00	Ok
Piso 2	IPE 220	693.13	576.77	386.00	Ok
Piso 1	IPE 220	693.13	576.77	478.00	Ok
Planta Baja	IPE 270	1168.10	1015.08	751.00	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.4.2 Diseño a cortante

Se procede a mostrar los resultados obtenidos para el diseño a cortante de las vigas secundarias de acuerdo con las tablas CXLIVI y CXLV.

Tabla CXLIV. Cortante de vigas secundarias.

Diseño a Cortante							
	Perfil	h/t_w (1.1)	h/t_w (1.37)	a (cm)	a/h	Kv	Cv
Terraza	IPE 160	31.22	38.88	185.00	12.74	5.01	1.00
Piso 2	IPE 220	31.22	38.88	185.00	9.18	5.00	2.04
Piso 1	IPE 220	31.22	38.88	185.00	9.18	5.00	2.04
Planta Baja	IPE 270	31.22	38.88	185.00	7.41	5.00	1.85

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXLV. Verificación de cortante de vigas secundarias.

	Perfil	ϕV_n (Ton)	V_u (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 160	10.96	2.50	Ok
Piso 2	IPE 220	36.34	5.51	Ok
Piso 1	IPE 220	36.34	6.03	Ok

Planta Baja	IPE 270	45.07	9.21	Ok
--------------------	----------------	-------	------	-----------

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.5 Diseño de vigas principales eje y

5.5.1 Diseño a flexión

Se muestran los resultados obtenidos para el diseño a flexión de las vigas principales eje Y de acuerdo con las tablas CXLVI-CLVIII.

Tabla CXLVI. Propiedades de perfiles vigas principales eje y

Diseño a Flexión						
	Perfil	h_o (cm)	J (cm⁴)	C_w (cm⁶)	r_{ts}²	r_{ts}
Terraza	IPE 180	17.20	3.92	7431.21	6.12	2.47
Piso 2	IPE 220	21.08	7.09	22672.31	8.93	2.99
Piso 1	IPE 240	23.02	9.28	37391.18	10.63	3.26
Planta Baja	IPE 270	25.98	11.94	70577.87	13.33	3.65

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXLVII. Valores de L_b , L_p y L_r de vigas principales eje y.

	Perfil	L_b (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	185.00	103.94	367.65	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 2	IPE 220	185.00	125.99	426.69	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 1	IPE 240	185.00	137.73	458.81	Pandeo Torsional Inelástico
Planta Baja	IPE 270	185.00	154.10	495.22	Pandeo Torsional Inelástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXLVIII Verificación de momentos de vigas principales eje y

	Perfil	M_p (Ton.cm)	$\phi_b M_n$ (Ton.cm)	M_u (Ton.cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	407.98	323.76	190.00	Ok
Piso 2	IPE 220	693.13	577.02	464.00	Ok
Piso 1	IPE 240	877.60	745.53	469.00	Ok
Planta Baja	IPE 270	1168.10	1015.08	613.00	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.5.2 Diseño a cortante

Se procede a mostrar los resultados obtenidos para el diseño a cortante de las vigas principales eje y de acuerdo con las tablas CLI y CLII

Tabla CXLIX. Cortante de vigas principales eje y.

Diseño a Cortante							
	Perfil	h/t_w (1.1)	h/t_w (1.37)	a (cm)	a/h	Kv	Cv
Terraza	IPE 180	31.22	38.88	185.00	11.28	5.01	0.00
Piso 2	IPE 220	31.22	38.88	185.00	9.18	5.00	0.00
Piso 1	IPE 240	31.22	38.88	185.00	8.39	5.00	0.00
Planta Baja	IPE 270	31.22	38.88	185.00	7.41	5.00	1.85

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CL. Verificación de cortante de vigas principales eje y.

	Perfil	ϕV_n (Ton)	V_u (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 180	13.07	2.20	Ok
Piso 2	IPE 220	36.34	4.90	Ok
Piso 1	IPE 240	40.04	5.27	Ok
Planta Baja	IPE 270	45.07	6.16	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.6 Diseño de vigas principales eje x

5.6.1 Diseño a flexión

Se procede a mostrar los resultados obtenidos para el diseño a flexión de las vigas principales eje X de acuerdo con las tablas CLI-CLIII.

Tabla CLI. Propiedades de perfiles de vigas principales eje x.

Diseño a Flexión						
	Perfil	h_o (cm)	J (cm⁴)	C_w (cm⁶)	r_{ts}²	r_{ts}
Terraza	IPE 180	17.20	3.92	7431.21	6.12	2.47
Piso 2	IPE 240	23.02	9.28	37391.18	10.63	3.26
Piso 1	IPE 270	25.98	11.94	70577.87	13.33	3.65
Planta Baja	IPE 300	28.93	15.57	125934.05	16.34	4.04

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLII. Valores de L_b, L_p y L_r de vigas principales eje x.

	Perfil	L_b (cm)	L_p (cm)	L_r (cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	140.00	103.94	367.65	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 2	IPE 240	140.00	137.73	458.81	Pandeo Torsional Inelástico
Piso 1	IPE 270	140.00	154.10	495.22	Pandeo Plástico
Planta Baja	IPE 300	140.00	170.26	535.39	Pandeo Plástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLIII. Verificación de momentos de vigas principales eje x.

	Perfil	M_p (Ton.cm)	φbM_n (Ton.cm)	M_u (Ton.cm)	Verificación
Terraza	IPE 180	407.98	347.87	241.00	Ok
Piso 2	IPE 240	877.60	787.71	511.00	Ok
Piso 1	IPE 270	1168.10	1051.29	579.00	Ok
Planta Baja	IPE 300	1527.14	1374.43	871.00	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.6.2 Diseño a cortante

Se muestran los resultados obtenidos para el diseño a cortante de las vigas principales eje x de acuerdo con las tablas CLIV y CLV.

Tabla CLIV. Cortante de vigas principales eje x.

Diseño a Cortante							
	Perfil	h/t_w (1.1)	h/t_w (1.37)	a (cm)	a/h	K_v	C_v
Terraza	IPE 180	31.22	38.88	140.00	8.54	5.01	1.00
Piso 2	IPE 240	31.22	38.88	140.00	6.35	5.00	1.96
Piso 1	IPE 270	31.22	38.88	140.00	5.61	5.00	1.85
Planta Baja	IPE 300	31.22	38.88	140.00	5.03	5.00	3.95

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLV. Verificación de cortantes de vigas principales eje x.

	Perfil	φV_n (Ton)	V_u (Ton)	Verificación
Terraza	IPE 180	13.07	2.31	Ok
Piso 2	IPE 240	40.04	5.08	Ok
Piso 1	IPE 270	45.07	5.54	Ok
Planta Baja	IPE 300	115.31	8.71	Ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.7 Diseño de columnas

Según el AISC capítulo H sección H1, Miembros Doblemente Y Simplemente Simétricos Sujetos A Carga Axial Y De Flexión, se utilizan fórmulas de interacción semi-empíricas. Para miembros simétricos:

a) Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ (Carga axial grande)

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 109}$$

b) Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ (Carga axial pequeñas)

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 110}$$

Donde:

P_r : Carga axial factorada.

P_c : Resistencia de diseño a carga axial.

M_r : Resistencia requerida por flexión.

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

X: subíndice relacionado a flexión alrededor del eje fuerte.

Y: subíndice relacionado a flexión alrededor del eje débil.

5.7.1 Diseño de miembros sujetos a carga axial de compresión combinada con flexión

Según el AISC Apéndice 8 se M_r y P_r deben determinarse mediante un análisis elástico de segundo orden mediante un análisis aproximado de segundo orden descrito a continuación:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{Ec. 111}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad \text{Ec. 112}$$

Donde:

M_{nt} : Resistencia requerida a flexión asumiendo que no hay desplazamiento lateral en el pórtico.

M_{lt} : Resistencia requerida a flexión asumiendo que hay desplazamiento lateral en el pórtico.

B_1 : Factor de amplificación para tomar en cuenta los efectos P-d.

B_2 : Factor de amplificación para tomar en cuenta los efectos P- Δ .

- Para determinar el valor de B_1 se utilizan las siguientes ecuaciones 5.19, 5.20, y 5.21.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1.0 \quad \text{Ec. 113}$$

Donde P_{el} es la carga de Euler para columnas en pórticos sin desplazamiento lateral.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad \text{Ec. 114}$$

C_m : Coeficiente basado en el análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay desplazamiento lateral.

- Para miembros a compresión sin carga transversal entre sus soportes y momentos M_1 y M_2 en sus extremos.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{Ec. 115}$$

- a) Para miembros a compresión carga transversal entre sus soportes: El valor debe determinarse por análisis o debe tomarse como 1.0 conservadoramente.

$$C_m = 1.0$$

- Para determinar el valor de B_2 se utilizan las siguientes ecuaciones 5.22, 5.23 y 5.24

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0 \quad \text{Ec. 116}$$

Donde:

$\sum P_{nt}$: Carga axial factorada de todas las columnas de un entrepiso.

$\sum P_{e2}$: Carga de Euler para columnas en pórticos con desplazamientos lateral.

Para todos los sistemas resistentes a fuerzas laterales, se permite usar:

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad \text{Ec. 117}$$

$$R_M = 1.0 - 0.15(P_{mf}/P_{story}) \quad \text{Ec. 118}$$

Donde:

P_{mf} : Carga vertical total en las columnas del entrepiso que son partes de los pórticos a momento.

H: Cortante de entrepiso en la dirección considerada producido por las fuerzas laterales usadas para calcular Δ_H .

Δ_H : Deflexión lateral de entrepiso debido a fuerzas laterales.

R_M : Puede tomarse como:

=1.0 para sistemas con pórticos arriostrados.

=0.85 para pórticos resistentes a momentos y sistemas combinados, a menos que un valor mayor se justifique mediante análisis.

Tabla CLVI. Carga de Euler en las columnas.

	Perfil	L (cm)	$I_{x=y}$ (cm ⁴)	K_x	K_y	P_{elx} (Ton)	P_{ely} (Ton)	$C_{mx=y}$
Terraza	20x1.2	290	5337.40	1.36	1.45	1689.29	1486.06	0.2
Piso 2	20x1.2	290	5337.40	1.31	1.5	1820.70	1388.67	0.2
Piso 1	25x1.5	290	13030.75	1.35	1.52	1714.41	1352.36	0.2
Planta Baja	25x1.5	260	13030.75	1.34	1.42	2164.81	1927.76	0.2

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLVII. Valores de carga axial y momentos del Etabs.

		Valores obtenidos del modelo en Etabs					
	Perfil	P_{nt} (Ton)	P_{lt} (Ton)	M_{ntx} (Ton.cm)	M_{ltx} (Ton.cm)	M_{nty} (Ton.cm)	M_{lty} (Ton.cm)
Terraza	20x1.2	0	8.4145	0	87.1	0	185.81
Piso 2	20x1.2	0	26.8998	0	146.88	0	184.62
Piso 1	25x1.5	0	46.9926	0	246.26	0	399.35
Planta Baja	25x1.5	0	76.7294	0	266.58	0	354.62

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLVIII. Valores de B1 y B2 de los ejes x y y.

	Perfil	B _{1x}	B _{1y}	B _{2x}	B _{2y}
Terraza	20x1.2	1	1	1.00	1.00
Piso 2	20x1.2	1	1	1.01	1.01
Piso 1	25x1.5	1	1	1.01	1.01
Planta Baja	25x1.5	1	1	1.01	1.01

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLIX. Valores de Lb y Lp.

	Perfil	L _p (cm)	L _b (cm)	Verificación
Terraza	20x1.2	480.21	290.00	Pandeo Plástico
Piso 2	20x1.2	480.21	290.00	Pandeo Plástico
Piso 1	25x1.5	480.21	290.00	Pandeo Plástico
Planta Baja	25x1.5	480.21	260.00	Pandeo Plástico

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLX. Relación demanda capacidad de las columnas.

	Perfil	P _c (Ton)	P _r (Ton)		M _{rx} (Ton.cm)	M _{ry} (Ton.cm)	M _{cx=y}	E.I
Terraza	20x1.2	176.00	8.46	Carga Axial Pequeña	87.53	186.52	1454.23	0.21
Piso 2	20x1.2	174.06	27.15	Carga Axial Pequeña	148.25	185.91	1454.23	0.31
Piso 1	25x1.5	288.14	47.46	Carga Axial Pequeña	248.73	402.52	2840.29	0.31
Planta Baja	25x1.5	297.82	77.41	Carga Axial grande	268.96	356.87	2840.29	0.47

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5.8 Diseño de losa de pisos

Para el diseño de la losa de cada piso se usaron los valores de las propiedades del Steel panel que fue obtenido del catálogo de Novacero

Tabla CLXI. Propiedades de losa.

Espesor placa colaborante	0.76	mm
As steel panel	9.03	cm ² /m
Espesor losa Hormigón	60	mm
Max. Long. Sin apuntalar	2.35	m
Altura cresta	55	mm

Fuente: (Novacero, 2017)

Con estos valores procedemos a obtener las luces libres y el valor de la altura promedio de hormigón para el diseño de la misma.

Tabla CLXII. Valor de altura promedio de hormigón.

e_{prom}	87.5	mm
e_{prom}	90	mm
Recubrimiento	22	mm
d	68	mm
ancho vigas	135	mm
L_{n1}	5.415	m
L_{n2}	3.245	m
L_{n3}	1.965	m
L_{n1} prom	4.33	m
L_{n2} prom	2.605	m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Se procede a estimar el valor de momento máximo positivo, momento máximo negativo y cortante máximo con la ayuda de los coeficientes del ACI y luego procedemos a verificar si se necesita refuerzo por cortante en la losa.

Tabla CLXIII. Momentos y cortantes máximos.

q_u	1.90	T/m
$M_{u \max (-)}$	3.55	Ton.m
$M_{u \max (+)}$	2.54	Ton.m
$V_{u \text{ ext } (+)}$	5.13	Ton
$V_{u \text{ ext } (-)}$	4.72	Ton
V_u	4.68	Ton
ϕV_c	5.06	Ton
No se requiere refuerzo por cortante		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Usando malla electrosoldada de novacero se procede a verificar las cuantías mínimas según la norma y calcular la cuantía de acero que se requiere en la losa.

Tabla CLXIV. Cuantías requeridas.

Malla Electrosoldada especificaciones		
ϕ	5	mm
$F_{y \min}$	5000	Kg/cm ²
Long	6.25	m
ρ_{cal}	0.000171084	
ρ_{\min}	0.0028	
ρ_{\min}	0.00295804	
ρ	0.00295804	
Usar $\phi 5/150\text{mm}$		
A_s	2.95	cm ² /m
ρ	0.00433125	ok

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Por último, se procede a la verificación de flexión del Steel panel.

Tabla CLXV. Comprobación por flexión.

Comprobación por flexión del steel panel		
w	0.34	
ϕM_n	3.99	Ton.m
M_u	3.55	Ton.m
Es adecuado		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

Por lo tanto, se procede a usar malla electrosoldada con un diámetro de 5 mm y con una separación de 150 mm.

CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

6.1 Selección de la cimentación

Debido a la economía y por la estratigrafía del suelo, se observa que uno de los suelos más resistente está en el tramo 2 a 4 metros del nivel actual de terreno, por lo tanto la cimentación seleccionada es una superficial, se excavará 2.5 m aproximadamente para dar espacio al sótano y a la cimentación respectivamente.

Existen dos probabilidades de cimentaciones losa de cimentación o vigas de cimentación, las cuales permiten distribuir de las cargas de manera uniforme.

En este caso seleccionaremos vigas de cimentación en dos direcciones.

6.1.1 Vigas de cimentación

- Capacidad del soporte del suelo media o baja.
- Momentos y cargas grandes.
- Pueden ser rectangulares o con la T invertida esto depende de la economía ya que en la T se gasta más en encofrado y mano de obra en cambio en las rectangulares más material.

Como se observa en este caso con las condiciones establecidas se puede notar que se cumplen los requerimientos en donde se puede aplicar este tipo de cimentación.

6.2 Diseño de vigas de cimentación

Para el diseño se tomarán los pórticos más críticos tanto en el eje y como en el eje x.

Se Tomaran las mayores cargas axiales, tanto para el eje x como el eje y , es decir se van a usar vigas en dos direcciones.

Se realizará un mejoramiento del suelo – Relleno de un material granular Tipo Sub.base C-3.Compactado al 100% del proctor modificado, que permite aumentar la capacidad de carga de 7.62 ton/m² a 11.97ton/m² el cual es el valor que se usara en el diseño.

6.2.1 Diseño viga de cimentación eje x

Para poder tomar el eje mas crítico se revisaran mediante los estados de carga

Estado de servicio

$$P = D + L \quad \text{Ec. 119}$$

Estado de Carga

$$P = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ec. 120}$$

$$P = 1.2D + L + E_x \quad \text{Ec. 121}$$

$$P = 1.2D + L + E_y \quad \text{Ec. 122}$$

Vista en planta del diseño estructural Figura 6.1.

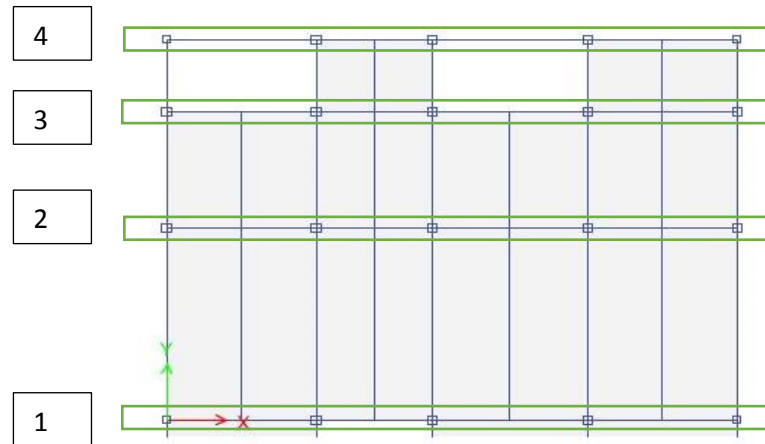


Figura 6.1 Vigas de cimentación eje x
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.2 Demanda de cargas axiales en los diferentes

Como se observa en las tablas CLXVI a CLXIX la carga axial más crítica para el diseño son las demandas del eje número 2.

Tabla CLXVI. Cargas de servicio eje 1.

Columna	$P_{(D+L)}$ Ton
1	21
2	32.77
3	32.9
4	43.46
5	20.8
TOTAL	150.93

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXVII. Cargas de servicio eje 2.

Columna	P_(D+L) Ton
1	28.3
2	50.14
3	50.69
4	56.81
5	27.77
TOTAL	213.71

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXVIII. Cargas de servicio eje 3.

Columna	P_(D+L) Ton
1	8.54
2	18.96
3	19.08
4	22.62
5	14.98
TOTAL	84.18

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXIX. Cargas de servicio eje 4

Columna	P_(D+L) Ton
1	0.74
2	5.22
3	5.14
4	6.41
5	5.67
TOTAL	23.18

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

1. Se observa las distancias parciales del extremo de la viga cada fuerza.

Tabla CLXX. Ancho y cargas de columnas eje 2.

	$P_{(D+L)}$ Ton	X parcial	Ancho Columna (m)
1	28.3	0.125	0.25
2	50.14	4.175	0.25
3	50.69	7.325	0.25
4	56.81	11.525	0.25
5	27.77	15.575	0.25
TOTAL	213.71	Longitud	15.7

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

2. Se calcula la Resultante R

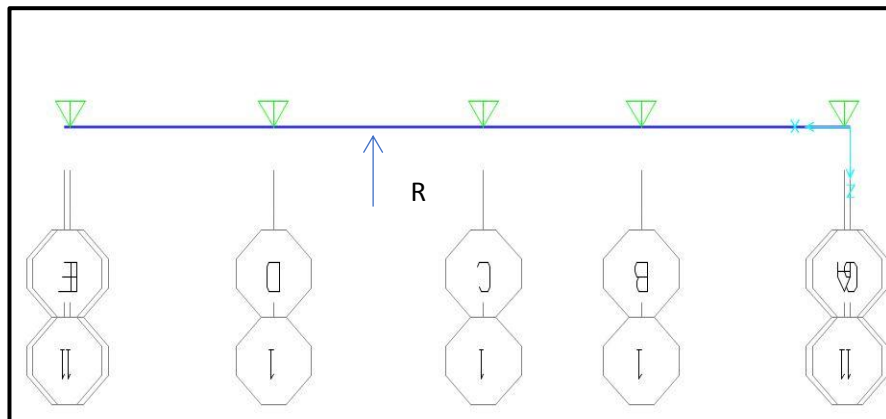


Figura 6.2 Resultante de cargas en viga de cimentación

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

3. Carga Repartida depende de la ubicación de la columna en el eje de análisis.

Tabla CLXXI. Carga repartida en cada columna.

Distribución de cargas axiales en el eje 2 de cimentación	
Columna - Eje 2	P_(D+L) Ton
Borde	15.74
Intermedia	30.06
Intermedia	29.88
Intermedia	34.63
Intermedia	15.42
TOTAL	125.72

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

4. Cálculo de carga de servicio

$$q_i = \frac{\sum P_i * 1.15}{L}$$

Ec. 123

Tabla CLXXII. Carga de servicio.

Carga de servicio		
q_i	7.142	Ton/m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

5. Mayoración de cargas

$$q_u = 1.5 q_i$$

Ec. 124

Tabla CLXXIII. Carga última.

