



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA PARA LA
CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE USO EMPRESARIAL SOBRE
SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES EN LA PARROQUIA LA
PUNTILLA, SAMBORONDÓN”

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

ALFREDO ROBERTO CAMPODÓNICO VILLANUEVA

DANIEL ANDRÉS MALDONADO AMAYA

GUAYAQUIL – ECUADOR
2018

DEDICATORIA

A mis padres por ser fundamentales no solo en mi formación profesional si no como persona, por ser mis mejores amigos y lo que más quiero en el mundo. Todo lo bueno que pueda llegar a ser, es gracias a ellos. A mis amigos por las alegrías que me han compartido y a María José por su apoyo incondicional.

Roberto Campodónico Villanueva.

DEDICATORIA

A Dios, por su gran amor por mí en la cruz, a mis amados padres, que me regalaron parte de su vida a través de su esfuerzo, a mis hermanos por extenderme su mano para verme crecer, y a mis amigos por siempre hacerme reír.

Daniel Andrés Maldonado Amaya

AGRADECIMIENTO

A nuestros padres, familiares y amigos, por brindarnos el apoyo necesario para lograr esta meta, al Dr. Miguel Angel Chavez y al Msc. Davide Besenzon por ser tan desprendidos con su conocimiento y siempre estar dispuestos a ayudar.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral y los profesores que contribuyeron a nuestra formación académica.

Roberto Campodónico Villanueva

Daniel Andrés Maldonado Amaya

TRIBUNAL DEL PROYECTO

**Ph.D. Hugo Egeuz Alava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**Ph.D. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR 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)

Alfredo Roberto Campodónico Villanueva

Daniel Andrés Maldonado Amaya

RESUMEN

Nuestro país presenta un elevado riesgo sísmico por encontrarse en el cinturón de fuego del pacífico. La presencia de suelos blandos y de compacidad muy baja obliga a realizar soluciones geotécnicas tales como el uso de una cimentación compensada para disminuir sustancialmente los asentamientos que provocaría la construcción del nuevo edificio, además de el empleo de columnas de grava con el fin de mitigar los efectos de licuefacción, fenómeno que presenta un riesgo elevado de ocurrencia debido a la baja compacidad y nivel freático alto presente en los estratos areno limosos y limo arenosos característicos de la zona.

Se espera que las columnas de grava propuestas presenten desempeños óptimos en la mitigación de los efectos de la licuefacción., así como se esperan asentamientos de pocos centímetros gracias a la cimentación compensada . Una Tablaestacada de 12 m puede proporcionar el anclaje pasivo necesario para estabilizar la excavación del sótano.

Se eligió un sistema estructural de porticos especiales de hormigón armado resistente a momentos el cual presentó comportamiento óptimo para cargas gravitacionales y la demanda sísmica de un sismo severo.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DEL PROYECTO	V
DECLARACIÓN EXPRESA	VI
RESUMEN	VII
ÍNDICE GENERAL.....	VIII
ABREVIATURAS	XVIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XXV
ÍNDICE DE TABLAS	XXXIV
CAPITULO 1.....	43
INTRODUCCIÓN	43
1.1 Antecedentes	44
1.2 Descripción del problema	47
1.3 Objetivos	48
1.3.1 Objetivo General.....	48
1.3.2 Objetivos Específicos.....	48
1.4 Justificación.....	49
1.5 Descripción de la estructura	50
1.5.1 Uso de la edificación.....	50

1.5.2 Planteamiento estructural	51
1.5.3 Modelo arquitectónico.....	54
1.6 Descripción de los materiales.....	55
1.6.1 Hormigón Super Estructura	55
1.6.2 Hormigón Sistema Monolítico de losas de cimentación y muros pantalla.	55
1.6.3 Acero de refuerzo corrugado ASTM 706 Grado 60 4200 kg/cm2 .	55
1.7 Normativa Aplicada	56
CAPITULO 2.....	57
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO.....	57
2.1 Ubicación Geográfica	58
2.2 Descripción geológica de la zona.....	59
2.3 Estudio de suelos	62
2.3.1 Estratigrafía del suelo	63
CAPITULO 3.....	65
ESTIMACIÓN DE CARGAS	65
3.1 Estimación de cargas gravitacionales	66
3.1.1 Carga muerta.....	66
3.1.2 Carga viva.....	68
3.2 Estimación de cargas sísmicas	69
3.2.1 Niveles de amenaza sísmica y desempeño estructural	69

3.2.2 Zonificación sísmica.....	70
3.2.3 Factores de Amplificación de la onda sísmico	72
3.2.4 Espectro de Respuesta Elástico	75
3.2.5 Espectro de Respuesta Inelástico	79
3.2.5.1 Factor de reducción de respuesta sísmica “R”	80
3.2.5.2 Factor de importación “Ie”	82
3.2.5.3 Factores de irregularidad en planta y elevación	83
3.2.5.4 Cálculo del espectro de Respuesta Inelástico.....	83
3.3 Comparación entre Espectro de Respuesta Elástico y el Espectro de Respuesta de diseño.....	85
3.4 Periodo fundamental y coeficiente de respuesta.....	86
3.5 Peso Reactivo de la edificación.....	87
3.6 Cortante basal sísmico.....	88
3.7 Distribución de fuerzas sísmicas en cada piso	88
3.8 Componente vertical del sismo de diseño	89
CAPITULO 4.....	91
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	91
4.1 Predimensionamiento de vigas principales	92
4.1.1 Estimación de momentos por carga gravitacional	92
4.1.2 Estimación de momento por cargas sísmica,	93
4.1.3 Predimensionamiento de vigas secundarias.....	97

4.1.4 Predimensionamiento de columnas	98
CAPITULO 5.....	100
MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	100
5.1 Creación de Modelo Estructural	101
5.1.1 Asignación secciones	101
5.1.2 Inercias de secciones agrietadas.....	102
5.1.3 Asignación de diafragmas rígidos.....	104
5.1.4 Asignación de brazos rígidos.....	106
5.2 Análisis Modal	107
5.2.1 Fuente de masas	107
5.2.2 Periodo fundamental de vibración	107
5.2.3 Número de modos de vibración	109
5.3 Estados de carga	110
5.3.1 Carga muerta.....	110
5.3.2 Carga viva.....	111
5.3.3 Carga viva de cubierta	111
5.3.4 Carga sísmica.....	111
5.4 Combinaciones de carga (NEC 2015).....	114
5.5 Derivas de piso.....	115
5.6 Derivas admisibles	118
5.7 Efecto de Segundo Orden P-Delta.....	119

5.8 Analisis estructural	120
5.8.1 Envoltente de Momento Flector	121
5.8.2 Carga axial en columnas	122
5.8.3 Envoltente de cortante	123
CAPITULO 6.....	124
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	124
6.1 Diseno de Losas.....	125
6.1.1 Descripcion de la losa y disposiciones del codigo.	125
6.1.2 Estimación de momentos.....	126
6.1.3 Diseño a flexión	128
6.1.4 Revisión por cortante	131
6.1.5 Detalle estructural de losa	132
6.2 Diseño de vigas secundarias.....	133
6.2.1 Diseño por flexión	133
6.2.2 Revisión por cortante	136
6.2.3 Detalle estructural	139
6.3 Diseño de vigas principales.....	142
6.3.1 Requisitos de ductilidad (Cap. 21 ACI)	142
6.3.1.1 Articulación plástica.....	142
6.3.1.2 Zona de articulación plástica	143
6.3.1.3 Requisitos de confinamiento dentro de zonas donde se esperan articulaciones plásticas	144