Carga Última		
q_u	10.714	Ton/m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6. Obtención de la viga equivalente para el análisis

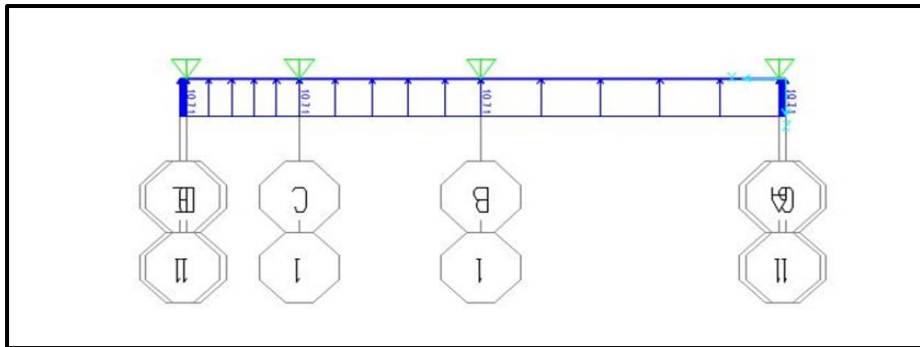


Figura 6.3 Cargas asignadas en Sap2000
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

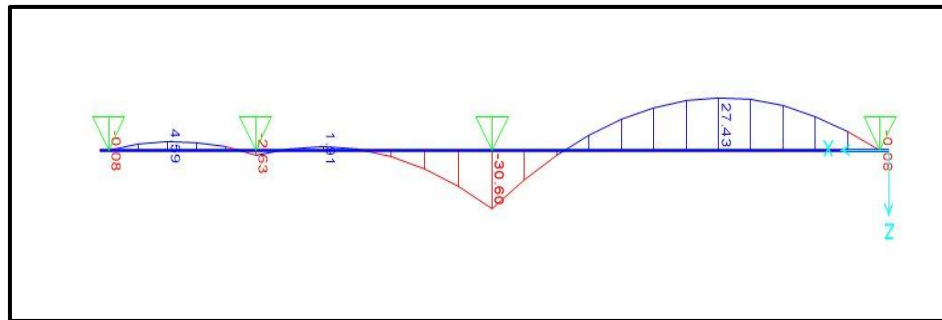


Figura 6.4 Diagrama de momento en viga de cimentación
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se observa en las tablas CLXXIV Y CLXXV el momento máximo positivo y negativo y el cortante máximo.

Tabla CLXXIV. Momentos máximos actuando en la viga.

Momentos Máximos		
M_{max} (+)	18.96	Ton.m
M_{max} (-)	25.79	Ton.m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

. Diagrama de cortante

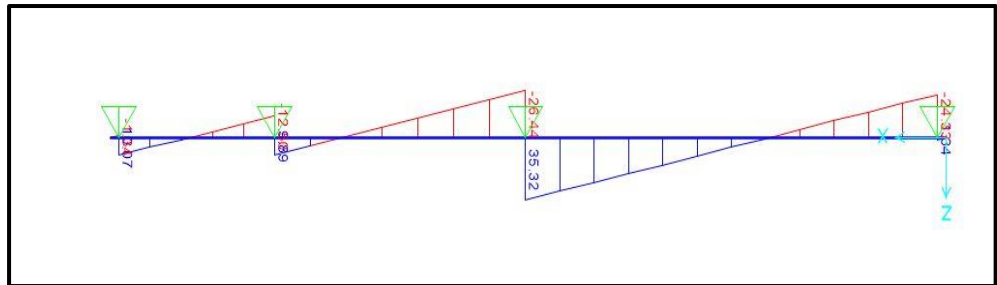


Figura 6.5 Diagrama de cortante en viga de cimentación

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXV. Cortante máximo.

Corte Máximo		
V_u	34.39	Ton

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.3 Cálculo de acero longitudinal superior en viga de cimentación

eje x

Tabla CLXXVI. Valores de R_u .

Valores de R_u	
$F'c$ (kg/cm ²)	R_u (kg/cm ²)
210	39.72
240	45.39
280	52.96
300	56.74
350	66.19

Fuente: Guerra, 2013

Se asume la el ancho de la viga de cimentación, mediante la ecuación

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}}$$

Ec. 125

Tabla CLXXVII. Diseño a flexión.

Diseño a flexión	
f'c (kg/cm ²)	210
Ø'	0.9
Ru	39.72
b asumido (cm)	35
d (cm)	49.454
H(cm)	56.954
H tomado (cm)	70
d efectiva (cm)	62.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se calcula el área de acero longitudinal requerida, mediante la ecuación 125.

$$A_{req} = \frac{M_u}{\phi j d_{efectiva} f_y}$$

Ec. 126

Tabla CLXXVIII. Acero longitudinal

Acero Longitudinal		
Mu	30.6	Ton.m
Ø	0.9	cm
b	35	cm
d	62.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
As_{req}	14.392	cm ²
w	0.132	
P_{requerida}	0.0066	
ρ_{min}	0.0028	
ρ_{min}	0.0033	Rige
ρ_{max}	0.025	

Comprobación ρ_{Min}	Ok	
Comprobación ρ_{Max}	Ok	mm
\emptyset	22	cm ²
A_b	3.801	cm ²
n	3.786	
N	4	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXIX. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diámetro	22	cm
L_{dh}	37.07	cm
	15	cm
L_{dh} Adoptado	37.07	cm
L_{dh} req	40	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

cálculo de V_c , mediante la ecuación 126 y V_s ecuación 127

$$V_c = \frac{V_u}{\phi b d} \quad \text{Ec. 127}$$

$$V_s = V_c - V_{cmin} \quad \text{Ec. 128}$$

Tabla CLXXX. Diseño por cortante.

Diseño a Corte		
V_{cmax}	30.432	kg/cm ²
V_{uSAP}	35.32	Ton
\emptyset	0.85	
b	35	cm
d	62.5	cm
V_c	18.99563025	Ton
Se requiere refuerzo transversal		
V_{cmin}	11.315	
V_s	24752.001	kg/cm ²
V_s	29120.001	kg
V_s último	0.111	kg

A _v /S	10	cm ² /u de longitud
∅	0.7854	mm
A _v /rama	11.315	
s	30.3721	cm
S _{max}	15.625	cm
	17.6	cm
S _{adoptado}	15.6250	cm
S	15	cm
	∅10c/15cm	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXI. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
d_b	22	mm
ramas estribo	2	
K_{tr}	1.51	
N	5	
C_b	61	
	45.67	Rige
L_d	728.71	mm
	947.32	
L_d adoptado	1000	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXII. Traslape de compresión.

Traslape de compresión				
L_{dc}	674.52	>	300	ok
L_{dc}	700	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.4 Cálculo de acero longitudinal inferior en viga de cimentación

eje x

Se calcula el área de acero longitudinal requerida, mediante la ecuación 128.

$$A_{req} = \frac{M_u}{\phi j d_{efectiva} f_y} \quad \text{Ec. 129}$$

Tabla CLXXXIII. Diseño a flexión.

Diseño a flexión	
f'c (kg/cm ²)	210
Ø	0.9
Ru	39.72
b asumido (cm)	35
d (cm)	46.822
H(cm)	54.322
H tomado (cm)	70
d efectiva (cm)	62.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXIV. Acero longitudinal.

Acero Longitudinal		
Mu	27.43	T.m
Ø	0.9	cm
b	35	cm
d	62.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
As_{req}	12.901	cm ²
w	0.118	
P_{requerida}	0.0059	
ρ_{min}	0.0028	
ρ_{min}	0.0033	Rige
ρ_{max}	0.025	
Comprobación ρ_{Min}	ok	

Comprobación ρ_{Max}	Ok	mm
\emptyset	22	cm ²
A_b	3.801327111	cm ²
n	3.393721798	
N	4	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXV. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diámetro	22	cm
L_{dh}	37.07	cm
	15	cm
L_{dh} Adoptado	37.07	cm
L_{dh} req	40	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXVI. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
d_b	22	mm
ramas estribo	2	
K_{tr}	1.88	
N	4	
C_b	61	
	45.66	Rige
L_d	728.70	mm
	947.31	
L_d adoptado	1000	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXVII. Traslape de compresión.

Traslape de compresión				
L_{dc}	674.52	>	300	ok
L_{dc}	700	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.5 Cálculo de acero longitudinal zapata en viga cimentación eje x

Se calcula el ancho de la zapata mediante la ecuación 129

$$B_{min} = \frac{q_i}{\sigma_{admisible}} \quad \text{Ec. 130}$$

Se calcula la carga última mediante la ecuación 130.

$$W_u = \frac{q_u}{B} \quad \text{Ec. 131}$$

Tabla CLXXXVIII. Ancho de zapata.

Ancho de Zapata	
B	0.895044139
B adoptado	1
Wu	10.71367834

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

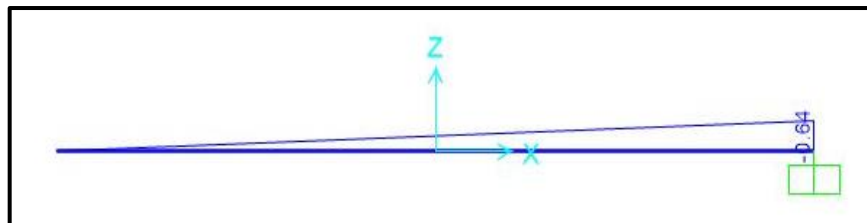


Figura 6.6 Momento último zapata
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CLXXXIX. Diseño de zapata.

Diseño a flexión	
f'c (kg/cm ²)	210
Ø	0.9
Ru	39.72
b asumido (cm)	100
d (cm)	4.231

H(cm)	11.731
H tomado (cm)	25
d efectiva (cm)	17.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXC. Acero Longitudinal zapata.

Acero Longitudinal		
Mu	0.64	Ton.m
Ø	0.9	cm
b	100	cm
d	17.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
As req	1.075	
w	0.012	
Prequerida	0.0006	
ρ min	0.0028	Rige
ρ min	0.0033	
ρmax	0.025	
Comprobación ρ _{Min}	se usa min	
Comprobación ρ _{Max}	Ok	mm
Ø	10	cm ²
Ab	0.785398163	
n	1.368729837	
N	2	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXCI. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diametro	12	cm
Ldh	20.22052569	cm
	9.6	cm
	15	
		cm
Ldh Adoptado	20.2205	cm
Ldh req	25	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXCII. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
db	12	mm
ramas estribo	2	
Ktr	-0.01120936	
N	3	
Cb	56	
	47.33333333	Rige
Ld	397.4777622	mm
	516.7210908	
Ld adoptado	600	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXCIII. Traslape de compresión.

Traslape de compresión				
Ldc	367.92	>	300	ok
Ldc	400	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXCIV. Diseño por cortante.

Diseño a Corte		
Vc max	30.43189117	kg/cm ²
Vu	3.66	Ton
Ø	0.85	
b	39.72	cm
d	15	cm
vu max	7.227060008	Ton
No se requiere estribos		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Por lo tanto, se armará con la máxima separación requerida

Tabla CXCIV. Separación requerida.

S	15	cm
	Ø10c/15cm	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.5 Diseño viga de cimentación eje y

Tabla CXCVI. Ancho y cargas de columnas.

	P_(D+L)Ton	X parcial	Ancho de Columna (m)
1	43.46	0.125	0.25
2	56.81	5.675	0.25
3	22.62	9.055	0.25
4	6.41	11.155	0.25
TOTAL	129.3	LONGITUD	11.28

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CXCVII. Carga repartida en cada columna.

Distribución de cargas axiales en el eje D de cimentación	
Columna - Eje D	P(D+L) Ton
Borde	14.49
Intermedia	28.41
Intermedia	11.31
Borde	2.14
TOTAL	56.34

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Cálculo de carga de servicio

$$q_i = \frac{\sum P_i * 1.15}{L}$$

Ec. 132

Tabla CXCVIII. Carga de servicio.

Carga de servicio		
q_i	5.744	Ton/m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Mayoración de cargas

$$q_u = 1.5 q_i$$

Ec. 133

Tabla CXCIX. Carga última.

Carga Última		
q_u	8.616	Ton/m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se observa el momento máximo momento positivo y negativo en las tablas CXCII.

Tabla CC. Momentos máximos.

Momentos Máximos		
M_{max} (+)	22.08	Ton.m
M_{max} (-)	24.62	Ton.m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Momento último viga equivalente

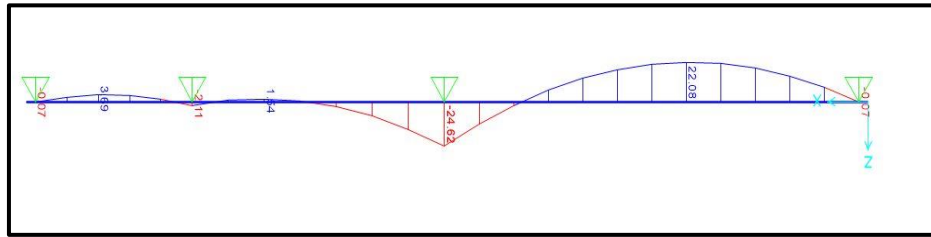


Figura 6.7 Momento último viga equivalente
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Cortante última viga equivalente

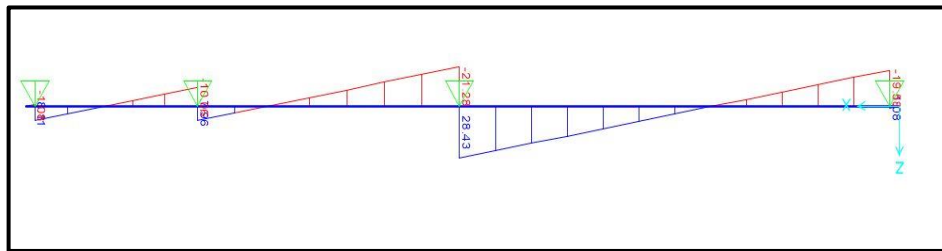


Figura 6.8 Cortante última viga
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

En la tabla CXCIII se observa el cortante último.

Tabla CCI. Cortante máximo.

Corte Máximo		
V_u	28.43	Ton

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.6 Cálculo de acero longitudinal superior en viga de cimentación eje y

Tabla CCII. Valores de Ru.

Valores de Ru	
F'c (kg/cm²)	Ru (kg/cm²)
210	39.72
240	45.39
280	52.96
300	56.74
350	66.19

Fuente: (Guerra, 2013)

Tabla CCIII. Diseño a flexión.

Diseño a flexión	
f'c (kg/cm ²)	210
Ø	0.9
Ru	39.72
b asumido (cm)	35
d (cm)	44.359
H(cm)	51.859
H tomado (cm)	70
d efectiva (cm)	62.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCIV. Acero Longitudinal.

Acero Longitudinal		
Mu	24.62	T.m
Ø	0.9	cm
b	35	cm
d	62.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
AS _{req}	11.579	cm ²
w	0.106	
P _{requerida}	0.0053	
ρ _{min}	0.0028	
ρ _{min}	0.0033	Rige

ρ_{max}	0.025	
Comprobación ρ_{Min}	ok	
Comprobación ρ_{Max}	Ok	mm
\emptyset	22	cm ²
A_b	3.801327111	cm ²
n	3.046060178	
N	4	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCV. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diámetro	22	cm
Ldh	37.07	cm
	15	cm
Ldh Adoptado	37.07	cm
Ldh req	40	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCVI. Diseño por cortante.

Diseño a Corte		
Vc max	30.432	kg/cm ²
Vu	28.43	Ton
\emptyset	0.85	
b	35	cm
d	62.5	cm
vu max	15.290	Ton
Se requiere refuerzo transversal		
Vcu	7.680	
Vs	7.610	kg/cm ²
Vs	16646.119	kg
Vu	19583.669	kg
Av/S	0.075	cm ² /u de longitud
diámetro	10	mm
Av/rama	0.785	
s	49.5412	cm
Smax	15.625	cm

	17.6	cm
Sadoptado	15.625	cm
S	15	cm
	Ø10c/15cm	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCVII. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
d_b	22	mm
ramas estribo	2	
K_{tr}	1.89	
N	4	
C_b	61	
	45.67	Rige
L_d	728.71	mm
	947.32	
L_d adoptado	1000	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCVIII. Traslape de compresión.

Traslape de compresión				
L_{dc}	674.52	>	300	ok
L_{dc}	700	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.7 Cálculo de acero longitudinal inferior en viga de cimentación

eje y

Tabla CCIX. Diseño a flexión.

Diseño a flexión	
f'_c (kg/cm ²)	210
Ø	0.9
R_u	39.72
b asumido (cm)	35
d (cm)	42.009

H(cm)	49.509
H tomado (cm)	70
d efectiva (cm)	62.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCX. Acero longitudinal.

Acero Longitudinal		
Mu	22.08	T.m
Ø	0.9	cm
b	35	cm
d	62.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
As_{req}	10.384	cm ²
w	0.095	
P_{requerida}	0.0047	
ρ_{min}	0.0028	
ρ_{min}	0.0033	Rige
ρ_{max}	0.025	
Comprobación ρ_{Min}	ok	
Comprobación ρ_{Max}	Ok	mm
Ø	22	cm ²
A_b	3.801	cm ²
n	2.732	
N	3	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXI. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diámetro	22	cm
L _{dh}	37.07	cm
	15	cm
L _{dh} Adoptado	37.07	cm
L _{dh req}	40	cm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXII. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
d_b	22	mm
ramas estribo	2	
K_{tr}	2.51	
N	3	
C_b	61	
	45.66	Rige
L_d	728.71	mm
	947.32	
L_d adoptado	1000	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXIII Traslape de compresión

Traslape de compresión				
L_{dc}	674.52	>	300	ok
L_{dc}	700	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.2.8 Cálculo de acero longitudinal zapata en viga cimentación eje y

Se calcula el ancho de la zapata mediante la ecuación 128 y la carga última mediante la ecuación 129

Tabla CCXIV. Ancho zapata.

Ancho de Zapata	
B	0.479842361
B adoptado	1
W _u	8.615569592

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Momento último en la zapata

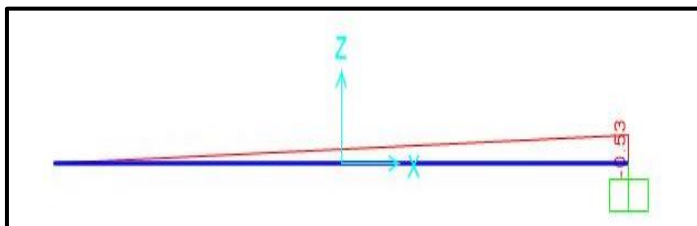


Figura 6.9 Momento último zapata
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXV. Diseño a flexión.

Diseño a flexión	
f'c (kg/cm ²)	210
Ø	0.9
Ru	39.72
b asumido (cm)	100
d (cm)	3.850
H(cm)	11.350
H tomado (cm)	25
d efectiva (cm)	17.5

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXVI. Acero longitudinal.

Acero Longitudinal		
Mu	0.53	Ton.m
Ø	0.9	cm
b	100	cm
d	17.5	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
F'c	210	cm ²
AS _{req}	0.890	
w	0.010	
P _{requerida}	0.0005	
ρ _{min}	0.0028	Rige
ρ _{min}	0.0033	
ρ _{max}	0.025	
Comprobación ρ _{Min}	se usa min	
Comprobación ρ _{Max}	Ok	mm

Ø	10	cm ²
Ab	0.785398163	
n	1.133479397	
N	2	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXVII. Longitud de anclaje.

Longitud de Anclaje		
diámetro	12	cm
Ldh	20.22052569	cm
	9.6	cm
	15	
		cm
Ldh Adoptado	20.2205	cm
Ldh req	25	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXVIII. Longitud de traslape.

Longitud Min de traslape		
db	12	mm
ramas estribo	2	
Ktr	-0.01120936	
N	3	
Cb	56	
	47.33333333	Rige
Ld	397.4777622	mm
	516.7210908	
Ld adoptado	600	mm

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXIX. Traslape de compresión.

Traslape de compresión				
Ldc	367.92	>	300	ok
Ldc	400	mm		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXX. Diseño por cortante.

Diseño a Corte		
Vc max	30.43189117	kg/cm ²
Vu	3.03	Ton
Ø	0.85	
b	39.72	cm
d	15	cm
vu max	5.983057876	Ton
No se requiere estribos		

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Por lo tanto, se armará con la máxima separación requerida

Tabla CCXXI. Separación requerida.

S	15	cm
	Ø10c/15cm	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.3 Losa para cimentación

Con el fin de distribuir las cargas de manera equitativa y evitar asentamientos diferenciales, se plantea la construcción de una losa entre las vigas de cimentación conectando por medio de anclajes como se observa en la figura 6.6. Para el espesor de la losa se tomará el mínimo espesor con el acero mínimo debido a que estas placas no son estructuras que absorberán demandas, ya que las únicas que recibirán estas demandas son las v vigas de cimentación ya que fueron diseñadas con las cargas axiales máximas.

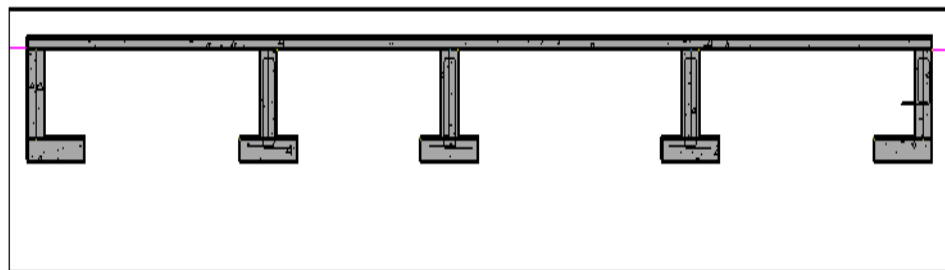


Figura 6.10 Losa sobre vigas de cimentación

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se adopta $h=12\text{cm}$ una cuantía mínima de 0.0018

$$A_s = 0.0018(100) \left(\frac{12}{2} \right) = 1.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura para Losa

$\varnothing 8 \text{ mm } c / 250$

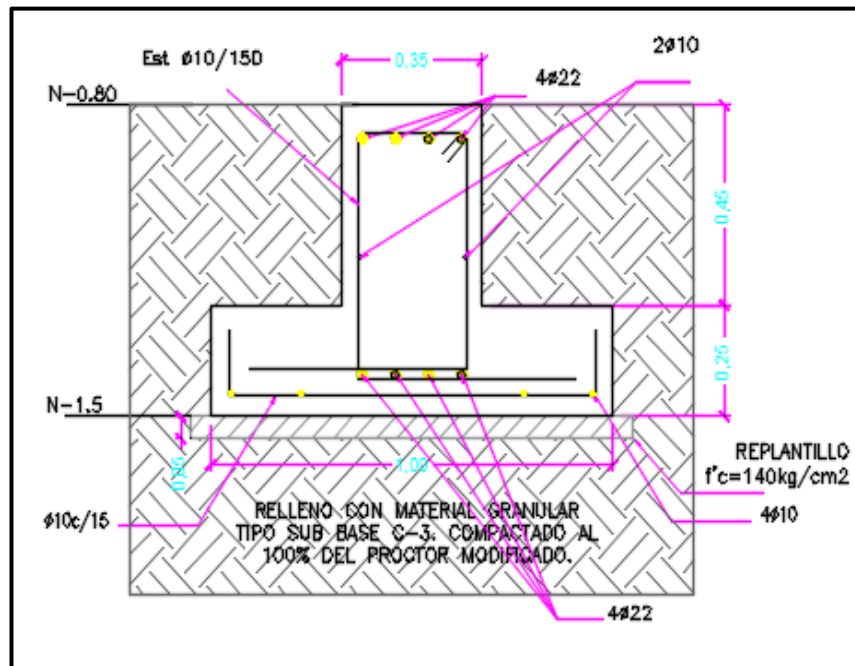


Figura 6.11 Esquema de la cimentación del edificio
Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

6.4 Diseño de pantalla de hormigón

Debido al sótano se debe colocar una pantalla, teniendo en cuenta que, por la posición del edificio, los muros no estarán en si expuestos a empuje de tierra en su totalidad sin embargo es necesario la colocación de estas pantallas, se tomara como guía el libro de Braja Das capítulo 7 (4ta Edición de Cimentaciones).

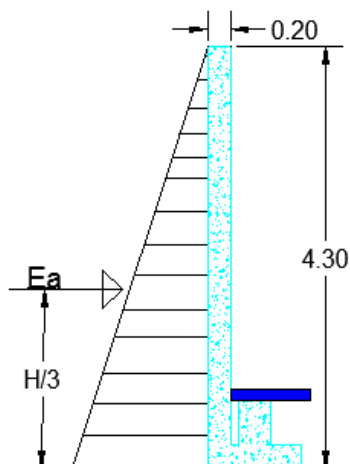


Figura 6.12 Esquema de pantalla de hormigón
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

El material granular es fino y mediante la siguiente tabla se puede obtener el ángulo de fricción y coeficiente de fricción.

$$\mu = \frac{\phi}{3}$$

Ec. 134

Tabla CCXXII. Ángulo de fricción de materiales granulares

Material Granular	Ø Ángulo de Fricción
Grava	27-30
Arena Gruesa	20-28
Arena Fina	15-25
Arcilla Firme	15-20
Arcilla Limosa	12-16

Fuente: Fuente: Braja M, Das,2001

Tabla CCXXIII. Características del suelo de la zona de empuje.

Datos	
Resistencia admisible del suelo (T/m ²)	11.97
Peso volumétrico del terreno (T/m ³)	1.68
Coficiente de Fricción μ	9
Ángulo de fricción interna Ø	27

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Se calcula K_a empuje activo tomando en cuenta que es un suelo netamente friccionante donde

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{Ec. 135}$$

$$K_a = 0.375$$

Cálculo de la fuerza E_a

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad \text{Ec. 136}$$

$$E_a = 5.16 T \left(\frac{c}{m} \right)$$

Cálculo de Momento

$$M_a = \frac{1}{2} E_a \frac{h}{3} \quad \text{Ec. 137}$$

$$M_a = 3.48 T \cdot m \left(\frac{c}{m} \right)$$

Debido a que el muro no estará en volado o en cantiléver se puede decir que el muro no tendrá volteo ni deslizamiento porque estará empotrado tanto en la parte de inferior como en la superior.

Chequeo del espesor de la pantalla de hormigón

$$V = 1.6 E_a = 1.6 * (5.16) = 8.25 \text{ Ton}$$

$$d = \frac{V}{0.53 \phi \sqrt{f'cL}} \quad \text{Ec. 138}$$

Se diseña para $L=1\text{m}, \varnothing=0.75$

$$d = \frac{8.25 * 1000}{0.53 * 0.75 \sqrt{280} * 100}$$

$$d = 14.33\text{cm}$$

Como se observa con todos los datos asumidos se cumple los requerimientos para la estabilidad del muro y espesor.

Tabla CCXXIV. Dimensiones de la pantalla de hormigón.

Predimensionamiento	m
Espesor	0.20
Altura	4.05

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Cálculo del momento último

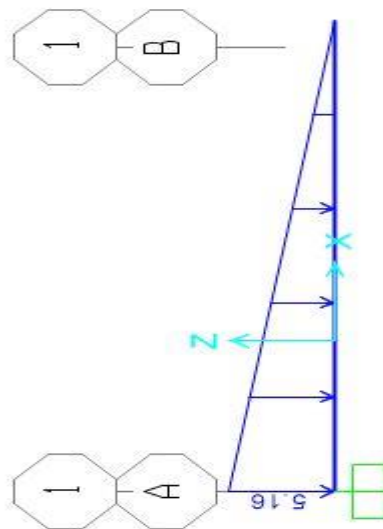


Figura 6.13 Modelo de pantalla de hormigón Sap2000

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

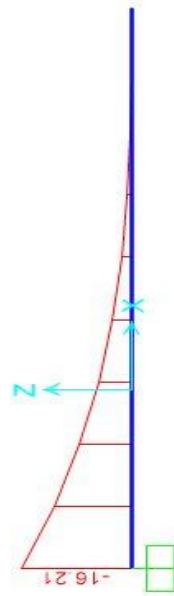


Figura 6.14 Momento en pantalla de hormigón
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Tabla CCXXV. Características de la pantalla de hormigón.

F_c	280 kg/cm ²
F_y	4200 kg/cm ²
M_u	18.24 t-m
Recubrimiento	7.5 cm
Longitud	1 m

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

6.4.1 Armado de la pantalla de hormigón

Se calcula la cuantía de acero longitudinal que requiere la pantalla de hormigón

$$M_u = \phi h l f' c \rho (1 + 0.59 \rho \frac{f' c}{f_y}) \quad \text{Ec. 139}$$

$$w = \frac{M_u}{\phi L d^2 f'_c} = \frac{16.21 * 1000}{0.9 * 100 * 14.33^2 * 210}$$

$$w = 0.004$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. 140}$$

$$\rho = 0.002$$

Se procede a verificar con la cuantía Mínima

$$\rho = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad \text{Ec. 141}$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

Se procede con el cálculo de acero

$$A_s = \rho b d \quad \text{Ec. 142}$$

$$A_s = 8.81 \frac{cm^2}{m}$$

Donde se obtiene $\emptyset 14 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$

Se calcula la cuantía de acero transversal que requiere la pantalla de hormigón

$$A_s = 0.0018 L d \quad \text{Ec. 143}$$

$$A_s = 4.80 \frac{cm^2}{m}$$

Donde de obtiene $\emptyset 14 \text{ mm } c/25 \text{ cm}$

CAPÍTULO 7

PRESUPUESTO

7.1 Requerimientos para análisis de los APU

Para desarrollar esta sección es importante tener en cuenta la manera constructiva en la que se desarrolla el proyecto, mediante el Software Revit, se pudo plasmar el edificio en 3D para tener valores mucho más reales de cada uno de los materiales.

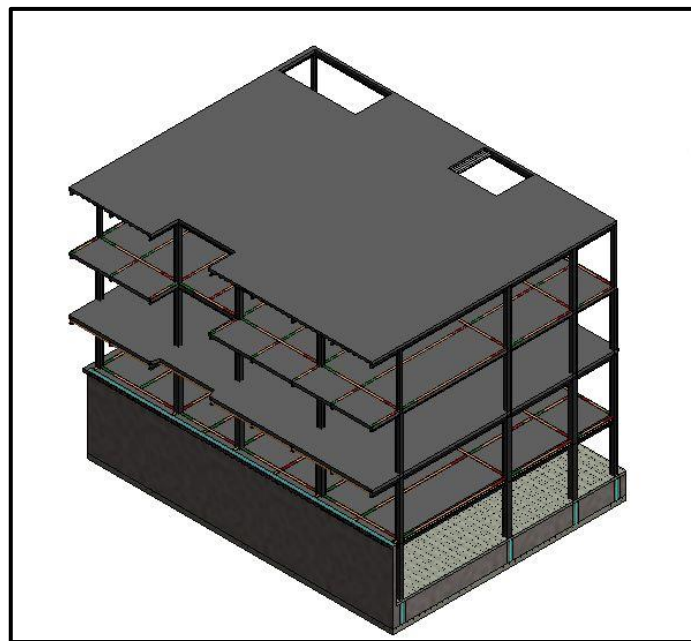


Figura 7.1 Modelo en Revit
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

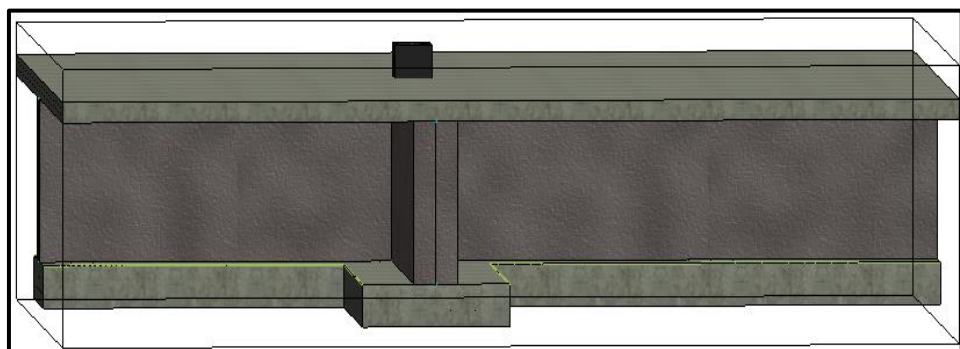


Figura 7.2 Cimentación
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

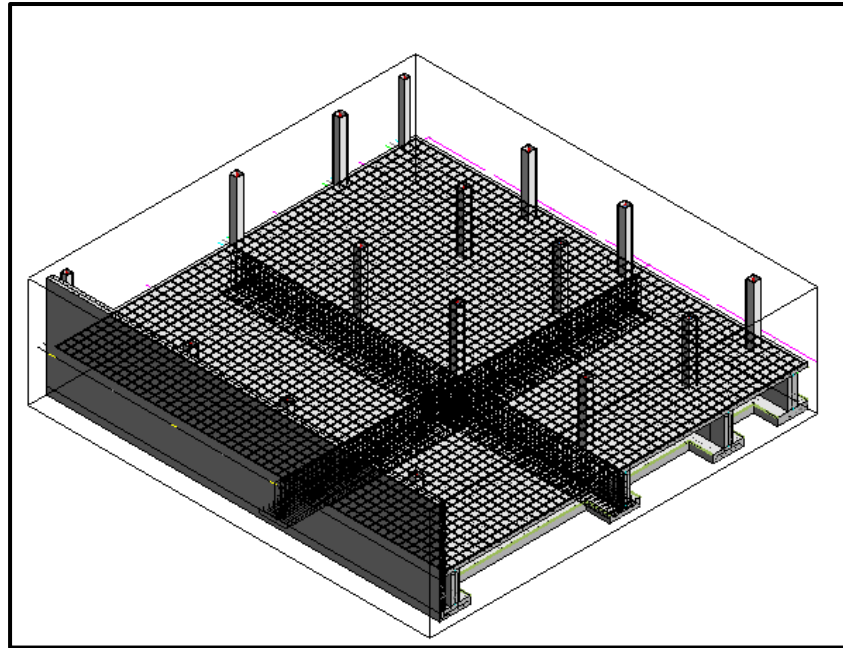


Figura 7.3 Losa de cimentación
Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Para el análisis del presupuesto es necesario tomar en cuenta que en esta sección solo tomaremos en cuenta las actividades para colocar el sistema estructural que ha sido diseñado en las secciones anteriores.

Lo vamos a dividir en secciones

- Preliminares
- Movimiento de tierra
- Cimentación y losa
- Pantalla
- Estructura Metálica
- Losa de hormigón incluido Steel deck

El factor de sobrecosto de indirectos y utilidades se lo ha tomado el 22%

7.2 Presupuesto edificio de acero estructural

El análisis de Precios unitarios se encuentra en los anexos, en la siguiente tabla se observa el presupuesto referencial de la obra estructural.

Tabla CCXXVI. Presupuesto de la edificación.

Presupuesto	
Proyecto	Construcción de un edificio de cuatro pisos de usos múltiples en la Provincia de Santo Domingo de los Tsachilas Cantón Santo Domingo
Ubicación	Vía Chone km 1 entre Pedro Vicente Maldonado y Antonio Ante

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	PRECIO UNIT	PRECIO TOTAL
1	Preliminares				1762.576
1	Demolición	M2	186.516	4.05	755.390
2	Replanteo y nivelación para estructuras	M2	746.0640	0.7600	567.009
3	Limpieza y desalojo	M2	186.5160	2.3600	440.178
2	Movimiento de Tierra				4602.5175
4	Excavación manual suelo natural H=0-2m	M3	152.2500	8.7600	1333.71
5	Relleno con material de mejoramiento (compactador)	M3	152.2500	21.4700	3268.8075
3	Cimentación Y Losa				28983.468

6	Hormigón S. f'c=140 kg/cm2 en replantillos	M3	12.2200	153.2	1872.104
7	Hormigón S. Premezclado f'c=210 kg/cm2 sin encofrado	M3	64.3600	231.67	14910.281
8	Acero de refuerzo f'y= 4200 kg/cm2 cimentación	KG	4,780.220	2.08	9942.8576
9	Acero de refuerzo f'y= 4200 kg/cm2 Losa	KG	1,188.540	1.9	2258.226
4	Pantalla				3953.8274
10	Hormigón S. f'c=210 kg/cm2 premezclado sin encofrado	M3	11.6100	236.98	2751.3378
11	Acero de refuerzo f'y= 4200 kg/cm2 Muro	KG	578.1200	2.08	1202.4896
5	Estructura metálica				184598.68
12	Acero Estructural Vigas	KG	18694	3.41	63746.54
13	Acero Estructural Columnas	KG	24208.8	3.41	82552.008
14	Malla electrosoldada	M2	746.064	4.48	3342.3667
15	Hormigón S. Premezclado f'c=210 kg/cm2 losetas	M3	111.9	212.66	23796.654
16	Placa colaborante	M2	746.064	14.96	11161.117
				Total	223901.07

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

La edificación tendrá un costo de 223901.07 (Doscientos veinte y tres mil novecientos uno con 07/100). Estos precios no incluyen IVA.

CAPÍTULO 8

EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

8.1 Antecedentes

En esta sección se describirá el Plan de manejo ambiental, el cual es requerido en todos los proyectos de ingeniería, que tengan afectaciones negativas y positivas para así tomar medidas de mitigación o preventivas a dicha actividad.

El análisis se lo realizara de acuerdo con la norma vigente en el país que se lo denomina TUSLA Texto Unificado de la Ley Secundaria Y Medio Ambiente con ello se garantiza el cumplimiento de procesos.

El Ambiente es el entorno que nos alimenta como seres humanos y a medida que se realizan procesos para cubrir necesidades, realizamos una alteración al ecosistema, por esa razón es importante tomar que impactos tendrá el proyecto al momento de su construcción.

Se analizará la afectación al ambiente sea animal, vegetal y a los humanos.

En este proyecto se analizará cada una de las actividades que se realizan en la construcción de manera general.

8.2 Objetivos

8.2.1 Objetivo general

Evaluar los impactos ambientales más perjudiciales al entorno que se pueden desarrollar en el proyecto en el proceso constructivo, causas, consecuencias y mitigación.

8.2.2 Objetivos específicos

1. Clasificar las actividades a realizar de acuerdo con el impacto que genera al entorno para conocer cuál es el impacto más negativo.
2. Aplicar los criterios de las normas vigentes en el país.
3. Analizar los impactos por medio de la matriz Vía.

8.3 Descripción de la zona

La zona donde se encuentra el proyecto es netamente comercial quedando así en el centro de la ciudad de Santo Domingo, donde se limita al lado derecho con un hotel y al lado izquierdo con una edificación, para más detalles leer capítulos 1 y 2.

8.4 Leyes vigentes

El análisis se los realiza en base a las normas vigentes en el país

Libro VI: De la Calidad del agua, donde se analiza por anexos para los recursos agua, suelo, aire ruido, calidad de ambiente para el manejo, disposición final de desechos no peligrosos, lista de productos químicos prohibidos de uso severamente restringidos en Ecuador

8.5 Área de trabajo

El sitio de construcción es en la parroquia de Santo Domingo cantón Santo Domingo Provincia Santo Domingo de los Tsáchilas, la zona es conocida como “zona comercial de Santo Domingo” por ende no existe agua de escorrentía ya que hay cunetas que lo llevan al alcantarillado, el nivel freático fue encontrado a los 11.80 metros, donde luego de unas horas subió a 6.40m, estos datos fueron obtenidos gracias a los ensayos in situ SPT. Por ello se realizará una cimentación con una altura de desplante de 2.5 m donde no llegaremos al nivel de agua, no existe fauna ni flora por ser zona céntrica, el suelo son depósitos de arcillas y rellenos inorgánicos, además ya existen construcciones en el sitio por lo tanto no será alterado, en cuanto al ruido, este será uno de los factores más críticos ya que afectará a las vecindades en el proceso de construcción.

8.6 Actividades del proceso constructivo

- Demolición de construcción existente
- Movimiento de tierras
- Hormigonado
- Encofrado y Acero de refuerzo
- Soldadura (Elementos Metálicos)
- Acabados (Mampostería)
- Generación de desechos sólidos
- Generación de aguas residuales

8.7 Actividades del proceso constructivo

- Demolición de construcción existente
- Movimiento de tierras
- Hormigonado
- Encofrado y Acero de refuerzo
- Soldadura (Elementos Metálicos)
- Acabados (Mampostería)
- Generación de desechos sólidos
- Generación de aguas residuales

8.8 Matrices

Se califica la de acuerdo al factor estos son:

- Intensidad
- Extensión
- Duración
- Tipo de impacto
- Magnitud
- Reversa
- Riesgo

8.8.1 Matriz de intensidad

Los valores de evaluación para esta matriz son Alto (10), Bajo (1), Sin impacto (0).

Tabla CCXXVII. Matriz de intensidad.

Intensidad									
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	10	10	1	1	1	1	10
Movimiento de Tierras	1	1	10	10	1	1	1	10	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.2 Matriz de extensión

Los valores de evaluación para esta matriz son Regional (10), Local (1), Puntual (1).

Tabla CCXXVIII. Matriz de extensión.

Actividad	Extensión							suelo	Aspecto Social Económico
	Biología		Aire		Agua				
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	5	5	1	1	1	1	10
Movimiento de Tierras	1	1	5	5	1	1	1	10	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.3 Matriz de duración

Los valores de evaluación para esta matriz son Mas de 10 años (10), entre 5 y 9 años (5), entre 5 y 1 año (3), Menos de un año (1).

Tabla CCXXIX. Matriz de duración.

Duración									
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Movimiento de Tierras	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.4 Matriz signo

Los valores de evaluación para esta matriz son Positivo (1), Negativo (-1), Sin impacto (0).

Tabla CCXXX. Matriz signo.

Matriz signo									
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Movimiento de Tierras	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.5 Matriz de magnitud

Se escogió unos factores para intensidad de 0.4, extensión 0.3 y duración de 0.3, donde la matriz de magnitud se define como $Mg = (Intensidad * Factor\ intensidad) + (Extensión * Factor\ Extensión) + (Duración * Factor\ Duración)$

Tabla CCXXXI. Matriz de magnitud.

Actividad	Magnitud							suelo	Aspecto Social Económico
	Biología		Aire		Agua				
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	-5.8	-5.8	1	1	1	1	7.3
Movimiento de Tierras	1	1	-5.8	-5.8	1	1	1	7.3	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.6 Matriz reversa

Los valores de evaluación para esta matriz son No reversibles (10), Largo tiempo (8), corto tiempo (5), Reversible (1).

Tabla CCXXXII. Matriz reversa.

Reversa									
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	5	5	1	1	1	5	1
Movimiento de Tierras	1	1	5	5	1	1	1	5	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	5	5	1	1	1	1	1
Soldadura	1	1	5	5	1	1	1	1	1
Acabados	1	1	5	5	1	1	1	1	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	5	5	1	1	1	5	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	1	1	1	1	1	5	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

8.8.7 Matriz de riesgo

Los valores de evaluación para esta matriz son Alto (10), Medio (5), Bajo (1).

Tabla CCXXXIII. Matriz de riesgo.

Matriz de riesgo									
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características		
Demolición	1	1	10	10	1	1	5	5	1
Movimiento de Tierras	1	1	10	10	1	1	5	5	1
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1	1	5	5	1	1	5	5	1
Soldadura	1	1	5	5	1	1	5	5	1
Acabados	1	1	5	5	1	1	5	5	1
Generación De Desechos Sólidos	1	1	10	10	1	1	5	5	1
Generación De Aguas Residuales	1	1	10	10	1	1	5	5	1

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.8 Matriz VIA

Los factores para cada matriz son: Magnitud 0.4, Riesgo 0.4, Reversa 0.2

$$V.I.A = |MG^{Fmg}| * |RK^{Frk}| * |RV^{Frv}|$$

Ec. 144

Tabla CCXXXIV. Matriz VIA.