6.3.1.4 Demanda de cortante en la zona de articulación pástica	147
6.3.2 Refuerzo longitudinal	150
6.3.2.1 Requisitos de integridad estructural	150
6.3.2.2 Demanda de momentos flectores.....	152
6.3.2.3 Cálculo de refuerzo longitudinal	154
6.3.3 Detalla estructural de vigas.....	157
6.3.3.1 Vigas principales ejes “X” e “Y”	157
6.4 Diseño de columnas	162
6.4.1 Revisión por método LRFD.....	162
6.4.2 Revisión del criterio Columna Fuerte – Viga Débil.....	172
6.4.3 Separaciones del refuerzo transversal.....	178
6.4.4 Cuantía del refuerzo transversal	180
6.4.5 Requerimientos de fuerza cortante	181
6.4.6 Detallamiento Estructural.....	186
CAPITULO 7.....	188
ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN	188
7.1 Análisis de la licuefacción del suelo	189
7.1.1 Mecanismos de licuefacción	189
7.1.2 Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción para suelos con predominancia cohesiva.	192
7.1.3 Análisis cuantitativo de la probabilidad de licuefacción de estratos granulares.....	199

7.1.4 Demanda de esfuerzo cortante cíclico (CSR)	201
7.1.4.1 Factor de reducción del esfuerzo cortante (rd).....	202
7.1.4.2 Ensayo SPT	203
7.1.4.3 Corrección por la energía de golpe (N_{60}).....	205
7.1.4.4 Corrección por sobre carga del terreno (N_1) ₆₀	205
7.1.4.5 Corrección por contenido de finos (N_1) _{60cs}	206
7.1.5 Razón de resistencia al cortante cíclico del suelo (CRR)	207
7.1.5.1 Corrección por esfuerzo efectivo ($K\sigma$)	208
7.1.5.2 Corrección por magnitud de momento del sismo (MSF)	209
7.1.6 Resultados para el estrato Limo Arenoso en la Zona de “La Puntilla”	210
7.1.6.1 Cálculo de tensiones normales y tensiones efectivas	210
7.1.6.2 Numero de golpes del ensayo SPT corregido para el estrato Areno Limoso.	211
7.1.6.3 Cálculo de la razón resistencia al esfuerzo cortante cíclico del suelo (CRR)	213
7.1.6.4 Cálculo de la razón de esfuerzo cortante cíclico inducida por el sismo (CSR).....	215
7.1.6.5 Factor de seguridad a la licuefacción (FS)	215
7.2 Columnas de grava	219
7.2.1 Descripción	219
7.2.2 Objetivos.....	221

7.2.3 Métodos constructivos	222
7.2.3.1 Vibrosustitución o vía húmeda	223
7.2.3.2 Penetración del vibrador	223
7.2.3.3 Ensanche de la perforación.....	223
7.2.3.4 Sustitución.....	224
7.2.3.5 Terminado	224
7.2.3.6 Vibrodesplazamiento o vía seca.....	225
7.2.3.7 Posicionado y penetración del vibrador.....	225
7.2.3.8 Compactación	225
7.2.3.9 Acabado	226
7.2.4 Análisis comparativo y selección de método	226
7.2.5 Características de las columnas de grava	228
7.2.6 Comportamiento de las columnas de grava.....	229
7.2.6.1 Deformaciones en columnas de grava	229
7.2.6.2 Mecanismos de falla.....	230
7.2.7 Mitigación del riesgo de licuefacción	231
CAPITULO 8.....	233
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	233
8.1 Excavación	234
8.1.1 Descripción	234
8.1.2 Consideraciones técnicas	234
8.1.3 Procedimiento constructivo	235

8.1.4 Estimación de parámetros de resistencia del suelo	236
8.1.5 Estimación de empujes laterales de suelo.....	239
8.1.5.1 Muros de sótano.....	242
8.1.6 Diseño a flexión del muro de sótano.....	248
8.1.7 Revisión por cortante	249
8.2 Diseño de cimentación	249
8.2.1 Losa de cimentación por sótanos	249
8.2.2 Cimentación compensada	250
8.2.2.1 Cimentación totalmente compensada	251
8.2.2.2 Cimentación sub compensada	251
8.2.2.3 Cimentación sobre compensada	251
8.2.3 Requerimientos NEC 2015 Cimentación y Geotecnia	252
8.2.4 Método Rígido Convencional.....	252
8.2.4.1 Cargas de Columnas.....	253
8.2.4.2 Cálculo del peralte de la losa	255
8.2.4.3 Excentricidad de la carga resultante	258
8.2.4.4 Presión sobre el suelo debajo de la losa	259
8.2.4.5 Diseño por flexión eje X	262
8.2.5 Diseño por flexión eje Y	267
8.2.6 Detalle estructural	271
8.2.7 Incremento de la carga neta	271
8.2.8 Estabilidad por volteo.....	275

8.2.9 Asentamientos tolerables.....	277
8.2.10 Asentamientos esperados	277
8.2.11 Análisis de la flotabilidad de la Edificación.....	279
CAPITULO 9.....	282
ANÁLISIS DE COSTO DE LA OBRA	282
9.1 Análisis de costo de obra	283
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	287
CONCLUSIONES	288
RECOMENDACIONES.....	291

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
HA	Hormigón Armado
LRFD	Load and Resistance Factor Design
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PCRM	Pórtico de Concreto Resistente a Momento
PGA	Peak Ground Acceleration
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
USGS	United States Geological Survey

SIMBOLOGÍA

A_s	Área del acero de refuerzo longitudinal
$A_{s\min}$	Acero de refuerzo longitudinal mínimo
A_{st}	Área del acero de refuerzo transversal
A_v	Área de refuerzo a cortante
A_{oh}	Área encerrada por eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir torsión.
B	Ancho de la losa de cimentación
b_w	Ancho de la seccion
c	Cohesión de suelos
cm	Centímetro
φ_e	Coefficiente de regularidad en elevación
φ_p	Coefficiente de regularidad en planta
C_s	Coefficiente de respuesta de diseño
C_t	Coefficiente para estimación del periodo fundamental
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
ρ	Densidad / Cuantía de refuerzo A_s evaluado sobre el
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

ϕ	Diámetro de la varilla / Factor de reducción de Resistencia para el método LRFD
e	Espesor
$e_x e_y$	Excentricidad de aplicación de carg
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
F_d	Coeficiente de amplificación del suelo. amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
Φ'	Ángulo de fricción interna
FS	Factor de seguridad
F_s	Coeficiente de amplificación del suelo.
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
G	Aceleración o Intensidad de la gravedad
H	Altura de las secciones de elementos estructurales
H_i	Altura del piso i considerado
H_n	Altura total de la edificación
I	Coeficiente de importancia de la estructura