V.I.A. (Valor al Impacto Ambiental)										
Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico	Σ
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características			
Demolición	1.00	1.00	6.53	6.53	1.00	1.00	1.62	2.63	2.21	23.53
Movimiento de Tierras	1.00	1.00	6.53	6.53	1.00	1.00	1.62	5.82	1.00	25.50
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	13.49
Soldadura	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	13.49
Acabados	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	13.49
Generación De Desechos Sólidos	1.00	1.00	3.23	3.23	1.00	1.00	1.62	2.63	1.00	15.71
Generación De Aguas Residuales	1.00	1.00	2.00	2.00	1.00	1.00	1.62	2.63	1.00	13.24
Σ	7.00	7.00	26.17	26.17	7.00	7.00	11.34	18.56	8.21	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

8.8.9 Matriz VIA promedio

Para ello se califica de la siguiente manera siendo (0) Neutro, (1-4) Bajo, (4-7) Medio y de (7-10) Alto.

Tabla CCXXXV. Matriz VIA promedio.

V.I.A. (Valor al Impacto Ambiental) Promedio

Actividad	Biología		Aire		Agua			suelo	Aspecto Social Económico	
	Fauna	Flora	Ruido	Polvo	Subterránea	superficial	características			
Demolición	1.00	1.00	6.53	6.53	1.00	1.00	1.62	2.63	2.21	2.61
Movimiento de Tierras	1.00	1.00	6.53	6.53	1.00	1.00	1.62	5.82	1.00	2.83
Encofrado Y Acero de Refuerzo	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	1.50
Soldadura	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	1.50
Acabados	1.00	1.00	2.63	2.63	1.00	1.00	1.62	1.62	1.00	1.50
Generación De Desechos Sólidos	1.00	1.00	3.23	3.23	1.00	1.00	1.62	2.63	1.00	1.75
Generación De Aguas Residuales	1.00	1.00	2.00	2.00	1.00	1.00	1.62	2.63	1.00	1.47
	1.00	1.00	3.74	3.74	1.00	1.00	1.62	2.65	1.17	

Fuente: Almache, I., Sánchez, R., 2017

8.9 Análisis de impactos generados

Tabla CCXXXVI. Mayores impactos generados.

Recurso	Polvo	26.17
Recurso	Ruido	26.17
Actividad	Movimiento De Tierras	25.50

Fuente: Almache, I., Sánchez, R.,2017

Con ello se observa que el impacto más grande que se genera es por movimiento de tierras, la generación de polvo y ruido a las vecindades por el desarrollo de la construcción con la matriz VÍA sumatoria.

Y de manera general con el promedio se puede determinar que todas las actividades son de nivel bajo.

8.10 Mitigación

En el proceso constructivo se debe aplicar cada una de las normas de seguridad y señalización dentro de la obra, para cuartelar la vida de las personas dentro de la obra y fuera debido a que es una zona donde hay abundantes personas.

8.10.1 Residente de obra

Verificar que se cumplan las reglas de seguridad además que usen el EPP (Equipos de protección personal).

8.10.2 Personal de obra

- Usar los EPP equipo de protección personal
- Colocación de guantes, mascarillas
- Uso de línea de vía en las alturas

8.10.3 Zona de trabajo

Colocar las señales de seguridad dentro de la obra y fuera de los mismos conos, señaléticas verticales, pintura, etc. Tener cuidado con las edificaciones que se encuentran a los lados además es una zona donde pasan muchas personas externas a la obra.

8.10.4 Actividades de construcción

Demolición

Despejar la zona colocar señales verticales de maquinaria pesada y ruidos para precauciones de personas vecinales.

Movimiento de tierra

Realizar la excavación con la maquinaria teniendo en cuenta que se debe cerrar el paso a personas extrañas además que se usen los equipos de seguridad.

Mojar un poco la superficie antes de hacerlo la actividad para evitar la generación excesiva de polvo, el material que se ha retirarlo colocarlo en zonas de lejanas.

Chequeo de la maquinaria que no sea muy antigua debido a la generación de gases.

Armado y encofrado

Esta actividad se la realiza con obreros recordar que el encofrado se puede usar hasta 2 veces para evitar mayor generación de los desechos y el acero de refuerzo sobrante se lo puede mandar a la chatarra para que pueda ser reusable.

Hormigonado

Tener mucho cuidado con el agua cuando se lava los contenedores de concreto se puede realizar u pequeño filtro antes de enviarla al alcantarillado, no enviar aguas contaminadas a causes públicos.

La maquinaria pesada y en caso de hacer hormigón con concretara esta debe estar en buenas condiciones para evitar la generación de gases.

Mampostería

Realizar una clasificación de materiales ya que pueden existir muchos y así volver a reusarlos.

Generación de residuos

No contaminar el suelo

No quemarla ya que se generaría una emisión de gases al aire y como está ubicada en una zona céntrica podría perjudicar la salud de las personas vecinas al sitio.

Realizar un reciclaje dentro de la obra con fin que se usen los materiales que podrían ser reusables

Generación de Aguas residuales

No verterlas aguas directamente a sistema de alcantarillado o caudales públicos ya que estas aguas pueden contener productos químicos como aditivos.

Se puede realizar un filtro casero que con el agua del afluente se pueda usar en alguna otra actividad.

Colocación de Baños químicos

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se realizó el ensayo in situ SPT con lo cual se determinó que el estrato más resistente se encuentra a una profundidad de 2 a 4 metros medidos desde el nivel actual del terreno, por lo que se determinó que el estrato resistente tiene una capacidad admisible de 7.62 T/m². Dado que la capacidad admisible del suelo es baja se procedió a realizar el mejoramiento de suelo usando Relleno de material granular, que permite aumentar la capacidad de carga a 11.97 T/m² con un F.S=3.5.

Se diseñó la sub-estructura que se encuentra compuesta por vigas de cimentación en dos direcciones y losas con la finalidad de evitar asentamientos diferenciales, ya que las descargas de en cada columna son diferentes debido a las distancias entre pórticos, además los estratos por debajo de los 5 metros de profundidad son muy blandos, además para garantizar que el esfuerzo de contacto sea menor a la capacidad admisible del suelo se optó por agregar la zapata ya que se requiere que la distribución de esfuerzos sea uniforme.

Se plantearon 3 alternativas de diseño que consisten en Pórticos de Concreto Resistente a Momento, estructura mixta compuesta de PCRM - Steel deck y Pórticos de Acero Resistentes a Momentos. Debido a que el suelo tiene una capacidad portante baja se procedió a escoger la estructura de PCRM ya que

esta es muchas más liviana y su tiempo de construcción es mucho menor comparado con los PCRM.

Se diseñó la super-estructura de PARM que está compuesta por perfiles IPE y columnas tubulares cuadradas tomando en cuenta los criterios sismorresistentes de la norma AISC 360-10 y la NEC 2015 capítulo Estructuras de acero, con lo que se garantizó el cumplimiento de derivas, efectos de segundo orden, relación capacidad/demanda tanto de las vigas secundarias, vigas principales y columnas, además de que la estructura sea económica y segura.

Se estimó un presupuesto referencial de la estructura diseñada, por lo que se realizó el análisis de precios unitarios de rubros estructurales y mediante el sistema BIM se obtuvieron las cantidades de materiales requeridas para la construcción de la obra, dando un costo aproximado de \$223901.07

Se determinó que la mayor afectación en el ámbito ambiental son las actividades que incluyen demolición y movimiento de tierra generando ruido y polvo, que afectará a la población cercana al área de construcción, por lo que estas actividades deben tener un plan de mitigación para minimizar el impacto generado a corto y largo plazo.

RECOMENDACIONES

Utilizar un material de mejoramiento de mayor calidad al existente en el terreno con el fin aumentar la capacidad de soporte del suelo para evitar subestructuras de mayores secciones y evitar grandes asentamientos.

Al momento de realizar los ensayos de campo (SPT) y laboratorio es necesario verificar el número de sondeos y profundidad de acuerdo con el tipo de estructura, además de tener en cuenta cada una de las normas aplicadas para evitar datos aberrantes para la caracterización del suelo.

Se debe verificar el criterio de columna fuerte - viga débil en las conexiones columnas - vigas dado a que este criterio rige en el predimensionamiento de las columnas ya que se requiere que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, por lo que se puede obtener una relación demanda/capacidad baja, y esto incrementaría el costo y peso de la estructura.

Al momento de elaborar el análisis de precio unitario de cada rubro se recomienda consultar los costos de mano de obra, materiales y equipos en la zona donde se va a realizar la obra.

ANEXOS

ANEXO A
RESULTADOS GENERALES DE PRUEBA SPT

Tabla A-1. Datos de perforación 1

PERFORACIÓN #1												
COTA	17S	COORD.	702756 E			9971795 N			Nivel del terreno 1.80 m de bajo de nivel de acera			
Profundidad (m)	Clasificación	Qu Adm Kg/cm2	Hum. NAT.	LL %	LP %	Granulometría % que pasa				Penetración Estándar		
	SUCS					4	10	40	200	5	10	15
-1.00	MH	0.5	51	57	23	100	100	99	75	1	1	2
-2.00	MH	0.3	55	59	24	100	100	99	71	1	1	1
3.00	MH	0.82	97	107	53	100	100	100	94	2	3	3
-4.00	MH	0.82	94	110	52	100	100	100	94	4	3	3
-5.00	CH	0.3	79	104	64	100	100	100	94	3	1	1
-6.00	CH	0.3	114	108	69	100	100	100	97	2	1	1
-7.00	CH	0.5	68	111	44	96	94	92	85	1	1	2
-8.00	CH	0.5	63	111	68	100	100	99	84	2	2	1
-9.00	CH	0.2	81	102	62	100	100	99	92	1	0	1
-10.00	CH	0.3	92	100	65	100	100	99	90	1	1	1
-11.00	MH	0.3	99	103	38	100	100	100	91	1	1	1
-12.00	MH	0.3	128	99	46	90	86	83	77	1	1	1

Tabla A-2. Datos de perforación 2

PERFORACIÓN #2												
COTA	17S	COORD.	702756 E			9971795 N			Nivel del terreno 1.80 m de bajo de nivel de acera			
Profundidad	Clasificación	Qu Adm Kg/cm2	Hum. NAT.	LL %	LP %	Granulometría % que pasa				Penetración Estándar		
	SUCS					4	10	40	200	5	10	15
-1.00	MH	0.5	44	54	22	100	100	100	85	1	1	2
-2.00	MH	0.3	94	53	20	100	100	99	83	1	1	1
-3.00	MH	0.76	96	83	36	100	100	100	95	22	3	2
-4.00	MH	0.82	73	85	39	100	100	100	97	4	3	3
-5.00	CH	0.5	95	70	39	100	100	100	96	1	1	2
-6.00	CH	0.5	95	74	43	100	100	100	96	2	2	1
-7.00	CH	0.5	64	77	43	100	100	100	94	2	2	1
-8.00	CH	0.5	81	73	42	100	99	99	87	2	2	1
-9.00	MH	0.3	93	89	36	100	100	100	93	1	1	1
-10.00	OH	0.3	114	90	37	100	100	99	92	1	1	1

La estratigrafía se muestra en la sección 3 apartado 3.3 descripción estratigráfica.

ENSAYOS 1ER SONDEO POR CADA METRO DE PERFORACIÓN

Tabla A-3. 1 metro de profundidad

Profundidad	-1.00	Cota	558	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.49 105.7	80.39 80.86	31.39 31.67	51.22 50.5	50.86
Límite Líquido	36 26 15 9	36.03 37.43 37.7 37.26	27.55 29.55 29.23 28.53	11.72 15.88 15.51 15.26	53.57 57.64 61.73 65.79	59.6825
Límite Plástico		11.77 12.1 12.51	10.39 10.53 10.88	6.42 5.96 6.03	34.76 34.35 33.61	34.24
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	1	1	1		99	
No.200	41	42	25		75	
Pasa No.200	123.7	123.7	75			
Total	165.7					
Peso Hum.	250		Peso Seco		165.7	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	57	Tipo		Material Importado de Relleno mal confinado
Arena	25	LP	34	SUCS	MH	
Finos	75	IP	23	AASHTO	A-7-5	
		HN	51	IG(76)	19	

Límite Plástico

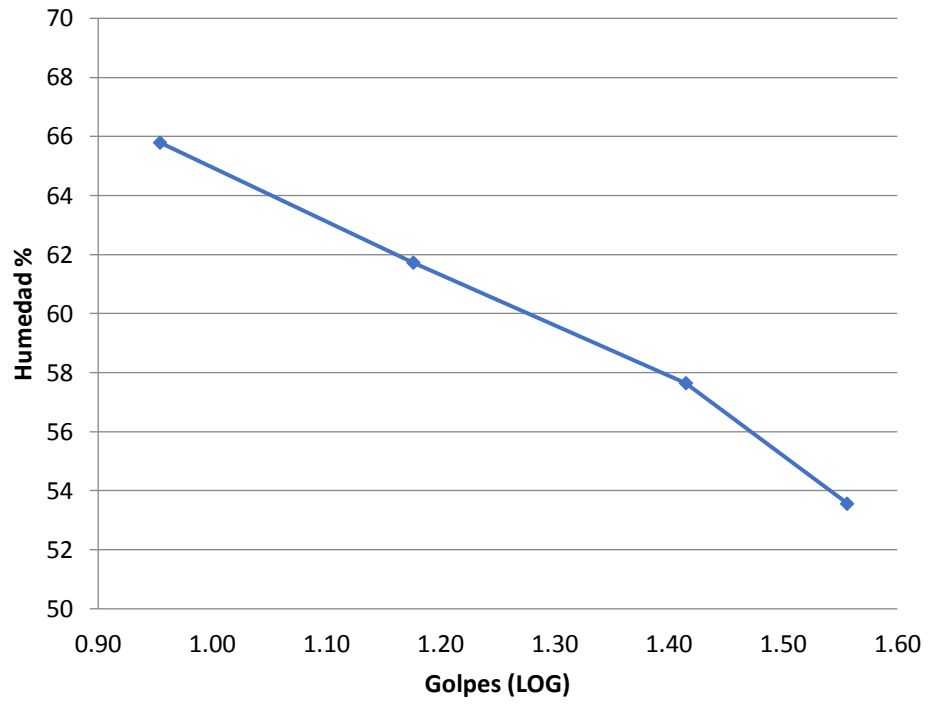


Figura A-1 Limite plástico 1 metro de profundidad

Tabla A-4. 2 metros de profundidad

Profundidad	-2.00	Cota	557	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.34	79.2	31.6	54.92	54.69
		105.77	79.56	31.43	54.46	
Límite Líquido	37	31.26	25.19	14.26	55.54	61.533
	25	31.38	25.02	14.32	59.44	
	15	31.42	24.77	14.28	63.39	
	9	31.27	24.46	14.41	67.76	
Límite Plástico		12.66	10.99	6.36	36.07	35.387
		12.48	10.88	6.28	34.78	
		12.51	10.9	6.34	35.31	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	1.7	1.7	1		99	
No.200	44.9	46.6	29		71	
Pasa No.200	115	115	71			
Total	161.6					
Peso Hum.	250		Peso Seco		161.6	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	59	Tipo		Material Importado de Relleno mal confinado
Arena	29	LP	35	SUCS	MH	
Finos	71	IP	24	AASHTO	A-7-5	
		HN	55	IG(76)	19	

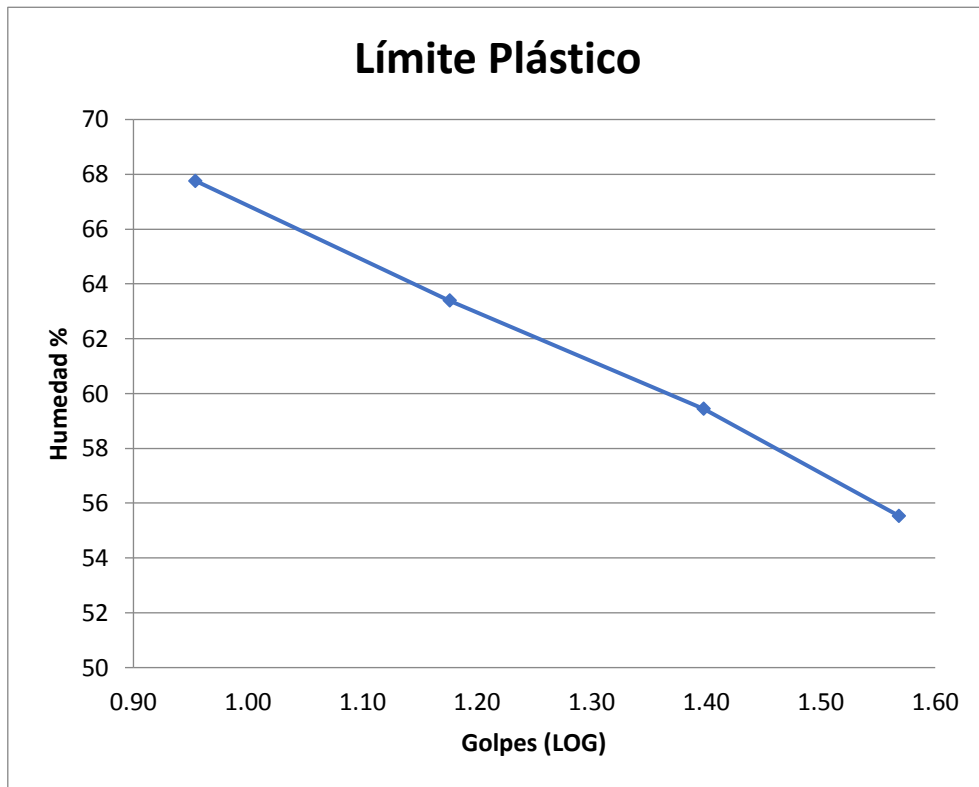


Figura A-2 Limite plástico 2 metros de profundidad

Tabla A-5. 3 metros de profundidad

Profundidad	-3.00	Cota	556	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.48	69.1	31.6	97.01	97.17
		105.77	68.99	31.2	97.33	
Límite Líquido	36	34.26	24.28	14.62	103.32	109.323
	26	34.23	24.06	14.58	107.28	
	16	34.55	23.98	14.48	111.26	
	9	34.57	23.72	14.32	115.43	
Límite Plástico		12.62	10.72	7.23	54.44	53.870
		12.35	10.6	7.32	53.35	
		12.44	10.68	7.41	53.82	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.5	0.5	0		100	
No.200	7.5	8	6		94	
Pasa No.200	118.8	118.8	94			
Total	126.8					
Peso Hum.	250		Peso Seco		126.8	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	107	Tipo		
Arena	6	LP	54	SUCS	MH	
Finos	94	IP	53	AASHTO	A-7-5	
		HN	97	IG(76)	65	

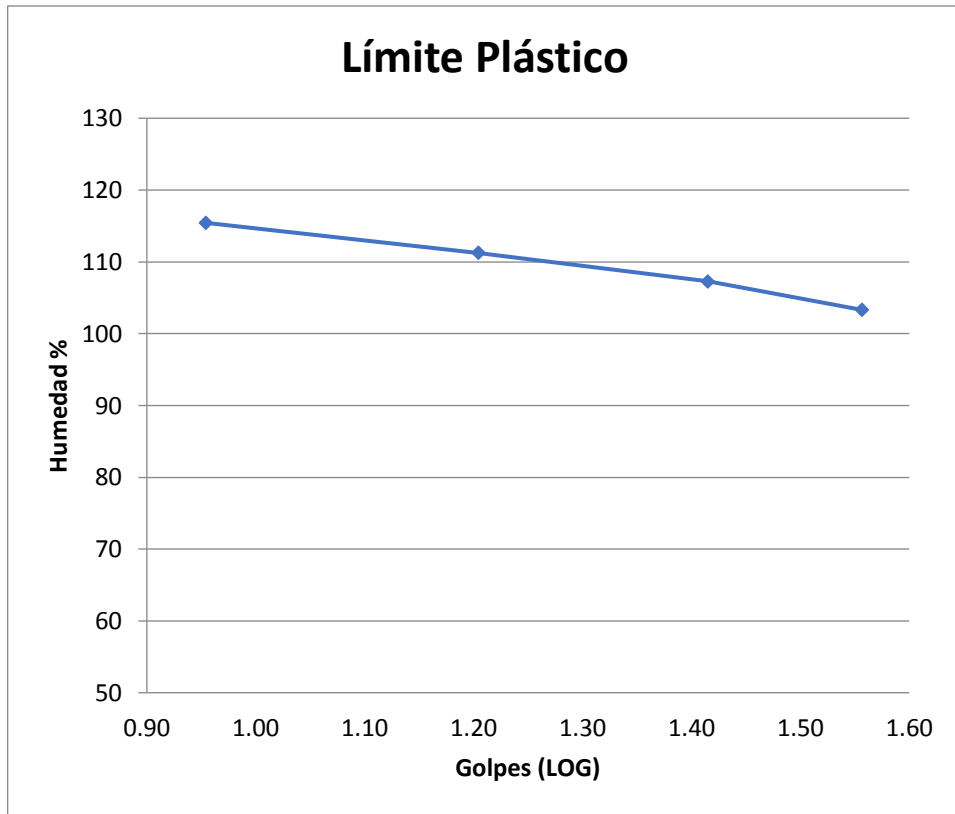


Figura A-3 Limite plástico 3 metros de profundidad

Tabla A-6. 4 metros de profundidad

Profundidad	-4.00	Cota	555	Coordenadas	702756 E 9971795 N	
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.22	68.99	31.38	96.33	94.425
		105.5	69.73	31.07	92.52	
Límite Líquido	37	36.03	25.37	15.32	106.07	112.258
	26	35.48	25.07	15.63	110.28	
	15	31.42	20.81	11.54	114.46	
	9	31.26	20.62	11.62	118.22	
Límite Plástico		10.45	8.9	6.24	58.27	57.680
		10.78	9.13	6.25	57.29	
		10.69	9	6.06	57.48	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.3	0.3	0		100	
No.200	7.3	7.6	6		94	
Pasa No.200	121	121	94			
Total	128.6					
Peso Hum.	250		Peso Seco		128.6	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	110	Tipo		
Arena	6	LP	58	SUCS	MH	
Finos	94	IP	52	AASHTO	A-7-5	
		HN	94	IG(76)	66	

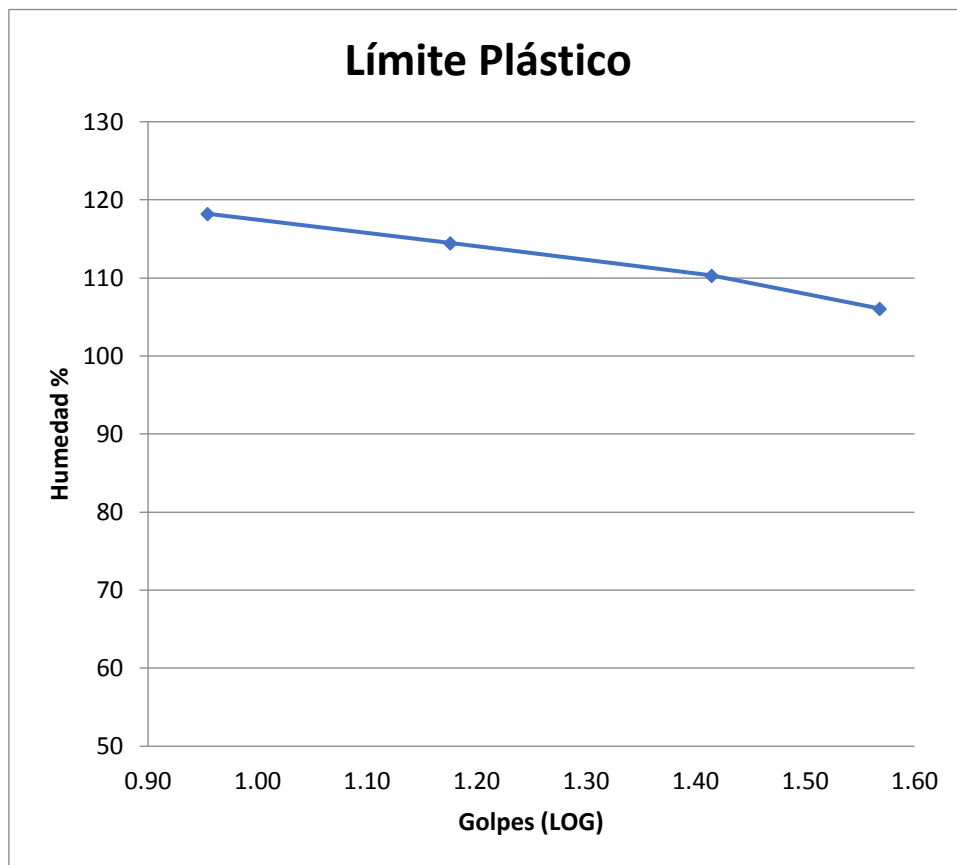


Figura A-4 Limite plástico 4 metros de profundidad

Tabla A-7. 5 metros de profundidad

Profundidad	-5.00	Cota	554	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.57	72.51	31.68	80.97	79.325
		105.27	73.04	31.55	77.68	
Límite Líquido	37	29.63	21.9	14.21	100.52	106.775
	24	29.58	21.8	14.36	104.57	
	15	29.42	21.59	14.38	108.6	
	9	29.38	21.6	14.74	113.41	
Límite Plástico		11.23	9.88	6.53	40.3	39.830
		11.25	9.92	6.45	38.33	
		11.31	9.88	6.38	40.86	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.4	0.4	0		100	
No.200	7.9	8.3	6		94	
Pasa No.200	131.1	131.1	94			
Total	139.4					
Peso Hum.	250		Peso Seco		139.4	
Clasificación (%)						
.	0	LL	104	Tipo		
Arena	6	LP	40	SUCS	CH	
Finos	94	IP	64	AASHTO	A-7-5	
		HN	79	IG(76)	73	

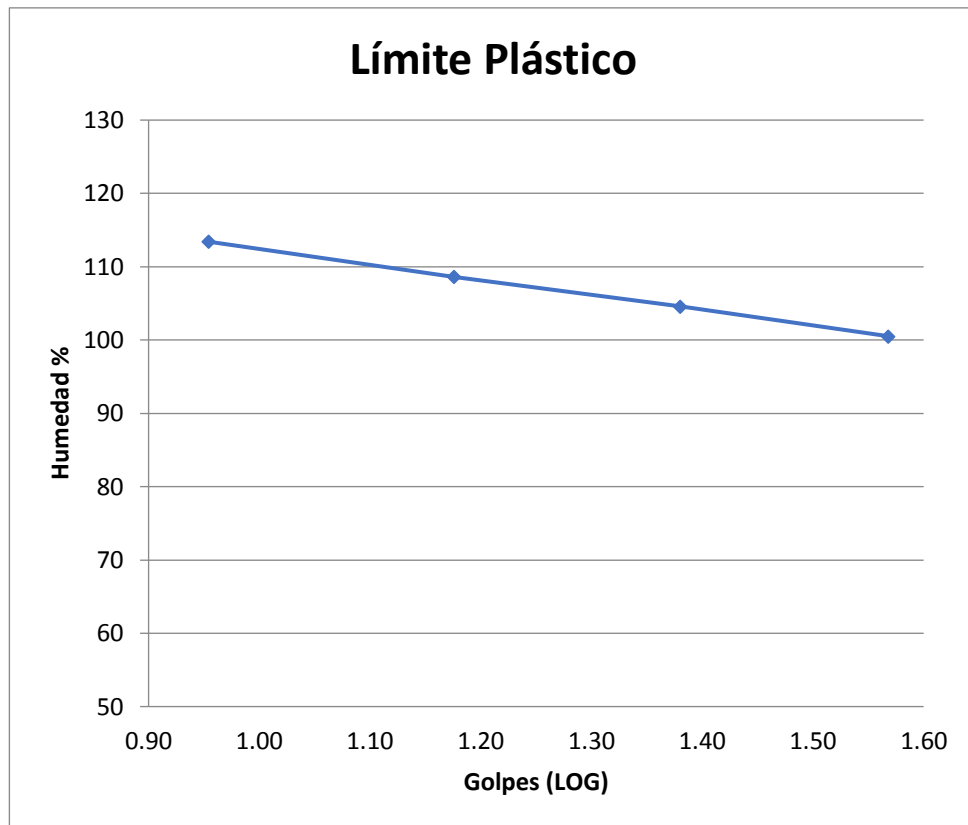


Figura A-5 Limite plástico 5 metros de profundidad

Tabla A-8. 6 metros de profundidad

Profundidad	-6.00	Cota	553	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.41	65.94	31.1	113.29	113.575
		105.3	66.12	31.71	113.86	
Límite Líquido	38	27.2	19.03	11.2	104.34	110.593
	26	27.32	19	11.35	108.76	
	15	27.15	18.93	11.62	112.45	
	9	27.65	18.9	11.41	116.82	
Límite Plástico		11.83	10.2	6.21	40.85	39.157
		11.6	10.12	6.33	39.05	
		11.54	10.12	6.34	37.57	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.2	0.2	0		100	
No.200	3.6	3.8	3		97	
Pasa No.200	113.3	113.3	97			
Total	117.1					
Peso Hum.	250		Peso Seco		117.1	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	108	Tipo		
Arena	3	LP	39	SUCS	CH	
Finos	97	IP	69	AASHTO	A-7-5	
		HN	114	IG(76)	82	

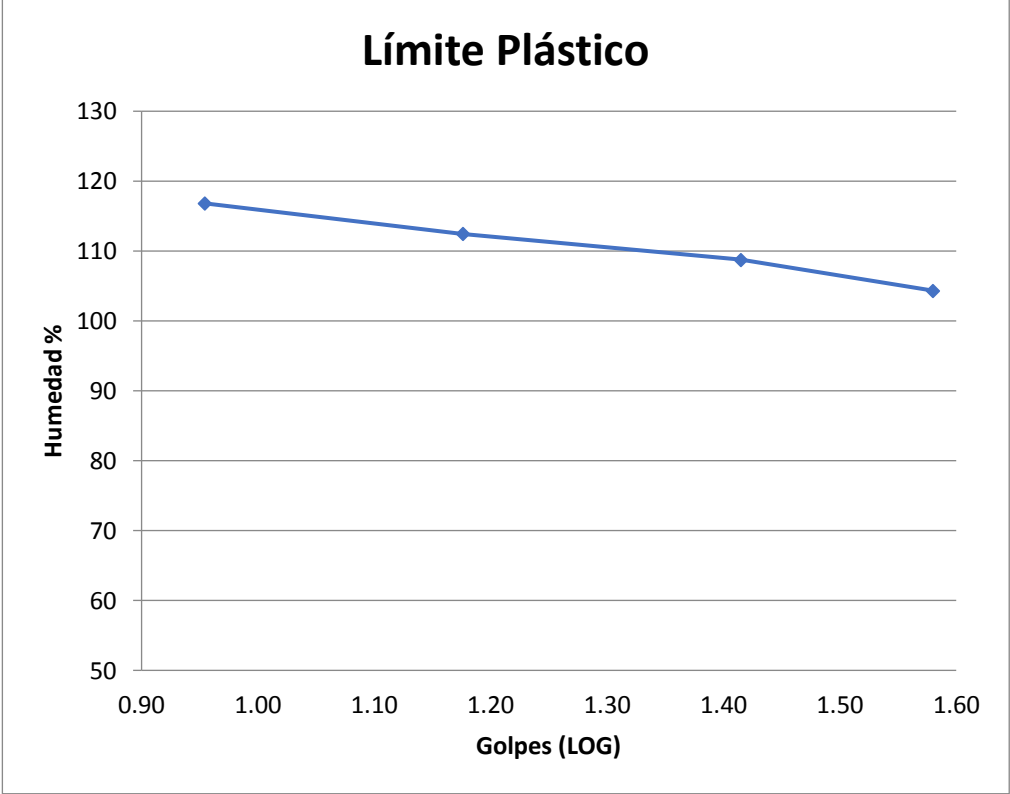


Figura A-6 Limite plástico 6 metros de profundidad

Tabla A-9. 7 metros de profundidad

Profundidad	-7.00	Cota	552	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.55	75.5	30.81	67.24	67.84
		105.46	75.19	30.96	68.44	
Límite Líquido	37	37.1	26.02	15.64	106.74	113.453
	26	37.12	25.85	15.77	111.81	
	15	33.53	23.88	15.54	115.71	
	10	33.26	23.66	15.63	119.55	
Límite Plástico		11.48	9.82	5.98	43.23	43.237
		10.08	8.85	6.03	43.62	
		10.29	8.97	5.89	42.86	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	5.9	5.9	4		96	
Pasa No.4						
Total						
No.10	3.5	9.3	6		94	
No.40	2.8	12.1	8		92	
No.200	10.7	22.8	15		85	
Pasa No.200	126.2	126.2	85			
Total	143.2					
Peso Hum.	250		Peso Seco		149	
Clasificación (%)						
Grava	6	LL	111	Tipo		
Arena	9	LP	43	SUCS	CH	
Finos	85	IP	68	AASHTO	A-7-5	
		HN	68	IG(76)	68	

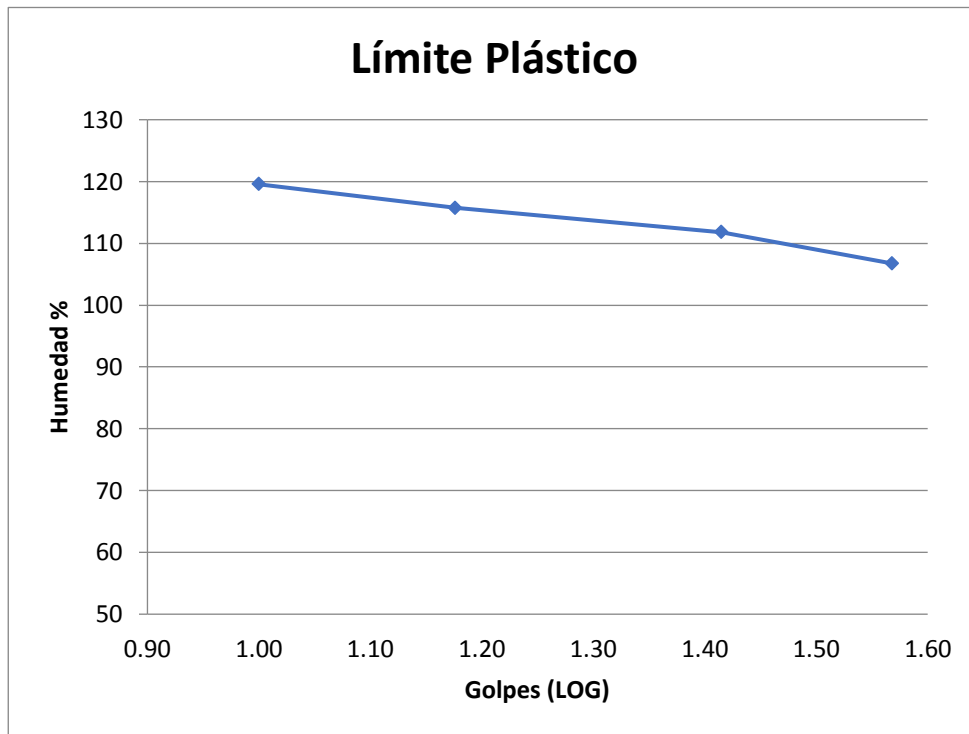


Figura A-7 Limite plástico 7 metros de profundidad

Tabla A-10. 8 metros de profundidad

Profundidad	-8.00	Cota	551	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.2 105.48	76.65 77.05	31.73 31.59	63.56 62.54	63.05
Límite Líquido	38 26 17 9	27.52 27.35 27.64 27.11	19.65 19.52 19.45 19.04	12.2 12.47 12.35 12.41	105.64 111.06 115.35 121.72	113.443
Límite Plástico		11.32 11.44 11.52	9.78 9.91 9.93	6.21 6.32 6.25	43.14 42.62 43.21	42.990
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	1.3	1.3	1		99	
No.200	23.6	24.9	16		84	
Pasa No.200	128.5	128.5	84			
Total	153.4					
Peso Hum.	250		Peso Seco		153.3	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	111	Tipo		
Arena	16	LP	43	SUCS	CH	
Finos	84	IP	68	AASHTO	A-7-5	
		HN	63	IG(76)	67	

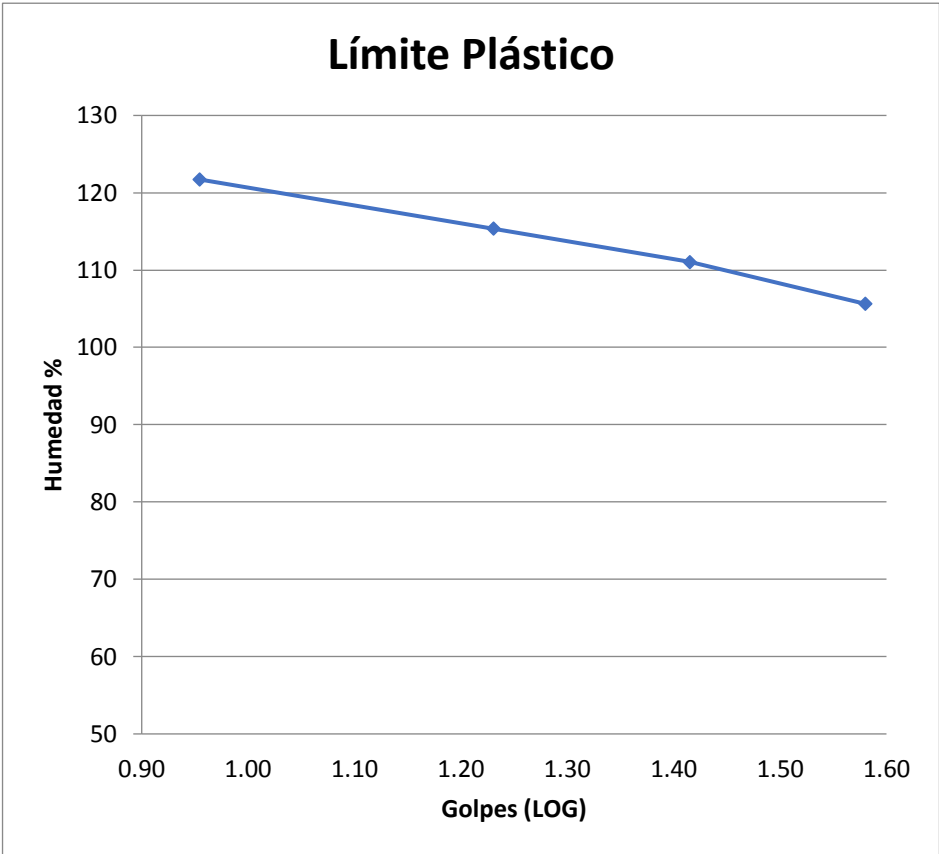


Figura A-8 Limite plástico 8 metros de profundidad

Tabla A-11. 9 metros de profundidad

Profundidad	-9.00	Cota	550	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.6	72.29	31.44	81.54	80.665
		105.76	72.75	31.38	79.79	
Límite Líquido	38	30.5	23.09	15.58	98.67	104.350
	26	31.35	23.5	15.82	102.21	
	16	31.64	23.3	15.46	106.38	
	9	31.52	23.05	15.36	110.14	
Límite Plástico		11.32	9.97	6.65	40.66	40.210
		10.06	9.12	6.89	42.15	
		9.55	8.82	6.89	37.82	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0.2	0.2	0		100	
No.40	1.5	1.7	1		99	
No.200	9.9	11.6	8		92	
Pasa No.200	126.8	126.8	92			
Total	138.4					
Peso Hum.	250		Peso Seco		138.4	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	102	Tipo		
Arena	8	LP	40	SUCS	CH	
Finos	92	IP	62	AASHTO	A-7-5	
		HN	81	IG(76)	69	

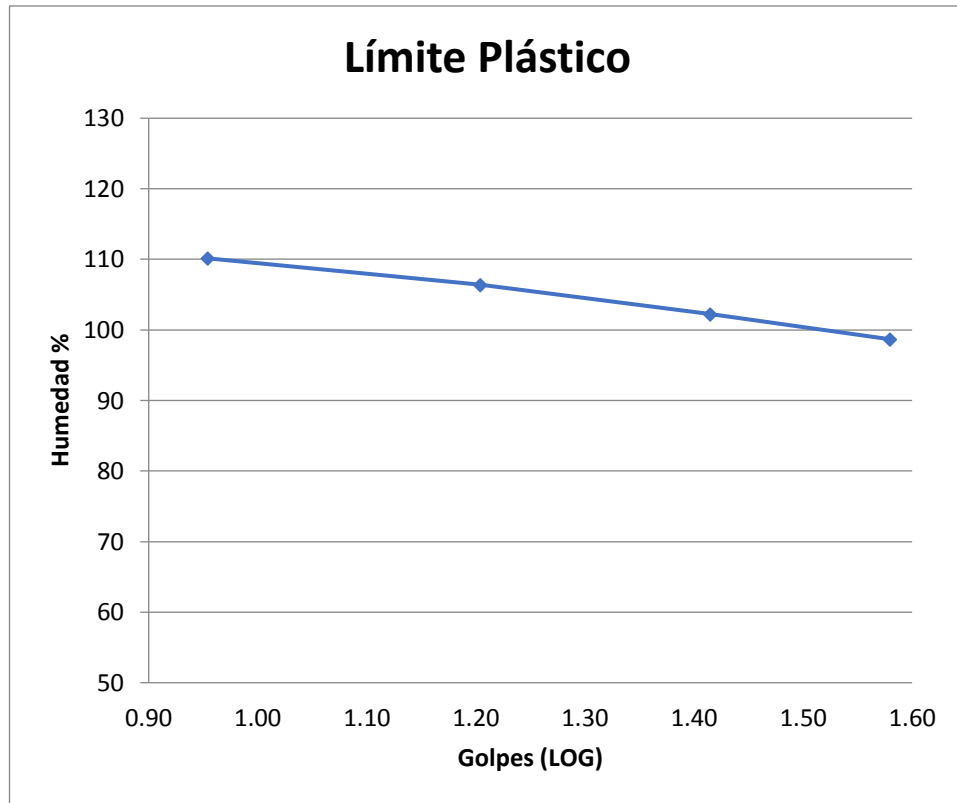


Figura A-9 Limite plástico 9 metros de profundidad

Tabla A-12. 10 metros de profundidad

Profundidad	-10.00	Cota	549	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.18	64.49	30.83	92.32	92.235
		105.38	69.59	30.75	92.15	
Límite Líquido	39	27.3	21.57	15.55	95.18	102.403
	25	29.74	22.73	15.74	100.29	
	16	34.9	25.2	15.92	104.53	
	9	34.85	24.81	15.65	109.61	
Límite Plástico		11.29	10.1	6.52	33.24	34.533
		9.85	9.02	6.71	35.93	
		9.84	9	6.56	34.43	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0.5	0.5	0		100	
No.40	0.6	1	1		99	
No.200	12.1	13.1	10		90	
Pasa No.200	117	117	90			
Total	130.2					
Peso Hum.	250		Peso Seco		130.1	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	100	Tipo		
Arena	10	LP	35	SUCS	CH	
Finos	90	IP	65	AASHTO	A-7-5	
		HN	92	IG(76)	69	