I, I_x, I_y	Inercia, en sentido x y en sentido y
IP	Límite plástico de los suelos
K	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura/ Factor de longitud de pandeo efectivo
Kg	Kilogramo
Kg/cm^2	Kilogramo por centímetro cuadrado
k	Coeficiente de distribución horizontal de fuerzas sísmicas
L	Mayor dimensión de la losa de cimentacion
l_d	Longitud de desarrollo en tracción para barras Corrugadas
l_e	Longitud del empalme por traslape del refuerzo
l_{dh}	Longitud de anclaje
m	Metro
m^2	Metro cuadrado
mm	Milímetro
mm^2	Milímetro cuadrado
M_n	Resistencia nominal a la flexión en la sección
M_p	Momento plástico
M_u	Momento mayorado en la sección
Mn	Momento nominal en la seccion especificada

M_w	Magnitud de momento
N	Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en el perfil del suelo / Número de pisos
Γ	Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T=0.1$ s
N_{spt}	Números de golpes del ensayo SPT
N_{60}	Numero de golpes del ensayo SPT corregido al 60% de la energía potencial teorica disponible
$N_{(1)60}$	Numero de golpes del ensayo SPT corregido para presión de confinamiento de una atmosfera
$N_{(1)60CS}$	Numero de golpes del ensayo SPT corregido para una presión de confinamiento de una atmosfera y por contenido de finos
σ'_v	Esfuerzo efectivo vertical
σ'_{h0}	Esfuerzo horizontal efectivo en reposo
σ'_{ha}	Esfuerzo horizontal efectivo activo
σ'_{hp}	Esfuerzo horizontal efectivo pasivo
P_i	Carga de servicio en columna
%	Porcentaje
P_u	Fuerza de compresión axial ultima
pulg	Pulgadas
ρ_{min}	Cuantia minima de refuerzo

p_{max}	Cuantía máxima de refuerzo
qL	Carga viva distribuida
qd	Carga muerta distribuida
qu	Carga ultima distribuida
q_{adm}	Esfuerzo admisible del suelo
Q_i	Índice de estabilidad del piso
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
S	Ancho de influencia
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleración
S_u	Resistencia al corte no drenado de suelos
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
V_c	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
V_i	Cortante sísmico del piso i
V_s	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo a cortante
V_u	Fuerza cortante mayorada en la sección
W	Peso sísmico
W_d	Carga Muerta
W_L	Carga Viva
W_{pp}	Carga muerta por peso propio

Z Aceleración máxima esperada para el sismo de diseño
en roca para el sitio

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Hundimiento del terreno por licuefacción del suelo.....	46
Figura 1.2 Cercanía del evento ocurrido en Plaza Lagos respecto al lugar de la obra.....	46
Figura 1.3 Sistema Estructural, Porticos en “X”.	52
Figura 1.4 Sistema Estructural, Pórticos en “Y”.	52
Figura 1.5 Sistema Estructural – Vista en plata de Losa.....	53
Figura 1.6 Fachada frontal, Diseño Arquitectónico	54
Figura 1.7 Fachada frontal, Diseño Arquitectónico	54
Figura 2.1 Ubicación del edificio a diseñarse.....	59
Figura 2.2 Ubicación del área de trabajo.	59
Figura 2.3 Mapa Geológico del Ecuador.....	60
Figura 2.4 Tipología geológica de la costa perteneciente al periodo cuaternario.....	61
Figura 2.5 La Puntilla, como efecto directo de los depósitos aluviales de los ríos Dale y Babahoyo.....	62
Figura 3.1 Detalle de losa.	67
Figura 3.2 Zonificación sísmica. Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.....	72
Figura 3.3 Espectro de respuesta	77

Figura 3.4 Espectro elástico del sitio de implantación del edificio Empresarial en “La Puntilla”, Samborondón. Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.....	79
Figura 3.5 Espectro inelástico del sitio de implantación del edificio Empresarial en “La Puntilla”, Samborondón. Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.....	84
Figura 3.6 Comparación entre las aceleraciones del espectro de respuesta elástico vs Espectro de Respuesta bajo el cual será diseñada la edificación.	85
Figura 4.1 Método del portal.	94
Figura 5.1 Ingreso de factores que consiera el agrietamiento que experimentá una viga a lo largo de su vida útil.	103
Figura 5.2 Ingreso de factores que considera el agrietamiento que experimentará una columna a lo largo de su vida útil.	103
Figura 5.3 Ingreso de factores que considera el agrietamiento que exprimentará una columa a lo largo de su vida útil.	104
Figura 5.4 Asignación de los nudos de un piso a un mismo diafragma rígido para la modelación sísmica del piso.	105
Figura 5.5 Creación de diafragmas rígidos por cada piso.	105
Figura 5.6 Asignación de brazos rígidos en los nodos viga – columna.....	106
Figura 5.7 Estados de carga que se utilizan como fuentes de masa para el análisis sísmico.	107

Figura 5.8 Estados de carga.	110
Figura 5.9 Asignación de la contribución de componentes sísmicas horizontales para el estudio del sismo crítico en dirección “X”.	112
Figura 5.10 Asignación de la contribución de componentes sísmicas horizontales para el estudio del sismo crítico en dirección “X”.....	112
Figura 5.11 Asignación del coeficiente de cortante basal, excentricidad accidental debido a la carga viva y coeficiente de distribución vertical de fuerzas sísmicas en la dirección “X”.	113
Figura 5.12 Asignación del coeficiente de cortante basal, excentricidad accidental debido a la carga viva y coeficiente de distribución vertical de fuerzas sísmicas en la dirección “X”.	114
Figura 5.13 Asignación de las combinaciones de carga para diseño por método LRFD recomendadas por la NEC 2015.....	115
Figura 5.14 Derivas de entrepiso.	116
Figura 5.15 Envolvente de Momento Flector para el eje 2 (critico en la dirección X).....	121
Figura 5.16 Envolvente de Momento Flector para el eje C (critico en la dirección Y).....	122
Figura 5.17 Envolvente de Carga Axial para el eje 2 (critico).	122
Figura 5.18 Envolvente de Fuerza Cortante 2-2 para el eje 2 (critico en la dirección X).....	123

Figura 5.19 Envolvente de Fuerza Cortante 2-2 para el eje C (critico en la dirección Y).....	123
Figura 6.1 Corte de losa.....	126
Figura 6.2 Corte de losa piso 1-2-3-4.....	132
Figura 6.3 Corte de losa de cubierta.	132
Figura 6.4 Detalle de viga secundaria.	139
Figura 6.5 Detalle de viga secundaria, piso 1.	139
Figura 6.6 Detalle de viga secundaria, piso 1.	140
Figura 6.7 Sección de viga secundaria piso 1.....	140
Figura 6.8 Detalle de viga secundaria, piso 2-3-4.	140
Figura 6.9 Detalle de viga secundaria, piso 2-3-4.	141
Figura 6.10 Sección de viga secundaria piso 2-3-4.	141
Figura 6.11 Detalle de viga secundaria, cubierta.	141
Figura 6.12 Detalle de viga secundaria, cubierta.	142
Figura 6.13 Sección de viga secundaria cubierta.....	142
Figura 6.14 Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo longitudinal suscitado en una edificación durante el sismo de México 85 por falta de confinamiento en la zona de articulación plástica.	145
Figura 6.15 Esquema del cálculo de la fuerza cortante de diseño en la zona de articulación plástica. Fuente: American Concrete Institute (ACI – 318), 2015.....	149