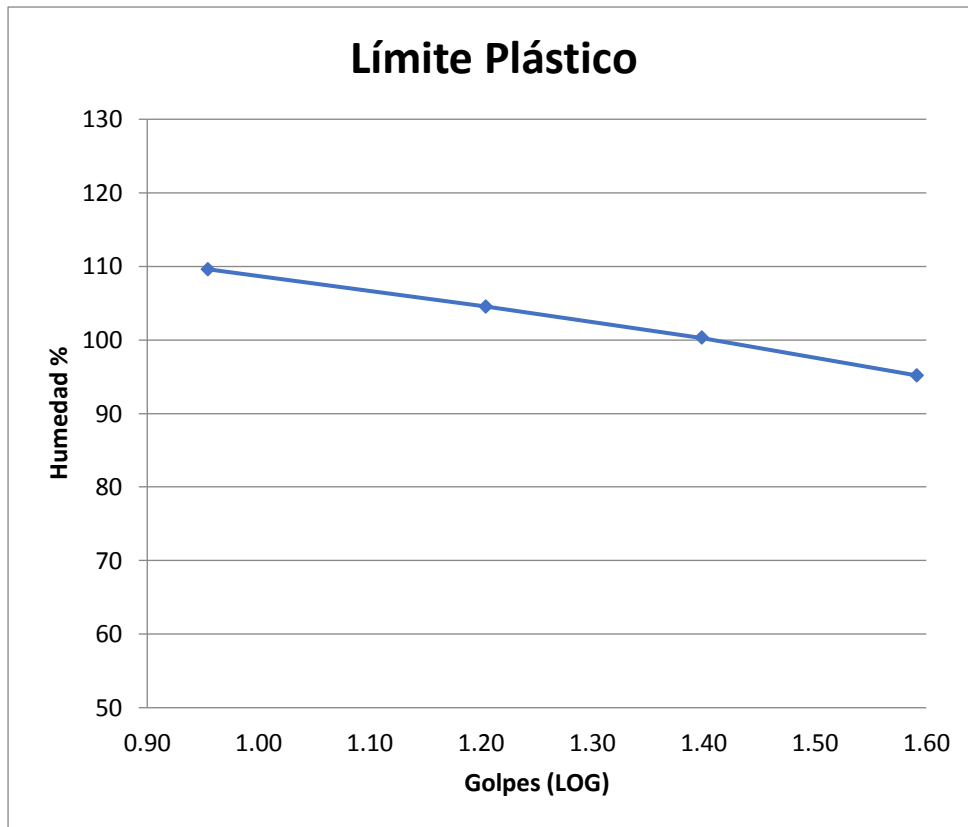


Figura A-10 Limite plástico 10 metros de profundidad

Tabla A-13. 11 metros de profundidad

Profundidad	-11.00	Cota	548	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.01	68.31	31.32	99.22	99.1
		105.31	68.56	31.43	98.98	
Límite Líquido	35	33.01	24.52	16	99.65	105.468
	24	31.9	23.58	15.54	103.48	
	15	31.02	23.12	15.74	107.05	
	10	31	22.88	15.61	111.69	
Límite Plástico		11.72	9.72	6.6	64.1	65.170
		10.48	9	6.76	66.07	
		10.82	9.18	6.67	65.34	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.4	0.4	0		100	
No.200	10.3	10.7	9		91	
Pasa No.200	114.8	114.8	91			
Total	125.5					
Peso Hum.	250		Peso Seco		125.6	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	103	Tipo		
Arena	9	LP	65	SUCS	MH	
Finos	91	IP	38	AASHTO	A-7-5	
		HN	99	IG(76)	50	

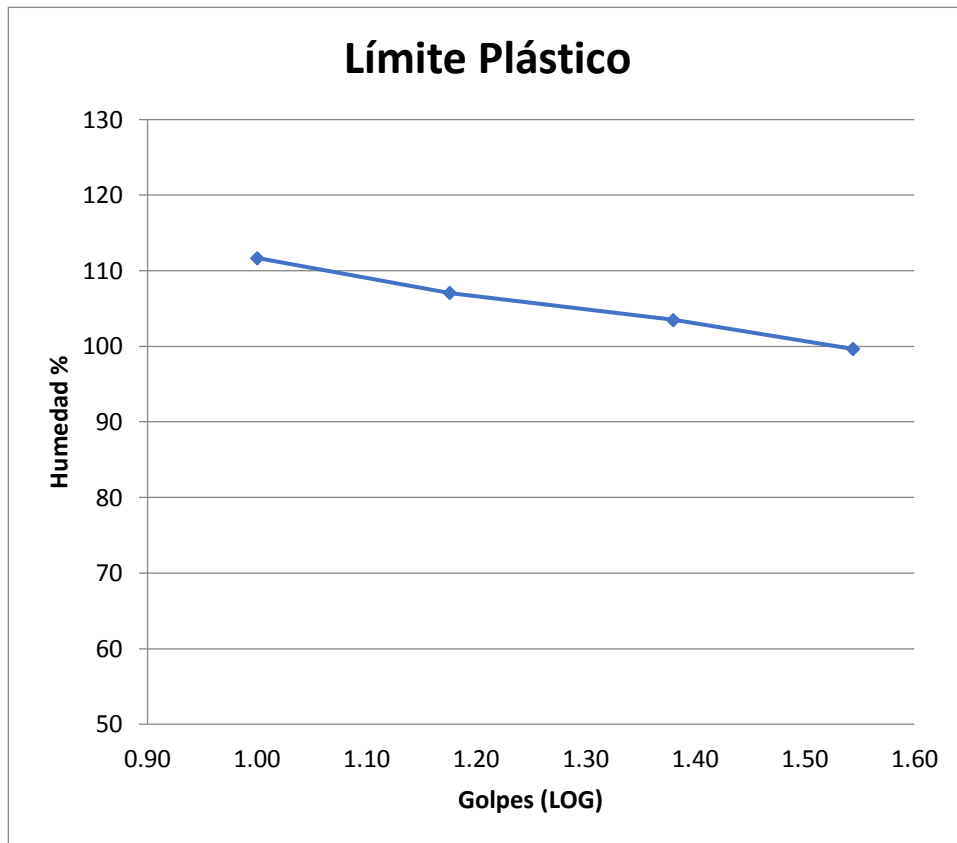


Figura A-11 Limite plástico 11 metros de profundidad

Tabla A-14. 12 metros de profundidad

Profundidad	-12.00	Cota	547	Coordenadas	702756 E	9971795 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.76	64.06	31.05	126.33	128.255
		105.48	63.73	31.66	130.18	
Límite Líquido	37	36.1	26.18	15.66	94.3	100.313
	26	35.67	25.79	15.74	98.31	
	18	29.8	20.61	11.62	102.22	
	12	29.66	20.33	11.56	106.42	
Límite Plástico		12.28	10.22	6.33	52.96	52.583
		13	10.71	6.43	53.5	
		13	10.81	6.54	51.29	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	11.5	11.5	10		90	
Pasa No.4						
Total						
No.10	3.5	14.9	14		86	
No.40	3.4	18.3	17		83	
No.200	7.3	25.6	23		77	
Pasa No.200	84	84	77			
Total	98.2					
Peso Hum.	250		Peso Seco		109.5	
Clasificación (%)						
Grava	14	LL	99	Tipo		
Arena	10	LP	53	SUCS	MH	
Finos	77	IP	46	AASHTO	A-7-5	
		HN	128	IG(76)	43	

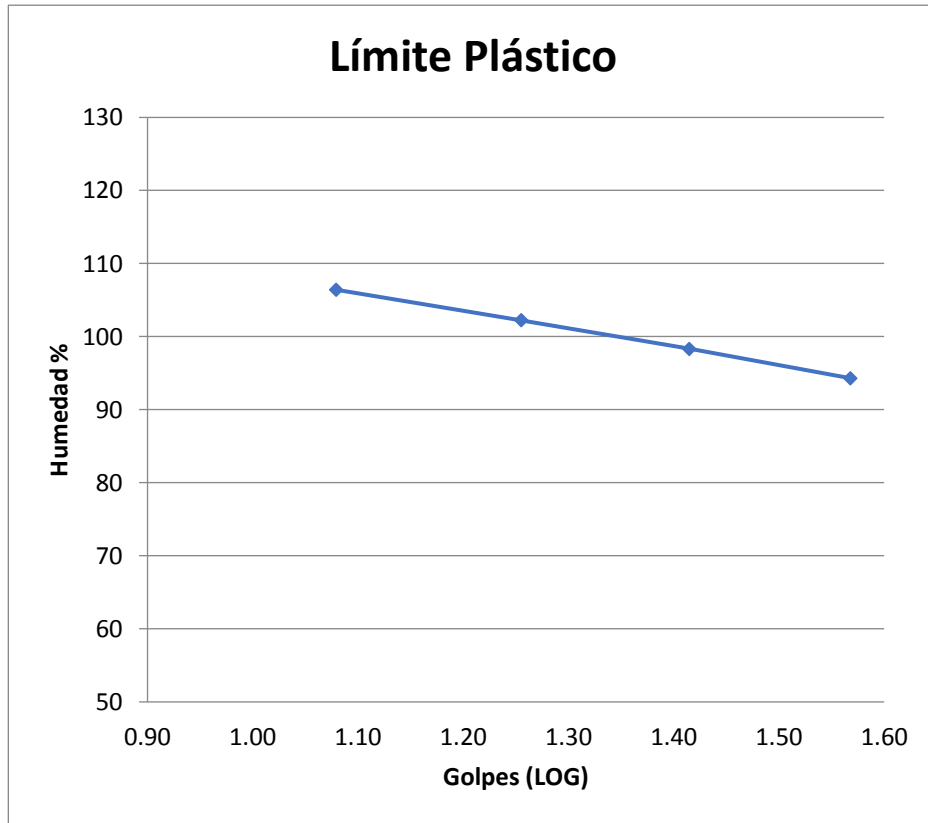


Figura A-12 Limite plástico 12 metros de profundidad

ENSAYOS 2DO SONDEO POR CADA METRO DE PERFORACIÓN

Tabla A-15. 1 metro de profundidad

Profundidad	-1.00	Cota	558	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.89 105.75	82.99 83.12	31.09 31.01	44.12 43.43	43.775
Límite Líquido	37 26 16 10	37.26 37.44 32.66 32.48	29.58 29.3 25.97 25.52	14.33 14.26 14.47 14.33	50.36 54.12 58.17 62.2	56.213
Límite Plástico		12.35 12.47 12.28	10.95 110.92 10.77	6.41 6.13 6.31	30.84 32.36 33.86	32.353
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.5	0.5	0		100	
No.200	26	26.4	15		85	
Pasa No.200	147.5	147.5	85			
Total	174.00					
Peso Hum.	250		Peso Seco		173.9	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	54	Tipo		
Arena	15	LP	32	SUCS	MH	
Finos	85	IP	22	AASHTO	A-7-5	
		HN	44	IG(76)	22	

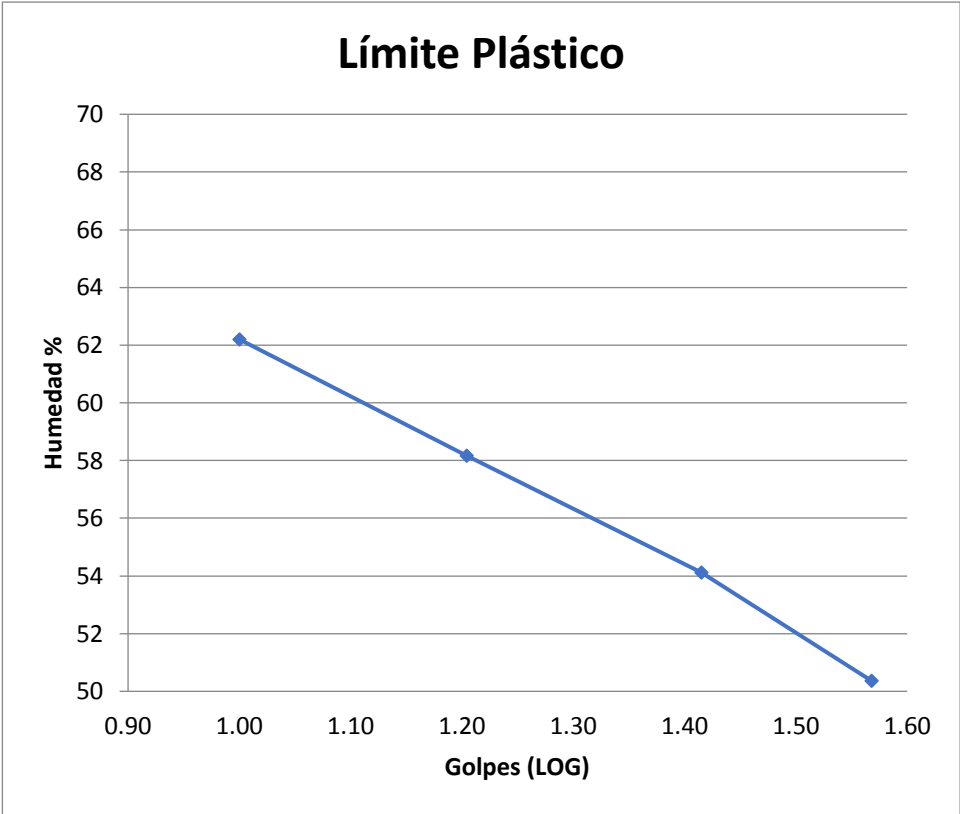


Figura A-13 Limite plástico 1 metro de profundidad

Tabla A-16. 2 metros de profundidad

Profundidad	-2.00	Cota	557	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.55	70.03	31.98	93.35	93.955
		105.33	69.5	31.61	94.56	
Límite Líquido	36	37.52	30.18	15.22	49.06	55.115
	25	37.29	29.69	15.37	53.07	
	15	31.96	24.55	11.56	57.04	
	10	31.26	23.66	11.26	61.29	
Límite Plástico		12.85	11.11	5.87	33.21	33.290
		12.48	10.86	5.97	33.13	
		12.8	11.1	6.03	33.53	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.9	0.9	1		99	
No.200	21.1	22	17		83	
Pasa No.200	106.9	106.9	83			
Total	128.90					
Peso Hum.	250		Peso Seco		128.9	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	53	Tipo		
Arena	17	LP	33	SUCS	MH	
Finos	83	IP	20	AASHTO	A-7-5	
		HN	94	IG(76)	20	

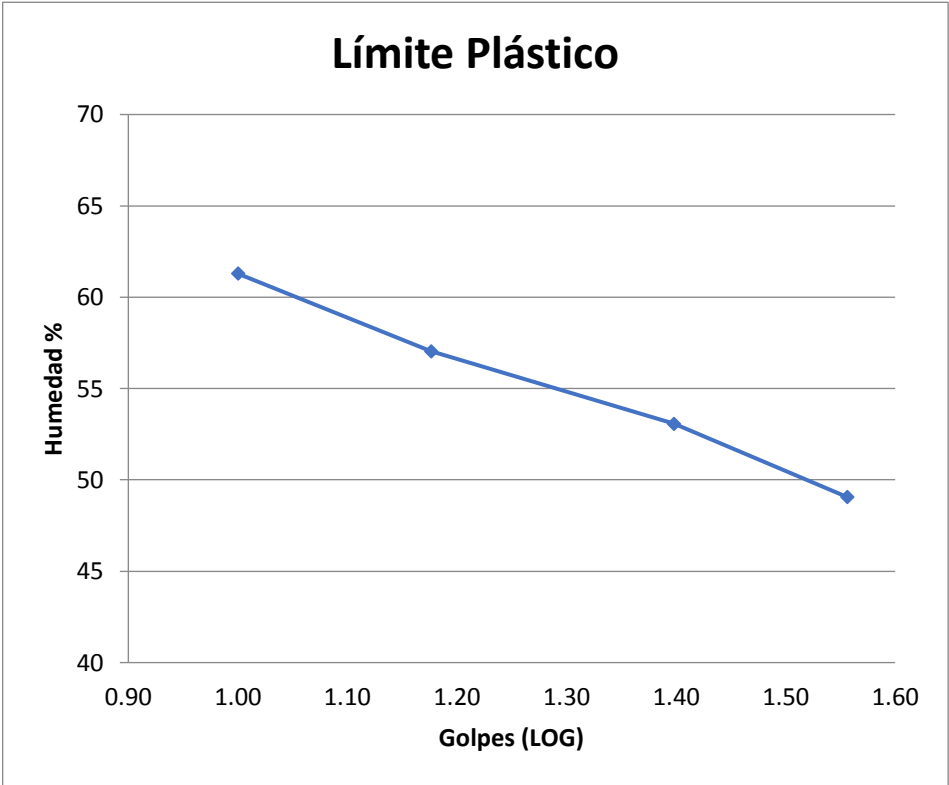


Figura A-14 Limite plástico 2 metros de profundidad

Tabla A-17. 3 metros de profundidad

Profundidad	-3.00	Cota	556	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.5	68.89	31.3	97.39	96.205
		105.55	69.48	31.52	95.02	
Límite Líquido	36	39	28.56	15.38	79.21	85.295
	26	38.1	28.05	15.98	83.26	
	16	31.1	22.03	11.65	87.38	
	10	31.26	21.89	11.63	91.33	
Límite Plástico		19.83	18.45	15.57	47.92	47.180
		19.65	18.24	15.27	47.47	
		20.06	18.62	15.5	46.15	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0	100		
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0	100		
No.40	0.2	0.2	0	100		
No.200	6.5	6.7	5	95		
Pasa No.200	120.7	120.7	95			
Total	127.40					
Peso Hum.	250		Peso Seco		127.4	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	83	Tipo		
Arena	5	LP	47	SUCS	MH	
Finos	95	IP	36	AASHTO	A-7-5	
		HN	96	IG(76)	46	

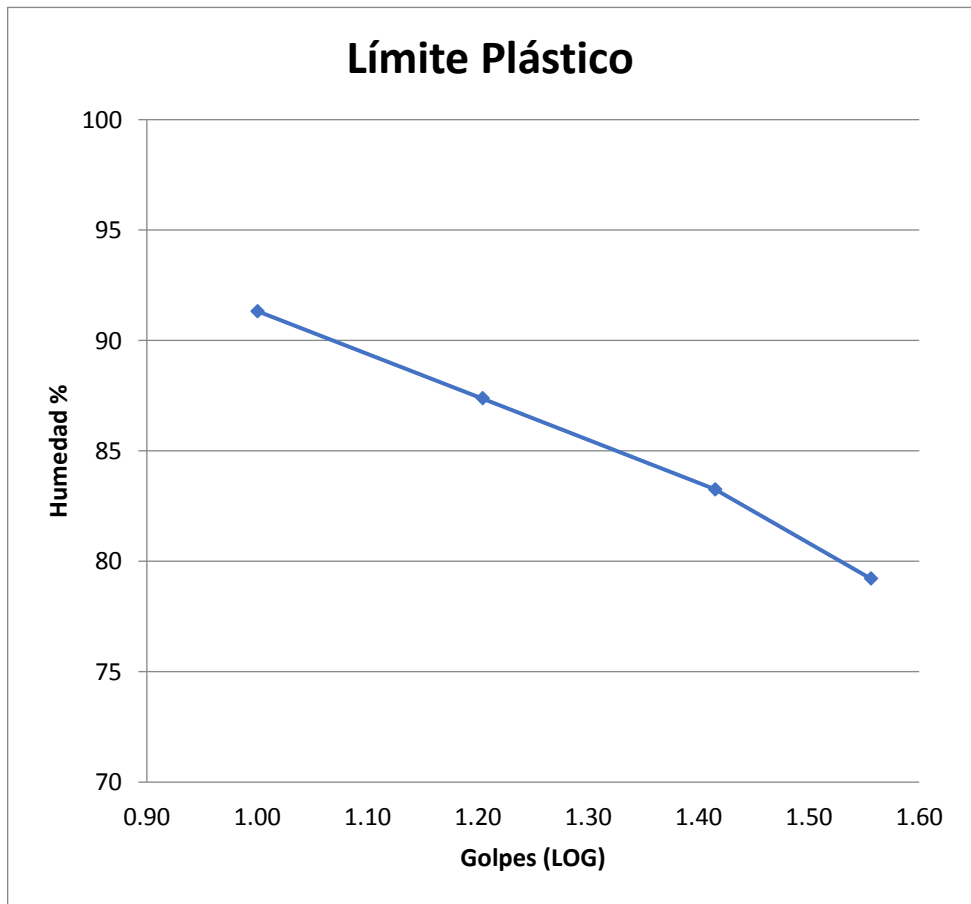


Figura A-15 Limite plástico 3 metros de profundidad

Tabla A-17. 4 metros de profundidad

Profundidad	-4.00	Cota	555	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.sec o	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.73 105.41	73.79 74.51	30.84 30.95	74.37 70.94	72.655
Límite Líquido	37 26 15 10	35.26 35.33 35.47 35.3	25.86 25.66 25.47 25.18	14.26 14.32 14.28 14.34	81.03 85.27 89.37 93.34	87.253
Límite Plástico		16.23 16.28 15.47	15 15.11 14.52	12.33 12.62 12.42	46.07 46.99 45.24	46.100
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.5	0.5	0		100	
No.200	4	4.4	3		97	
Pasa No.200	140.4	140.4	97			
Total	144.90					
Peso Hum.	250		Peso Seco		144.8	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	85	Tipo		
Arena	3	LP	46	SUCS	MH	
Finos	97	IP	39	AASHTO	A-7-5	
		HN	73	IG(76)	50	