Figura 6.16 Requisitos de integridad estructural para el acero de refuerzo longitudinal.....	152
Figura 6.17 Detalle de viga principal eje “X” piso 1.....	157
Figura 6.18 Sección de viga principal eje “X” piso 1.....	157
Figura 6.19 Detalle de viga principal eje “X” piso 2. Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.....	158
Figura 6.20 Sección de viga principal eje “X” piso 1.....	158
Figura 6.21 Detalle de viga principal eje “X” piso 3.....	158
Figura 6.22 Sección de viga principal eje “X” piso 3.....	159
Figura 6.23 Detalle de viga principal eje “X” piso 4.....	159
Figura 6.24 Sección de viga principal eje “X” piso 4.....	159
Figura 6.25 Detalle de viga principal eje “X” piso 5.....	160
Figura 6.26 Sección de viga principal eje “X” piso 5.....	160
Figura 6.27 Detalle de viga principal eje “Y” piso 1-2-3.....	160
Figura 6.28 Sección de viga principal eje “X” piso 5.....	161
Figura 6.29 Detalle de viga principal eje “Y” piso 4.....	161
Figura 6.30 Sección de viga principal eje “X” piso 5.....	161
Figura 6.31 Detalle de viga principal eje “Y” piso 5.....	162
Figura 6.32 Sección de viga principal eje “X” piso 5.....	162
Figura 6.33 Columna crítica a diseñar.....	164
Figura 6.34 Sección de columna 60x60 con refuerzo longitudinal $8\phi 25\text{mm}$	166

Figura 6.35 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 60x60.....	167
Figura 6.36 Sección de columna 55x55 con refuerzo longitudinal $8\phi 22\text{mm}$	169
Figura 6.37 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 55X55.	170
Figura 6.38 Sección de columna 50x50 con refuerzo longitudinal $8\phi 20\text{mm}$	171
Figura 6.39 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 50X50.	172
Figura 6.40 (a) Mecanismo de entrepiso indeseable (formación de articulaciones plásticas en las columnas), (b) Mecanismo de desplazamiento lateral (formación de articulaciones plásticas en las vigas y en la base de las columnas)	173
Figura 6.41 Diagrama de interacción nominal para Columna de 60x60.....	175
Figura 6.42 Criterio de columna fuerte viga débil.....	175
Figura 6.43 Diagrama de interacción nominal para Columna de 55x55.....	175
Figura 6.44 Diagrama de interacción nominal para Columna de 50x50.....	176
Figura 6.45 Separación de estribos en la columna.	179
Figura 6.46 Diagrama de interacción probable para las columnas de sótano.	183
Figura 6.47 Sección de columnas piso 1-2.	186

Figura 6.48 Sección de columnas piso 3-4. Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.....	186
Figura 6.49 Sección de columna piso 5.	187
Figura 7.1 Resistencia de los suelos al esfuerzo cortante según el modelo de Mohr – Coulomb.	190
Figura 7.2 Comportamiento del suelo ante cargas sísmicas.....	192
Figura 7.3 Evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción en suelos predominantemente cohesivos según el criterio chino.	193
Figura 7.4 Condiciones del método de Andrews & Martins para la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de suelos cohesivos.	194
Figura 7.5 Criterio para definir la susceptibilidad a la licuefacción aceptada por NEC.	196
Figura 7.6 Modelo geotécnico del terreno.....	198
Figura 7.7 Correlación entre el número de golpes necesarios en el ensayo SPT y la compacidad de suelos granulares.....	204
Figura 7.8 Factor de corrección CN de la resistencia a la penetración.	206
Figura 7.9 Aumento en la resistencia a la penetración del ensayo SPT por contenido de finos del estrato arenoso.	207
Figura 7.10 Grafico del factor de corrección en función de la relación σ'_v / Pa para varios números de goles corregidos obtenidos mediante ensayo SPT.	209
Figura 7.11 Factor de escala para la magnitud de momento.	210

Figura 7.12 Curva de CSR VS (N1)60CS para la base de datos procesada por Idriss & Boulanger.	217
Figura 7.13 Criterio de adecuación de suelos.	221
Figura 7.14 Esquema de construcción por vía húmeda.	224
Figura 7.15 Esquema de construcción por vía seca.	226
Figura 7.16 Deformación y tensiones durante la aplicación de una carga, de una columna vibrada.	230
Figura 8.1 Correlación del ángulo de fricción interna φ' en función del límite plástico (IP). Fuente: Kenney., 1994.	236
Figura 8.2 Parámetros geotécnicos en para distintos tipos de estratos.	237
Figura 8.3 Correlación entre N, N_{60} , γ , D_r y ϕ	237
Figura 8.4 Modelo de esfuerzos a los que estarán sometido los muros de sótano.	246
Figura 8.5 Diagrama de cortante del muro de sótano.	247
Figura 8.6 Diagrama de momento flector del muro de sótano.	247
Figura 8.7 Muro de sótano.	249
Figura 8.8 Ancho colaborante para resistencia a cortante de la losa.	255
Figura 8.9 Método Rígido Convencional aplicado a la Edificación de estudio.	262
Figura 8.10 Modelo estructural de una franja de columna.	264
Figura 8.11 Momento por longitud unitaria en franja crítica a momento positivo en la dirección X.	266

Figura 8.12 Momento por longitud unitaria en franja critica a momento negativo en la dirección X.....	266
Figura 8.13 Franja de losa de cimentación eje “Y”.....	268
Figura 8.14 Momento por longitud unitaria en franja critica a momento positivo en la dirección “Y”.....	269
Figura 8.15 Momento por longitud unitaria en franja critica a momento negativo en la dirección Y.....	270
Figura 8.16 Corte de losa de cimentación.....	271
Figura 8.17 Casos de estabilidad al volteo para una losa de cimentación.	276
Figura 8.18 Deformación unitaria Vs Esfuerzo efectivo.	278
Figura 8.19 Corte de losa de cimentación.....	280

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Historia Sísmica de los últimos 70 años en Ecuador.....	44
Tabla II. Uso de la edificación.....	50
Tabla III. Compacidad relativa y consistencia de suelos según ensayo SPT.	64
Tabla IV. Espesores mínimos.....	66
Tabla V. Carga Muerta	67
Tabla VI. Carga de losa.....	68
Tabla VII. Cargas vivas	69
Tabla VIII. Tipos de sismo y periodos de retorno.	69
Tabla IX. Tipo de suelo y factor de sitio F_a	74
Tabla X. Tipo de suelo y factor de sitio F_d	74
Tabla XI. Tipo de suelo y factor de sitio F_c	75
Tabla XII. Factores de sitio.....	75
Tabla XIII. Cálculo del Espectro de Respuesta	78
Tabla XIV. Coeficiente de reducción de respuesta.....	81
Tabla XV. Coeficiente de importancia	82
Tabla XVI. Cálculo del Espectro de Respuesta.....	84
Tabla XVII. Coeficientes para estimación del periodo fundamental	86
Tabla XVIII. Cálculo del peso ractivo de la edificación en los pisos 1-2-3-4.	87
Tabla XIX. Cálculo del peso reactivo de la edificación en la cubierta.....	87

Tabla XX. Cálculo de la distribución de fuerzas sísmicas en cada piso	89
Tabla XXI. Cargas en vigas	92
Tabla XXII. Cargas lineales	93
Tabla XXIII. Momentos por cargas gravitacionales.	93
Tabla XXIV. Distribución del cortante en columnas.....	94
Tabla XXV. Estimación de momentos por carga sísmicas	95
Tabla XXVI. Momento crítico	95
Tabla XXVII. Predimensionamiento de vigas principales	97
Tabla XXVIII. Vigas principales	97
Tabla XXIX. Predimensionamiento de vigas secundarias.	98
Tabla XXX. Predimensionamiento de columnas.....	99
Tabla XXXI. Columnas.	101
Tabla XXXII. Vigas principales	102
Tabla XXXIII. Periodos de vibración para los diferentes modos de vibración de la estructura.	109
Tabla XXXIV. Combinaciones de carga utilizadas para diseño estructural.	114
Tabla XXXV. Derivas de piso en la dirección "X"	116
Tabla XXXVI. Derivas de piso en la dirección "Y"	116
Tabla XXXVII. Derivas de piso en la dirección "X" que experimenta la edificación durante el sismo de diseño.	117
Tabla XXXVIII. Derivas de piso en la dirección "Y" que experimentará la edificación durante el sismo de diseño.	118

Tabla XXXIX. Derivas admisibles según la tipología de la estructura	118
Tabla XL. Cálculo del índice de estabilidad de cada piso en la dirección "X".	119
Tabla XLI. Cálculo del índice de estabilidad de cada piso en la dirección "Y".	120
Tabla XLII. Demanda por cargas.....	126
Tabla XLIII. Carga última mayorada.....	127
Tabla XLIV. Momentos máximos.....	127
Tabla XLV. Requerimientos de refuerzo.	128
Tabla XLVI. Cuantías de acero.	129
Tabla XLVII. Requerimientos de acero y cuantía.	130
Tabla XLVIII. Revisión de resistencia por cortante.	131
Tabla XLIX. Distribución de cargas a las vigas secundarias.	134
Tabla L. Cálculo de momentos flectores (Método de coeficientes del ACI) Vigas Secundarias.	134
Tabla LI. Cálculo del acero de refuerzo longitudinal requerido para Vigas Secundarias.....	135
Tabla LII. Cálculo de acero proporcionado y requerimientos de cuantía (Vigas Secundarias).....	136
Tabla LIII. Cálculo de la demanda última de cortante para vigas secundarias.	137
Tabla LIV. Cálculo de refuerzo transversal para vigas secundarias.....	138

Tabla LV. Cálculo de la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "X"	144
Tabla LVI. Cálculo de la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "X"	144
Tabla LVII. Cálculo del espaciamiento máximo de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "X"	146
Tabla LVIII. Cálculo del espaciamiento máximo de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "Y"	146
Tabla LIX. Cálculo de momento probable vigas principales dirección "X".	148
Tabla LX. Cálculo de momento probable vigas principales en dirección "Y".	148
Tabla LXI. Cálculo de resistencia nominal requerida a cortante en las zonas donde se espera fluencia para las vigas en dirección "X"	150
Tabla LXII. Cálculo de resistencia nominal requerida a cortante en las zonas donde se espera fluencia para las vigas en dirección "Y"	150
Tabla LXIII. Momentos críticos obtenidos con la envolvente de las combinaciones recomendadas por la NEC, para las vigas en dirección "X",	153
Tabla LXIV. Momentos críticos obtenidos con la envolvente de las combinaciones recomendadas por la NEC, para las vigas en dirección "Y",	153
Tabla LXV. Cálculo de refuerzo longitudinal para vigas en dirección "X" ...	155

Tabla LXXVI. Cálculo de refuerzo longitudinal para vigas en dirección "Y" ..	156
Tabla LXXVII. Coeficientes de reducción de resistencia	163
Tabla LXXVIII. Secciones de Columnas para cada piso.....	164
Tabla LXXIX. Resultados del análisis estructural para columna crítica del sótano.	165
Tabla LXX. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 60x60.	166
Tabla LXXI. Resultados del análisis estructural para columna crítica del piso 2.....	168
Tabla LXXII. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 55x55	169
Tabla LXXIII. Resultados del análisis estructural para columna crítica del piso 4.....	170
Tabla LXXIV. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 50x50.	171
Tabla LXXV. Sumatoria de momentos probables de las vigas que llegan al nodo.....	174
Tabla LXXVI. Análisis de Compatibilidad para los momentos de columnas que llegan al nudo.....	176
Tabla LXXVII. Cálculo de la sumatoria de momentos nominales de columnas que llegan al nudo.....	177
Tabla LXXVIII. Criterio de Columna fuerte - Viga débil	178

Tabla LXXIX. Cálculo de espaciamientos del refuerzo transversal	179
Tabla LXXX. Requerimientos de cuantía del refuerzo trasversal.	181
Tabla LXXXI. Momentos probables para vigas de 1er piso.....	182
Tabla LXXXII. Resumen del cálculo de la demanda de cortante por fluencia.	184
Tabla LXXXIII. Cálculo de resistencias a cortante de las columnas por piso	185
Tabla LXXXIV. Condiciones de susceptibilidad a la licuefacción	193
Tabla LXXXV. Condiciones de susceptibilidad a la licuefacción.	195
Tabla LXXXVI. Estratigrafía del suelo en el sector de "La Puntilla"	197
Tabla LXXXVII. Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción de los estratos de comportamiento cohesivo.	199
Tabla LXXXVIII. Valores numéricos de la compacidad relativa en función del ensayo SPT para suelos granulares.	204
Tabla LXXXIX. Cálculo de las tensiones normales y tensiones efectivas de los estratos de suelo	211
Tabla XC. Cálculo de $(N_1)_{60}$	212
Tabla XCI. Cálculo de $(N_1)_{60}$	213
Tabla XCII. Cálculo de El factor de corrección $K\sigma$	214
Tabla XCIII. Cálculo del factor de escala de momento para varios sismos	214
Tabla XCIV. Cálculo de la razón de resistencia al esfuerzo cortante cíclico del estrato Areno Limoso.	214