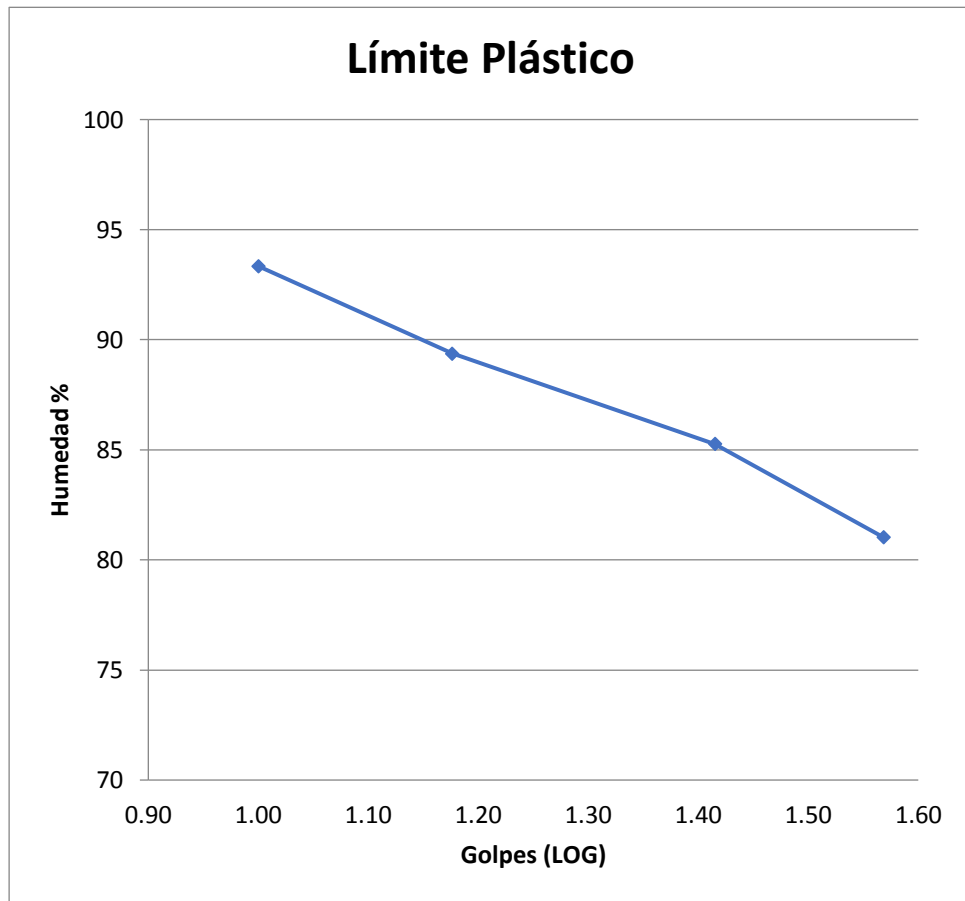


Figura A-16 Limite plástico 4 metros de profundidad

Tabla A-18. 5 metros de profundidad

Profundidad	-5.00	Cota	554	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.66	69.84	31.49	93.4	94.515
		105.53	69.18	31.17	95.63	
Límite Líquido	38	21.25	17.45	11.62	65.18	72.673
	25	21.24	17.11	11.23	70.24	
	15	21.33	17.1	11.48	75.27	
	9	20.18	16.22	11.27	80	
Límite Plástico		10.22	9.23	6.24	33.11	31.387
		10.28	9.36	6.23	29.39	
		10.45	9.44	6.25	31.66	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.5	0.5	0		100	
No.200	4.9	5.4	4		96	
Pasa No.200	123.2	123.2	96			
Total	128.60					
Peso Hum.	250		Peso Seco		128.5	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	70	Tipo		
Arena	4	LP	31	SUCS	MH	
Finos	96	IP	39	AASHTO	A-7-5	
		HN	95	IG(76)	45	

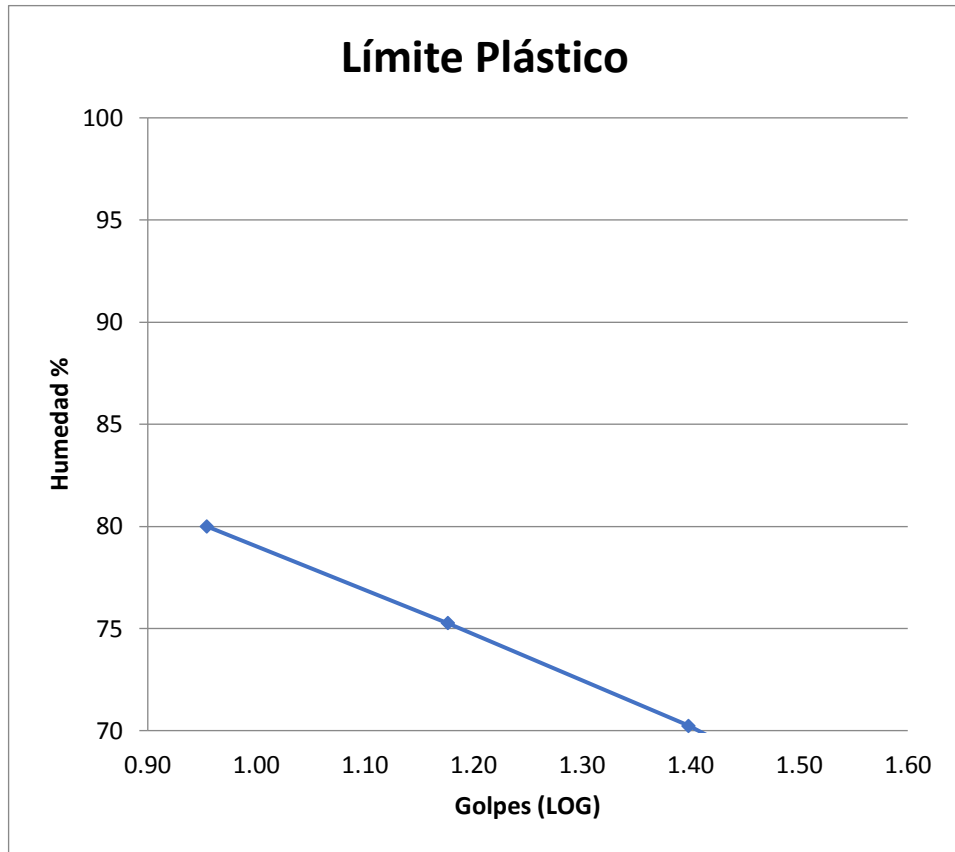


Figura A-17 Limite plástico 5 metros de profundidad

Tabla A-19. 6 metros de profundidad

Profundidad	-6.00	Cota	553	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.sec o	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.4 105.69	70.54 68.29	31.49 31.31	89.27 101.14	95.205
Límite Líquido	38	22.85	17.65	10.2	69.8	75.678
	26	24.41	18.45	10.32	73.31	
	17	22.62	17.2	10.22	77.65	
	9	22.44	16.9	10.14	81.95	
Límite Plástico		11.66	10.4	6.22	30.14	31.043
		11.74	10.38	6.23	32.77	
		11.68	10.42	6.25	30.22	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0		100	
No.40	0.2	0.2	0		100	
No.200	4.9	5.1	4		96	
Pasa No.200	123	123	96			
Total	128.10					
Peso Hum.	250		Peso Seco		128.1	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	76	Tipo		
Arena	4	LP	31	SUCS	CH	
Finos	96	IP	45	AASHTO	A-7-5	
		HN	95	IG(76)	49	

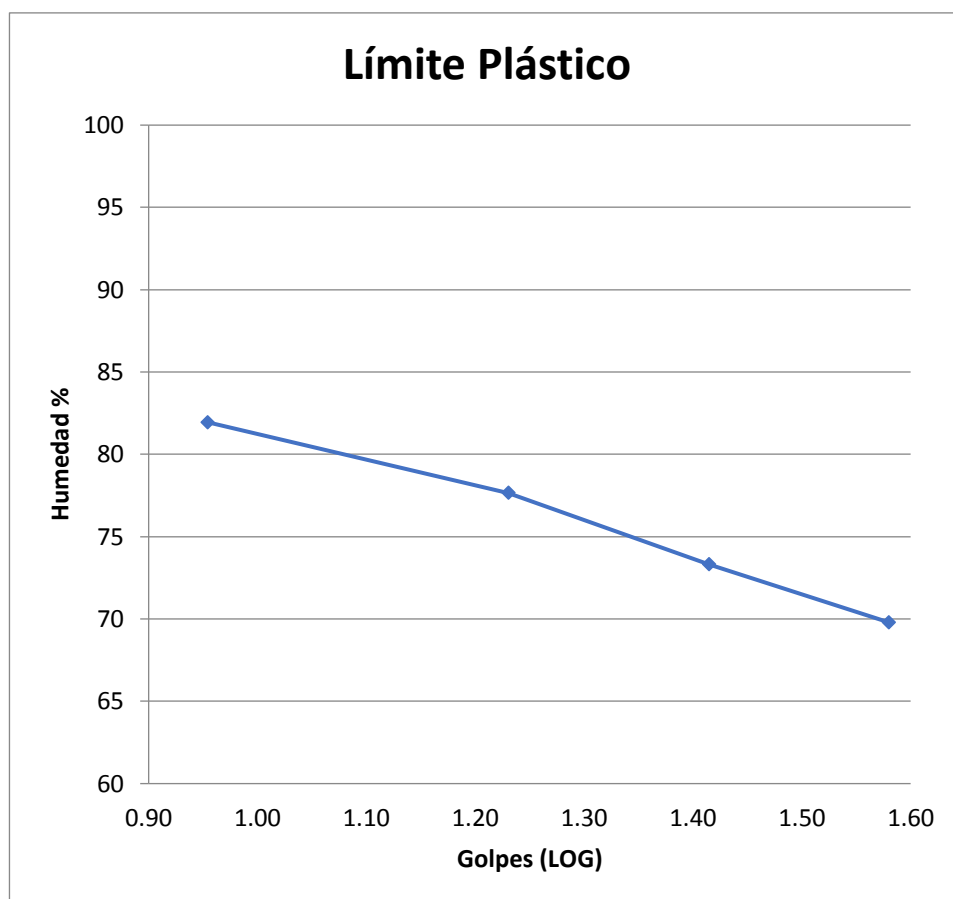


Figura A-18 Limite plástico 6 metros de profundidad

Tabla A-20. 7 metros de profundidad

Profundidad	-7.00	Cota	552	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.48 105.6	76.64 76.38	31.03 31.27	62.23 64.77	63.5
Límite Líquido	38	38	28.54	15.66	73.45	79.240
	27	38.05	28.33	15.74	77.2	
	16	34.09	23.95	11.46	81.18	
	10	34.16	23.8	11.63	85.13	
Límite Plástico		12.33	10.72	5.98	33.97	33.877
		12.58	10.86	5.85	34.33	
		12.72	11	5.84	33.33	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0	100		
Pasa No.4						
Total						
No.10	0	0	0	100		
No.40	0.4	0.4	0	100		
No.200	8.1	8.4	6	94		
Pasa No.200	144	144	94			
Total	152.50					
Peso Hum.	250		Peso Seco		152.4	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	79	Tipo		
Arena	6	LP	34	SUCS	CH	
Finos	94	IP	45	AASHTO	A-7-5	
		HN	64	IG(76)	49	

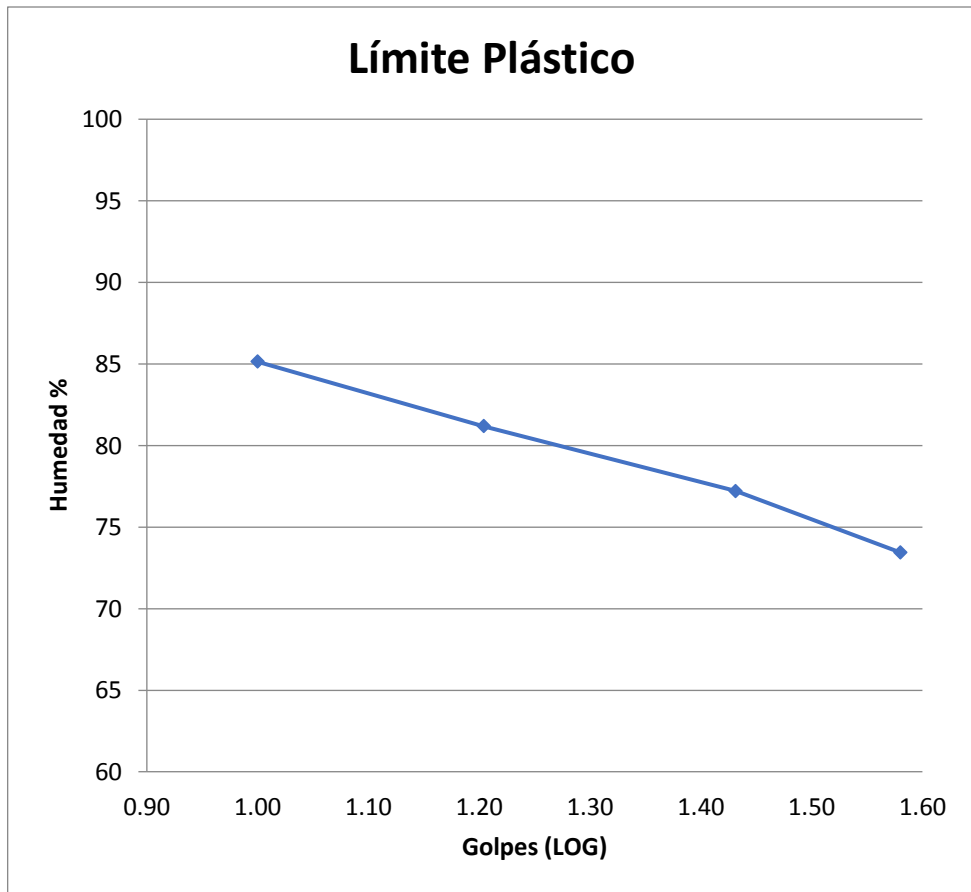


Figura A-19 Limite plástico 7 metros de profundidad

Tabla A-21. 8 metros de profundidad

Profundidad	-8.00	Cota	551	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.64 105.6	68.16 72.33	22.85 30.72	82.72 79.96	81.34
Límite Líquido	39 27 16 9	27.65 29.38 27.46 27.19	21.52 22.3 20.96 20.7	12.65 12.58 12.47 12.69	69.11 72.84 76.56 81.02	74.883
Límite Plástico		11.19 11.25 11.32	10 10.02 10.06	6.02 6.05 6	29.9 30.98 31.03	30.637
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	1.2	1.2	1		99	
No.40	0.5	1.7	1		99	
No.200	16.1	17.8	13		87	
Pasa No.200	120.1	120.1	87			
Total	137.90					
Peso Hum.	250		Peso Seco		137.9	
Clasificación (%)						
Grava	1	LL	75	Tipo		
Arena	12	LP	31	SUCS	CH	
Finos	87	IP	44	AASHTO	A-7-5	
		HN	81	IG(76)	49	

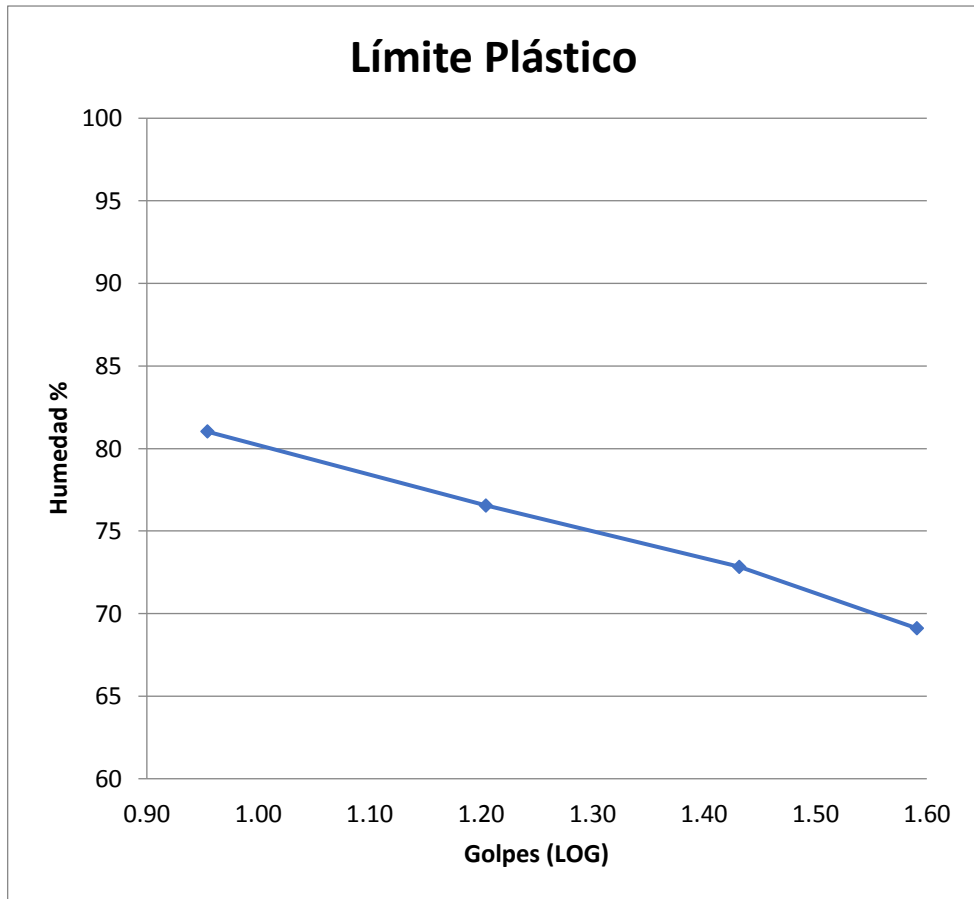


Figura A-20 Limite plástico 8 metros de profundidad

Tabla A-22. 9 metros de profundidad

Profundidad	-9.00	Cota	550	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.67 105.81	39.29 70.24	30.82 30.93	94.57 90.49	92.53
Límite Líquido	37	37.42	27.3	15.42	85.19	90.525
	26	38.01	27.32	15.33	86.16	
	15	37.16	26.58	15.24	93.3	
	9	37.26	26.58	15.62	97.45	
Límite Plástico		14.7	13.8	11.23	35.02	34.450
		14.75	13.88	11.35	34.39	
		14.81	13.88	11.14	33.94	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	1.2	0	0		100	
No.40	0.6	0.6	0		100	
No.200	8.8	9.3	7		93	
Pasa No.200	120.5	120.5	93			
Total	131.10					
Peso Hum.	250		Peso Seco		129.9	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	91	Tipo		
Arena	7	LP	34	SUCS	CH	
Finos	93	IP	56	AASHTO	A-7-5	
		HN	93	IG(76)	61	

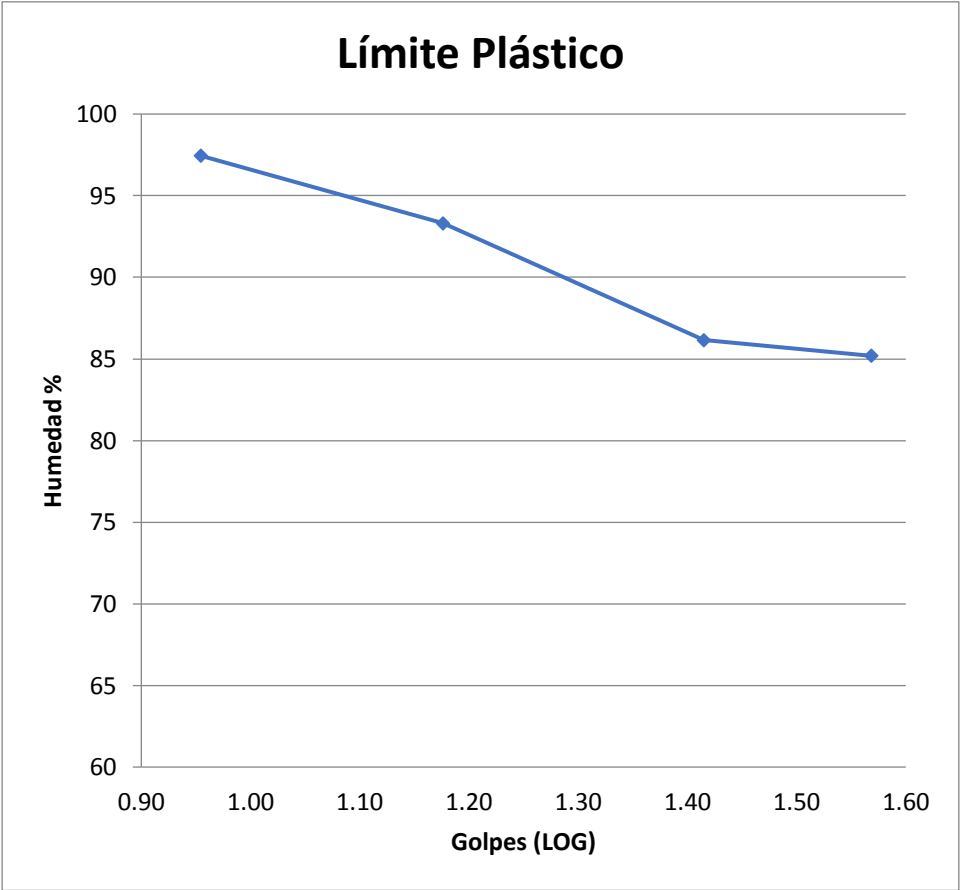


Figura A-21 Limite plástico 9 metros de profundidad

Tabla A-23. 10 metros de profundidad

Profundidad	-10.00	Cota	549	Coordenadas	17 S 702760 E	9971799 N
Nombre del Ensayo	Golpes	W.Hum	W.seco	W.caps	W%	Resultado
Contenido de Agua		105.43 105.48	67.24 66.09	32.34 33.02	109.43 119.11	114.27
Límite Líquido	36	38.29	27.77	15.63	86.66	92.680
	25	38.14	27.52	15.82	90.77	
	16	36.12	26.05	15.41	94.64	
	9	36.28	26.02	15.62	98.65	
Límite Plástico		16.97	15.29	12.11	52.83	53.327
		16.86	15.15	11.96	53.61	
		16.19	14.45	11.2	53.54	
Granulometría						
Suelos Finos Norma AASHTO 11-78-VÍA HÚMEDA						
Tamiz	Peso Ret.	Ret.Acum	%Ret		% Pasa	
11/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
No.4	0	0	0		100	
Pasa No.4						
Total						
No.10	0.3	0.3	0		100	
No.40	0.4	0.7	1		99	
No.200	8.1	8.8	8		92	
Pasa No.200	107.9	107.9	92			
Total	116.70					
Peso Hum.	250		Peso Seco		116.7	
Clasificación (%)						
Grava	0	LL	93	Tipo		
Arena	7	LP	53	SUCS	OH	
Finos	92	IP	39	AASHTO	A-7-5	
		HN	114	IG(76)	47	