Tabla XCV. Cálculo de la razón de esfuerzo cortante cíclico inducido por el sismo tabulado para diferentes valores de	215
Tabla XCVI. Cálculo del factor de seguridad a la licuefacción	218
Tabla XCVII. Estimación de parámetros de resistencia del suelo	238
Tabla XCVIII. Cálculo de coeficientes de empuje activo y pasivo.	240
Tabla XCIX. Resumen de cálculo de esfuerzos	241
Tabla C. Resumen de cálculo de estabilidad de la tablestaca	242
Tabla CI. Parámetros del suelo	244
Tabla CII. Cálculo de coeficientes de empuje en reposo.....	244
Tabla CIII. Esfuerzos de empuje en reposo	245
Tabla CIV. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo del muro de sótano en la dirección Y	248
Tabla CV. Cargas axiales correspondientes a la carga crítica de diseño ...	254
Tabla CVI. Cargas axiales máximas.....	256
Tabla CVII. Anchos colaborantes b_0	257
Tabla CVIII. Cálculo de peralte.....	257
Tabla CIX. Coordenadas de aplicación de la fuerza resultante	258
Tabla CX. Cálculo de excentricidades.....	259
Tabla CXI. Propiedades de la losa DE cimentación	260
Tabla CXII. Momentos debido a la excentricidad de la carga.....	260
Tabla CXIII. Cálculo de presiones en los puntos perimetrales de la losa de cimentación según el Método Rígido Convencional.	261

Tabla CXIV. Cálculo de las reacciones del suelo modificadas y del factor de modificación de cargas de columna para cada franja	264
Tabla CXV. Cálculo de las cargas de columna modificadas para cada franja	264
Tabla CXVI. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo en la dirección X Losa de Cimentación	267
Tabla CXVII. Cálculo del refuerzo longitudinal positivo en la dirección “X” Losa de Cimentación	267
Tabla CXVIII. Cálculo de las reacciones del suelo modificadas y del factor de modificación de cargas de columna para cada franja.	268
Tabla CXIX. Cálculo de las cargas de columna modificadas para cada franja.	268
Tabla CXX. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo en la dirección Y Losa de Cimentación	270
Tabla CXXI. Cálculo del refuerzo longitudinal positivo en la dirección Y Losa de Cimentación	271
Tabla CXXII. Cargas que bajan por las columnas de primer piso (Análisis estructural)	272
Tabla CXXIII. Resumen del cálculo de la presión producida por la Edificación	273
Tabla CXXIV. Cálculo del esfuerzo geostático retirado por causa de la excavación	274

Tabla CXXV. Análisis de Flotabilidad	280
Tabla CXXVI. Presupuesto de la obra.....	283
Tabla CXXVII. Porcentaje por componente.....	285

CAPITULO 1
INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El Ecuador presenta un riesgo sísmico alto debido al movimiento de subducción de la placa oceánica bajo la placa Sudamericana lo cual puede evidenciarse al revisar el registro histórico de sismos ocurridos en nuestro país presentes en la Tabla I.

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

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

Fuente: United States Geological Survey (USGS).

El sismo más inmediato del cual podemos hacer análisis y reflexionar es el que tuvo lugar en Pedernales (Manabí). En este sismo se pudo evidenciar la poca cultura de construcción sismo resistente que existe el país donde predomina la construcción informal. Las consecuencias fatales que principalmente se evidenciaron fueron el gran número de pérdidas humanas y en un segundo plano las pérdidas económicas.

En varias zonas a lo largo de la provincia de Manabí además del colapso y los escombros que dejaron los edificios y casas se pudo evidenciar el fenómeno de la licuefacción mediante hundimientos del terreno y asentamientos diferenciales que nunca se habían presentado antes del evento sísmico. La conocida como Falla de San Isidro en el cantón Sucre, Manabí es un gran ejemplo del hundimiento que puede tener un terreno susceptible a la licuefacción cuando experimenta un sismo de alta intensidad, ver Figura 1.1.

La Secretaría de Gestión de Riesgos (SGR) detalla este suceso en su informe de deformaciones sísmo técnicas, posterior al sismo del 16 de Abril junto a otros sucesos donde se presentaron asentamientos de hasta 35 cm de profundidad.

El antecedente más cercano y preocupante para la parroquia de “La Puntilla” es el que se evidenció en la zona de Plaza Lagos, ver Figura 1.2, la cual a pesar de estar relativamente lejos del epicentro del sismo, razón por la cual las ondas sísmicas llegan considerablemente atenuadas, se presentaron asentamientos violentos de hasta 30 cm los cuales se evidenciaron después del sismo del 16 de abril de 2016.



Figura 1.1 Hundimiento del terreno por licuefacción del suelo.
Fuente: Diario El Comercio, 2016



Figura 1.2 Cercanía del evento ocurrido en Plaza Lagos respecto al lugar de la obra
Fuente: Google Earth, 2018

1.2 Descripción del problema

La parroquia “La Puntilla”, en el cantón Samborondón, es considerado un lugar exclusivo de la provincia del Guayas, que es habitado por personas de clase media y alta, el cual se caracteriza por ser una zona muy comercial en donde empresas importantes tienen sus oficinas de negocios.

Dentro de esta parroquia se requiere que las edificaciones cumplan con las exigencias comerciales de la zona, por eso lo ideal y en lo que se han enfocado las constructoras es en edificios de áreas muy extensas, que se utilizan como centros comerciales, conjuntos residenciales y oficinas.

Sin embargo, debido a la ubicación de la zona costera de nuestro país en el cinturón de fuego del pacífico, sobre las placas tectónicas Oceánica y Sudamericana requiere que las edificaciones deban ser capaces de disipar las altas energías producidas por las ondas sísmicas sin colapsar.

Por desgracia, se puede dar el caso que, aunque la estructura esté perfectamente diseñada y dotada de la ductilidad adecuada para no colapsar, la susceptibilidad del terreno sobre el cual está cimentada originaría asentamientos violentos provocados por sismos de alta intensidad que pueden desencadenar en el colapso de la estructura.

Este fenómeno, conocido como licuefacción, se da principalmente en depósitos de suelos de tipo aluvial en estratos areno-limosos los cuales son predominantes en la zona de “La Puntilla”, es por eso la preocupación respecto al crecimiento comercial y urbanístico de la zona sin existir el adecuado estudio de estos fenómenos en el diseño de edificaciones.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar el diseño estructural de un edificio de uso empresarial con sotano de parqueo mediante el uso de sistema de porticos especiales de hormigón armado resistentes a momento, así como la evaluación del potencial de licuefacción del terreno y la mitigación del mismo mediante el empleo de columnas de grava.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Pre-dimensionar estructuralmente y modelar la edificación con la ayuda del software computacional ETABS.
- Obtener el diseño definitivo de la estructura considerando los aspectos técnicos, éticos, sociales y ambientales que presenta la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC, 2015.

- Diseñar una solución geotécnica para estabilizar la excavación necesaria para la construcción del sótano
- Diseñar el sistema de losa de cimentación y muros de sótano
- Evaluar el potencial de licuefacción de los estratos encontrados en el sitio de la obra,
- Emplear columnas de grava para mitigar los efectos de la licuefacción de los estratos subyacentes a la estructura.
- Elaborar los planos estructurales de la edificación, mediante el uso de software computacional AutoCAD.
- Determinar el presupuesto de construcción de la obra.

1.4 Justificación

El proyecto nace como respuesta a la necesidad de espacios para el establecimiento de empresas que requieran realizar actividades económicas en “La Puntilla”, proporcionando un lugar que preste la seguridad y serviciabilidad requerida.

Debido a que La Puntilla presenta un riesgo sísmico alto con aceleraciones en el estrato rocoso que pueden llegar a 0,4 g, se debe presentar una alternativa de diseño que brinde la suficiente ductilidad a la estructura para evitar el colapso evitando pérdidas humanas y económicas.

Ademas, debido al origen geológico del área de la puntilla que es el resultado de los depósitos aluviales producidos por los ríos Daule y Babahoyo, se encuentran estratos de suelos que presentan compacidades muy baja.

Debido a estos factores, debe evaluarse el riesgo de este tipo de suelos a experimentar pérdidas considerables de resistencia al esfuerzo cortante durante un evento sísmico de alta intensidad y en función de este análisis proponer una solución geoténica que mitigue estos riesgos.

1.5 Descripción de la estructura

1.5.1 Uso de la edificación

El uso general de la edificación será para oficinas de agencias de viajes, empresas públicas y privadas.

Tabla II. Uso de la edificación

Piso	Uso
Sótano	Parqueo
Primer Piso	Recepción y oficinas
Segundo Piso	Oficinas
Tercer Piso	Oficinas
Cuarto Piso	Oficinas

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Estas empresas impulsarán la economía de la zona, cada piso podrá tener usos específicos, de acuerdo a la necesidades del cliente. En la Tabla II el uso que se le dará a cada piso de la estructura.

1.5.2 Planteamiento estructural

El planteamiento estructural que se propone en este trabajo es el uso de Porticos Especiales de Hormigón Armado resistene a Momento, ver Figura 1.3 y Figura 1.4.

La separación escogida entre ejes de columna es de 7 [m] esto debido a las grandes áreas libres que necesitará la edificación en el sotano de parqueo. Las vigas serán de tipo descolgadas debido a su mejor desempeño sísmico, además de presentar menores deflexiones que las vigas banda. Con el fin de evitar losas de piso excesivamente pesadas, en la dirección “Y” se propuso el uso de vigas secundarias apoyadas en la mitad de las vigas principales.

En la Figura 1.5 se presenta la losa propuesta, que es de tipo nervada, la cual tendrá sus nervios en una sola dirección, “X”, y la separación entre ejes de nervios sera de 50 cm. La loseta de compresión tendrá un espesor de 5 cm.

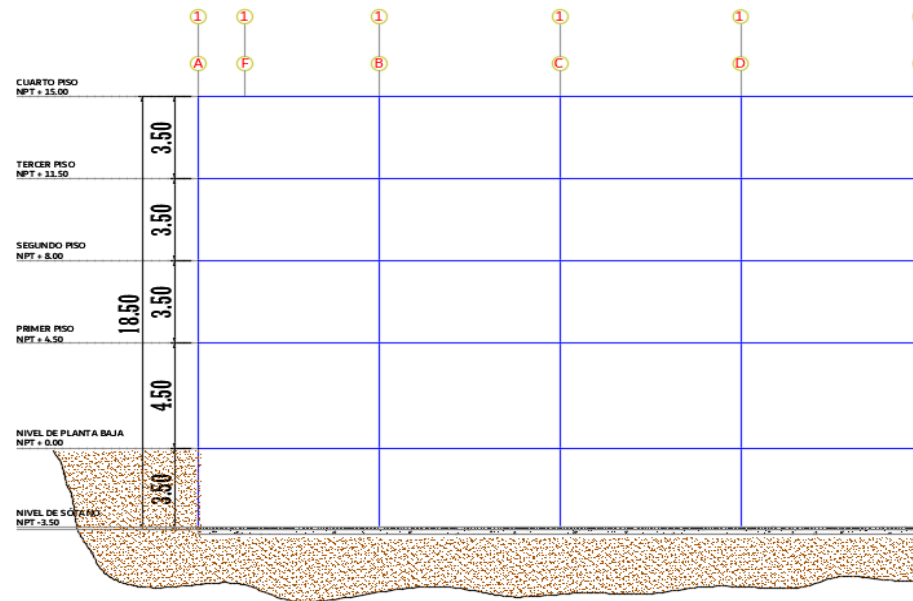


Figura 1.3 Sistema Estructural, Porticos en "X".
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018

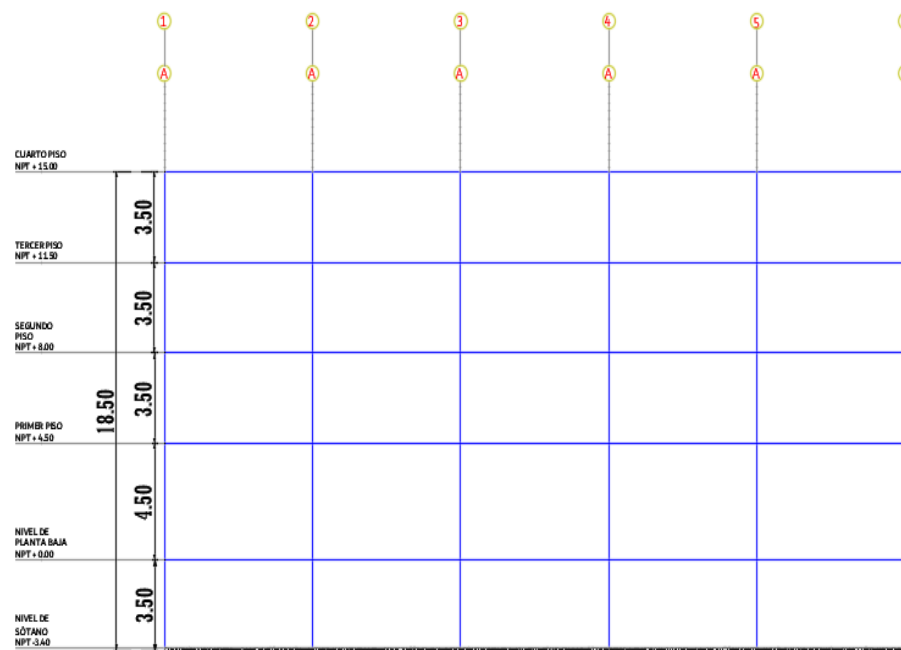


Figura 1.4 Sistema Estructural, Pórticos en "Y".
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