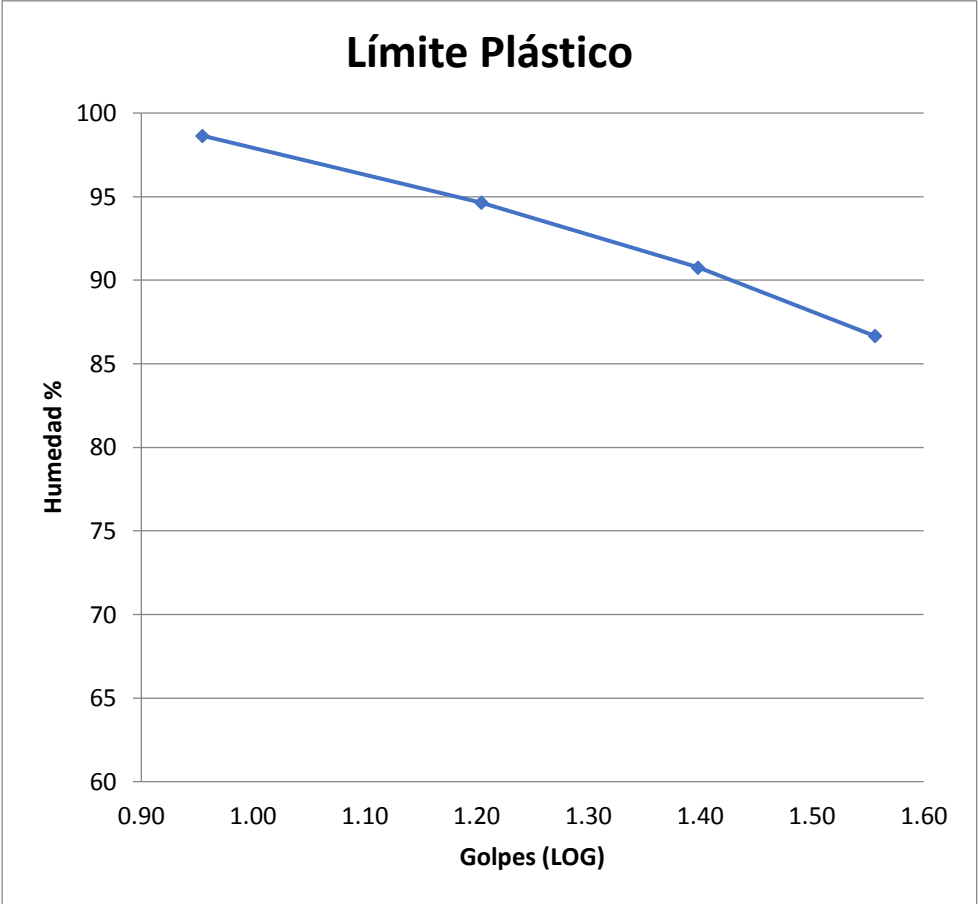


Figura A-22 Limite plástico 10 metros de profundidad

ANEXO B
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tabla B-1. Rubro Demolición

RUBRO: 1 UNIDAD: M2
DETALLE: Demolición REND: 0.200

EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R		
Herramienta menor (5% M.O)					0.1064		
SUBTOTAL M					0.1064		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR		
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.200	1.3640		
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	0.200	0.7640		
SUBTOTAL N					2.1280		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B			
SUBTOTAL O					-		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
Desalojo	m3	0.25	4.35	1.0875			
SUBTOTAL P					1.088		
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	3.3224	
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	0.7309
					OTROS INDIRECTOS %		-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.0533
					VALOR OFERTADO	US \$	4.050

Tabla B-2. Rubro Replanteo y nivelación

RUBRO: **2** UNIDAD: **M2**
Replanteo y nivelación para
 DETALLE: **estructuras** REND: **0.020**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)					0.0107
Equipo de topografía	1	8.000	8.000	0.020	0.1600
SUBTOTAL M					0.1707
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Topógrafo 2 - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	0.020	0.0764
Cadenero - Estr. Oc. D2	2	3.450	6.900	0.020	0.1380
SUBTOTAL N					0.2144
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Alfajías 0.05*0.05*2.40 m	U	0.100	1.500	0.1500	
Clavos 2 1/2"	Kg	0.049	1.800	0.0882	
SUBTOTAL O					0.2382
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) 0.6233
					INDIRECTOS Y UTILIDADES % 22.0% 0.1371
					OTROS INDIRECTOS % -
					COSTO TOTAL DEL RUBRO 0.7604
					VALOR OFERTADO US \$ 0.760

Tabla B-3. Rubro Limpieza y Desalojo

RUBRO: **3** UNIDAD: **M2**
Limpieza y
 DETALLE: **desalojo** REND: **0.025**

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor (5% M.O) Retroexcavadora	1	22.000	22.000	0.025	0.0143 0.5500	
SUBTOTAL M					0.5643	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=CxR	
Operador de excavadora (Estr.Oc C1)	1	3.820	3.820	0.025	0.0955	
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.025	0.1705	
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.2	3.820	0.764	0.025	0.0191	
SUBTOTAL N					0.2851	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
		A	B	C=A*B		
SUBTOTAL O					-	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
		A	B	C=A*B		
Desalojo	m3	0.25	4.35	1.0875		
SUBTOTAL P					1.088	
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.9374
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0% 0.4262
					OTROS INDIRECTOS %	-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	2.3636
					VALOR OFERTADO	US \$ 2.360

Tabla B-4. Rubro Excavación Manual

RUBRO: **4**
Excavación manual suelo natural
 DETALLE: **H=0-2m**

UNIDAD: **M3**
 REND: **0.800**

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% M.O)					0.3418	
SUBTOTAL M					0.3418	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR	
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.800	5.4560	
Albañil - Estr. Oc. D2	0.5	3.450	1.725	0.800	1.3800	
SUBTOTAL N					6.8360	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL O						
-						
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P						
-						
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	7.1778
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0% 1.5791
					OTROS INDIRECTOS %	-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	8.7569
					VALOR OFERTADO	US \$ 8.760

Tabla B-5. Rubro Relleno de material de mejoramiento

RUBRO: **5**
Relleno con material de mejoramiento
 DETALLE: **(compactador)**

UNIDAD: **M3**
 REND.: **0.300**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O) Compactador mecánico	1	3.500	3.500	0.300	0.1023 1.0500
SUBTOTAL M					1.1523
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/H R B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.300	2.0460
SUBTOTAL N					2.0460
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Sub-base clase 3 inc transp Agua	M3 m3	1.100 0.100	13.000 1.000	14.3000 0.1000	
SUBTOTAL O					14.4000
TRANSPORT E					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	17.5983	
			INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	3.8716
			OTROS INDIRECTOS %	-	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	21.4699	
			VALOR OFERTADO	US \$	21.470

Tabla B-6. Rubro Replanteo

RUBRO: **6**
Hormigón S. f'c=140 kg/cm2 en
replanteos

UNIDAD: **M3**
 REND.: **1.200**

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% M.O) Concreteira 1 saco	1	4.500	4.500	1.200	2.4846 5.4000	
SUBTOTAL M					7.8846	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR	
Peón - Estr. Oc. E2	9	3.410	30.690	1.200	36.8280	
Albañil - Estr. Oc. D2	2	3.450	6.900	1.200	8.2800	
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	1.200	4.5840	
SUBTOTAL N					49.6920	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Cemento Tipo I sacos	kg	280.000	0.145	40.6000		
Arena inc transp	m3	0.650	14.000	9.1000		
Ripio 1/2" inc transp	m3	0.950	19.000	18.0500		
Agua	m3	0.250	1.000	0.2500		
SUBTOTAL O					68.0000	
TRANSPORT E						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					-	
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			125.5766	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			22.0%	27.6269
		OTROS INDIRECTOS %				-
		COSTO TOTAL DEL RUBRO				153.2035
		VALOR OFERTADO			US \$	153.200

Tabla B-7. Rubro hormigón premezclado

RUBRO: 7
 Hormigón S. Premezclado f'c=210 kg/cm2 sin encofrado

UNIDAD: M3
 REND.: 1.200

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R	
Herramienta menor (5% M.O)					1.6662	
SUBTOTAL M					1.6662	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR	
Peón - Estr. Oc. E2	5	3.410	17.050	1.200	20.4600	
Albañil - Estr. Oc. D2	2	3.450	6.900	1.200	8.2800	
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	1.200	4.5840	
SUBTOTAL N					33.3240	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B		
Hormigón Premezclado f'c = 210Kg/cm	m3	1.000	154.900	154.9000		
SUBTOTAL O				154.9000		
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B		
SUBTOTAL P					-	
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			189.8902	
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			22.0%	41.7758
		OTROS INDIRECTOS %				-
		COSTO TOTAL DEL RUBRO				231.6660
		VALOR OFERTADO			US \$	231.670

Tabla B-8. Rubro acero de refuerzo cimentación

RUBRO: **8**
Acero de refuerzo f'y= 4200 kg/cm2
 DETALLE: **cimentación**

UNIDAD: **KG**
 REND.: **0.040**

EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R		
Herramienta menor (5% M.O)					0.0213		
SUBTOTAL M					0.0213		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/H R B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR		
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.040	0.2728		
Fierrero - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	0.040	0.1380		
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.1	3.820	0.382	0.040	0.0153		
SUBTOTAL N					0.4261		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B			
Acero refuerzo f'y=4.200 kg/cm2	kg	1.050	1.100	1.1550			
Alambre recocido # 18 (20Kg)	kg	0.050	2.000	0.1000			
SUBTOTAL O					1.2550		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
SUBTOTAL P					-		
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.7024	
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	0.3745
					OTROS INDIRECTOS %		-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO		2.0769
					VALOR OFERTADO	US \$	2.080

Tabla B-9. Rubro acero de refuerzo loza

RUBRO: **9**
Acero de refuerzo f'y= 4200
 DETALLE: **kg/cm2 Losa**

UNIDAD: **KG**
 REND.: **0.040**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)					0.0145
SUBTOTAL M					0.0145
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Peón - Estr. Oc. E2	1	3.410	3.410	0.040	0.1364
Fierrero - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	0.040	0.1380
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.1	3.820	0.382	0.040	0.0153
SUBTOTAL N					0.2897
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Acero refuerzo f'y=4.200 kg/cm2	kg	1.050	1.100	1.1550	
Alambre recocido # 18 (20Kg)	kg	0.050	2.000	0.1000	
SUBTOTAL O					1.2550
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.5592	
			INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	0.3430
			OTROS INDIRECTOS %	-	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.9022	
			VALOR OFERTADO	US \$	1.900

Tabla B-10. Rubro hormigón premezclado

RUBRO: 10

UNIDAD: M3

DETALLE: Hormigón S. f'c=210 kg/cm2 premezclado sin encofrado

REND.: 1.000

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O) vibrador	1	3.000	3.000	1.000	1.7335 3.0000
SUBTOTAL M					4.7335
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT A	JORNAL/H R B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Peón - Estr. Oc. E2	5	3.410	17.050	1.000	17.0500
Albañil - Estr. Oc. D2	2	3.450	6.900	1.000	6.9000
Encofrador - Estr. Oc. D2	2	3.450	6.900	1.000	6.9000
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	1.000	3.8200
SUBTOTAL N					34.6700
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Hormigón Premezclado f'c = 210Kg/cm	m3	1.000	154.900	154.8400	
SUBTOTAL O				154.8400	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			194.2435
		INDIRECTOS Y UTILIDADES %			22.0% 42.7336
		OTROS INDIRECTOS %			-
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			236.9771
		VALOR OFERTADO			US \$ 236.980

Tabla B-11. Rubro acero de refuerzo muro

RUBRO: 11
Acero de refuerzo f'y= 4200
 DETALLE: **kg/cm2 Muro**

UNIDAD: **KG**
 REND.: **0.040**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)					0.0213
SUBTOTAL M					0.0213
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	0.040	0.2728
Fierrero - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	0.040	0.1380
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.1	3.820	0.382	0.040	0.0153
SUBTOTAL N					0.4261
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Acero refuerzo f'y=4.200 kg/cm2	kg	1.050	1.100	1.1550	
Alambre recocido # 18 (20Kg)	kg	0.050	2.000	0.1000	
SUBTOTAL O					1.2550
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA			TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	1.7024	
			INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	0.3745
			OTROS INDIRECTOS %	-	
			COSTO TOTAL DEL RUBRO	2.0769	
			VALOR OFERTADO	US \$	2.080

Tabla B-12. Rubro acero estructural vigas

RUBRO: **12** UNIDAD: **KG**
Acero Estructural
 DETALLE: **Vigas** REND.: **0.071**

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CAN T.	TARIFA	COSTO HORA	REND.	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor (5% M.O)					0.0503	
Roladora hidráulica	0.05	8.000	0.400	0.071	0.0284	
Soldadora eléctrica 240 Amp.	1.00	2.500	2.500	0.071	0.1775	
Amoladora 15 AMP	0.50	1.000	0.500	0.071	0.0355	
Compresor 1 HP	0.10	2.500	0.250	0.071	0.0178	
SUBTOTAL M					0.3095	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CAN T.	JORNAL/ HR	COSTO HORA	REND.	COSTO	
	A	B	C=A*B	R	D=CxR	
Maestro especialista soldador - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	0.071	0.2712	
Ayudante soldador - Estr. Oc. D2	3	3.450	10.350	0.071	0.7349	
SUBTOTAL N					1.0061	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	P. UNITARIO	COSTO		
			B		C=A*B	
Acero laminado A-36	kg	1.050	1.200	1.2600		
Electrodos 60-11	kg	0.050	3.130	0.1565		
pintura anticorrosiva	gln	0.003	16.000	0.0480		
Thinner laca	gln	0.003	5.500	0.0165		
SUBTOTAL O					1.4810	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.	TARIFA	COSTO		
		A	B		C=A*B	
SUBTOTAL P					-	
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2.7966
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0% 0.6153
					OTROS INDIRECTOS %	-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.4119
					VALOR OFERTADO US \$	3.410

Tabla B-13. Rubro acero estructural columnas

RUBRO: **13** UNIDAD: **KG**
Acero Estructural
 DETALLE: **Columnas** REND.: **0.071**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CAN T. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)					0.0503
Roladora hidráulica	0.05	8.000	0.400	0.071	0.0284
Soldadora eléctrica 240 Amp.	1.00	2.500	2.500	0.071	0.1775
Amoladora 15 AMP	0.50	1.000	0.500	0.071	0.0355
Compresor 1 HP	0.10	2.500	0.250	0.071	0.0178
SUBTOTAL M					0.3095
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CAN T. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
Maestro especialista soldador - Estr. Oc. C1	1	3.820	3.820	0.071	0.2712
Ayudante soldador - Estr. Oc. D2	3	3.450	10.350	0.071	0.7349
SUBTOTAL N					1.0061
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARI O B	COSTO C=A*B	
Acero laminado A-36	kg	1.050	1.200	1.2600	
Electrodos 60-11	kg	0.050	3.130	0.1565	
pintura anticorrosiva	gln	0.003	16.000	0.0480	
Thinner laca	gln	0.003	5.500	0.0165	
SUBTOTAL O					1.4810
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.7966
INDIRECTOS Y UTILIDADES % 22.0%					0.6153
OTROS INDIRECTOS %					-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.4119
VALOR OFERTADO US \$					3.410

Tabla B-14. Rubro malla electrosoldada

RUBRO: **14**
Malla
 DETALLE: **electrosoldada**

UNIDAD: **M2**
 REND.: **0.200**

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANT · A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% M.O)					0.0000
SUBTOTAL M					0.0000
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT · A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR
SUBTOTAL N					0.0000
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Malla electrosoldada 15*15*4,5 mm	m2	1.050	3.500	3.6750	
SUBTOTAL O					3.6750
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
				-	
SUBTOTAL P					-
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.6750
INDIRECTOS Y UTILIDADES %					22.0%
OTROS INDIRECTOS %					-
COSTO TOTAL DEL RUBRO					4.4835
VALOR OFERTADO					US \$ 4.480

Tabla B-15. Rubro hormigón premezclado losetas

RUBRO: 15
Hormigón S. Premezclado f'c=210 kg/cm2
DETALLE: losetas

UNIDAD: M3
REND.: 1.000

EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANT. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R		
Herramienta menor (5% M.O) vibrador	1	3.000	3.000	1.000	0.7815 3.0000		
SUBTOTAL M					3.7815		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CANT. A	JORNAL/H R B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR		
Peón - Estr. Oc. E2	2	3.410	6.820	1.000	6.8200		
Albañil - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	1.000	3.4500		
Encofrador - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	1.000	3.4500		
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.5	3.820	1.910	1.000	1.9100		
SUBTOTAL N					15.6300		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B			
Hormigón Premezclado f'c = 210Kg/cm	m3	1.000	154.900	154.9000			
SUBTOTAL O					154.9000		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
SUBTOTAL P					-		
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	174.3115	
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	38.3485
					OTROS INDIRECTOS %		-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO		212.6600
					VALOR OFERTADO	US \$	212.660

Tabla B-16. Rubro placa colaborante

RUBRO: 16 UNIDAD: M2
 Placa
 DETALLE: colaborante REND.: 0.200

EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CAN T. A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=C*R		
Herramienta menor (5% M.O)					0.0839		
SUBTOTAL M					0.0839		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN (CATEG.)	CAN T. A	JORNAL/ HR B	COSTO HORA C=A*B	REND. R	COSTO D=CxR		
Maestro mayor de obras civiles - Estr. Oc. C1	0.2	3.820	0.764	0.200	0.1528		
Peón - Estr. Oc. E2	1	3.410	3.410	0.200	0.6820		
Ayudante soldador - Estr. Oc. D2	1	3.450	3.450	0.200	0.6900		
Maestro especialista soldador - Estr. Oc. C1	0.2	3.820	0.764	0.200	0.1528		
SUBTOTAL N					1.6776		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	P. UNITARIO B	COSTO C=A*B			
Placa Colaborante	m2	1.000	10.500	10.5000			
SUBTOTAL O					10.5000		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT. A	TARIFA B	COSTO C=A*B			
SUBTOTAL P					-		
ESTE PRECIO NO INCLUYE EL IVA					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	12.2615	
					INDIRECTOS Y UTILIDADES %	22.0%	2.6975
					OTROS INDIRECTOS %		-
					COSTO TOTAL DEL RUBRO		14.9590
					VALOR OFERTADO	US \$	14.960

ANEXO C
PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES

BIBLIOGRAFÍA

ACI.2008. Obtenido de ACI 318-08. *American Concrete Institute* , Estados Unidos.

AISC.2010. *Specification For Structural Steel Building*. Estados Unidos.Cod:341.

AISC,2010. *Specification For Structural Steel Building*.Estados Unidos.Cod:360.

Arroyo, S. C. 2007. *Los Estudios de Impacto Ambiental:Tipos,Métodos, y Tendencias* . Madrid : Escuela de Organización Industrial .

ASCE.2010. *American Society of civil Engineers*Estados Unidos.

ASTM.1996. *Annual Book of ASTM Standars*. USA. doi:0-8031-2300-0. Vol. 04.08.

ASTM.1996. *Anual Book of ASTM Standars*. USA. doi:0-8031-2301-9. Vol. 04.09.

Das, B. M. 2001. *Principios de Ingenierías de Cimentación*. México: Thomson Learning.

DIPAC. 2016. Perfiles Laminados IP. En DIPAC, *Perfiles Laminados IP*. Ecuador.

EcuRED. (s.f.). Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2017, de https://www.ecured.cu/Provincia_de_Santo_Domingo_de_los_Ts%C3%A1chilas

Guerra, M. 2013. *Diseño de Cimentaciones Sismo Resistentes Utilizando SAFE*. Quito.

Hormi2. (s.f.). *Hormi2 La Nueva Generacion del Hormigón Armado*. Obtenido de <http://hormi2.com/tipos-de-panel/>

M.Das, B. 1999. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Learning.

NEC. 2015. Norma Ecuatoriana de la Construcción. En NEC, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

NEC. 2015. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador.

Novacero. 2017. Catálogo de Productos. En Novacero, *Catálogo de Productos* (pág. 16).

SAP2000. (s.f.). SAP2000.

Tapia, C. 2010. *Propuesta de mejoramiento del proceso constructivo para viviendas unifamiliares con sistema Hormi2*. Obtenido de Escuela Politécnica Nacional: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2157>

Ticona, A. 2014. *Análisis Granulométrico por tamizado ASTM D 422*. Lima : Universidad Nacional de Ingeniería .

TULSMA. 2015. *Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministro del Ambiente*. Ecuador.