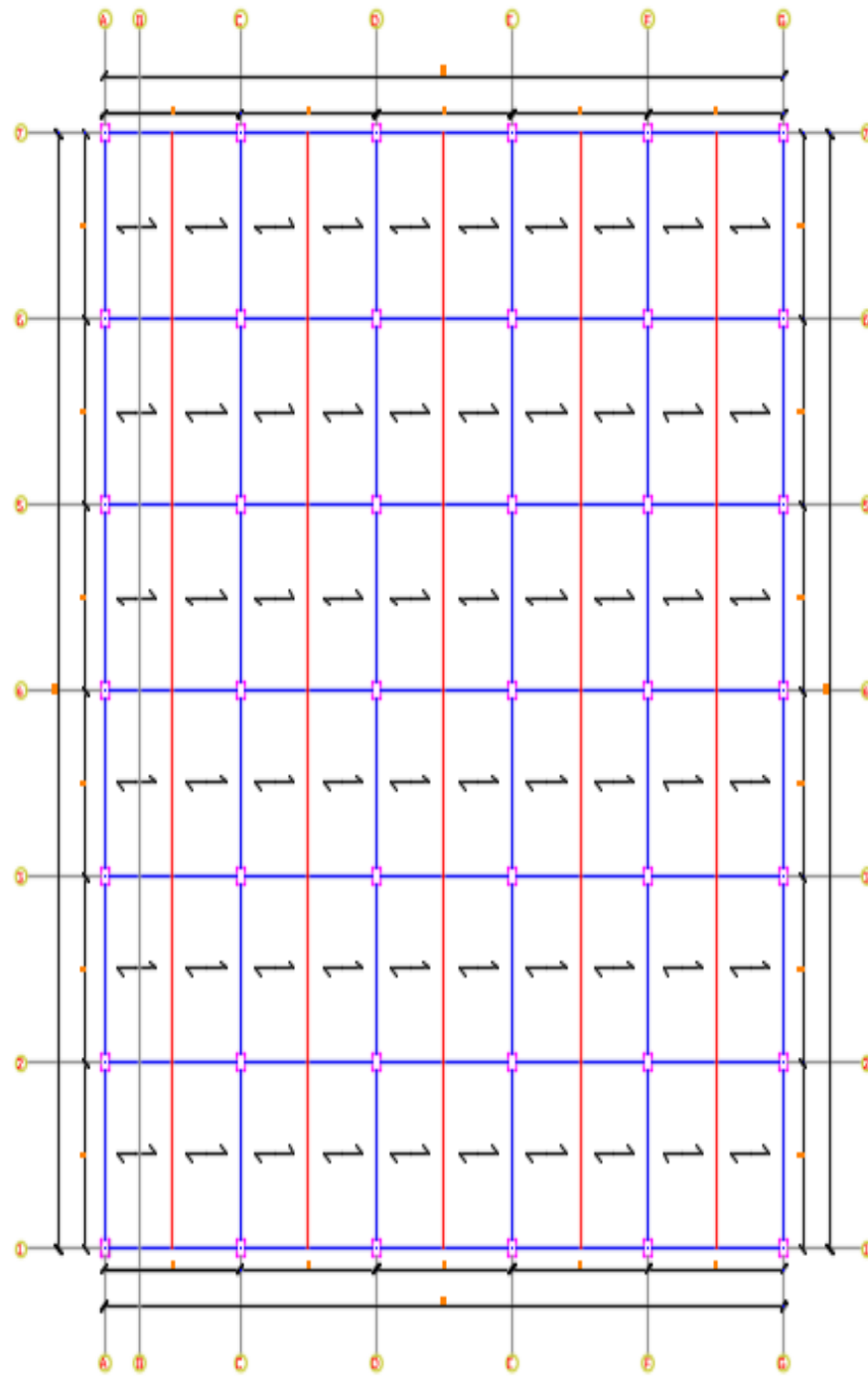


Figura 1.5 Sistema Estructural – Vista en plata de Losa.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

1.5.3 Modelo arquitectónico



Figura 1.6 Fachada frontal, Diseño Arquitectónico
. Fuente: Arq. Cantuña Giovanni., 2017.



Figura 1.7 Fachada frontal, Diseño Arquitectónico
. Fuente: Arq. Cantuña Giovanni., 2017.

1.6 Descripción de los materiales

1.6.1 Hormigón Super Estructura

El hormigón de la super estructura deberá cumplir los siguientes requerimientos mínimos:

- TMA (Tamaño máximo del agregado) = 19 mm
- Revenimiento = 25 cm (Bombeable)
- Resistencia a la compresión a los 28 días $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

1.6.2 Hormigón Sistema Monolítico de losas de cimentación y muros pantalla.

El hormigón de la sub estructura y los muros de sótano deberá cumplir los siguientes requerimientos mínimos:

- TMA (Tamaño máximo del agregado) = 25 mm
- Revenimiento = 15 cm
- Resistencia a la compresión a los 28 días = 280 Kg/cm²
- Aditivo Impermeabilizante para hormigon (SIKA WT100)
- Inhibidor de corrosión del acero (SIKA CNI)

1.6.3 Acero de refuerzo corrugado ASTM 706 Grado 60 4200 kg/cm²

Para el refuerzo del concreto armado debera usarse acerto que cumpla con la normativa ASTM 706 y presente resistencias de 4200 Kg/cm².

El acero debera ser de tipo corrugado con el fin de crear una trabazón mecánica entre los dos elementos.

1.7 Normativa Aplicada

Las normativas que se aplicara en el presente trabajo son las siguientes:

- NEC 2015 Capitulo de Peligro Sísmico
- NEC 2015 Capitulo de Geotécnica y Cimentaciones
- ACI 318 – 11

CAPITULO 2
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

2.1 Ubicación Geográfica

El proyecto desarrollado como una alternativa para la actividad económica de las empresas que se expanden en la zona de “La Puntilla” parroquia del cantón Samborondón.

La Edificación tendrá lugar donde se interseca la Avenida Los Arcos con la calle Fernán Sánchez la cual es una zona ampliamente comercial adecuada para que las empresas que realizan sus actividades económicas en La Puntilla puedan establecer sus oficinas de manera que lleguen fácilmente a un público amplio y variado.

En la Figura 2.1 se tiene una vista satelital de la ubicación del terreno donde se establecerá la Edificación, mientras que en la Figura 2.2 el lector puede encontrar una mejor descripción de la zona.



Figura 2.1 Ubicación del edificio a diseñarse.
Fuente: Google Earth, 2018.

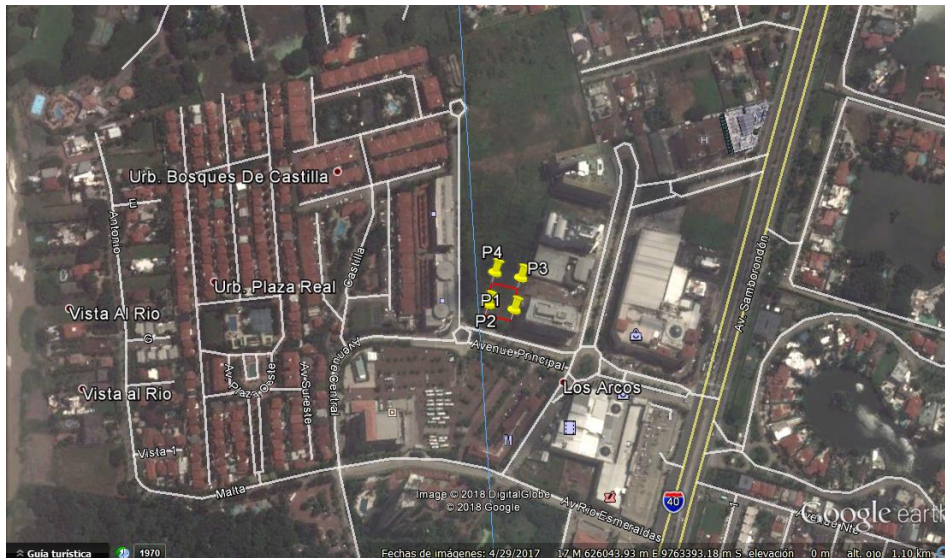


Figura 2.2 Ubicación del área de trabajo.
Fuente: Google Earth, 2018.

2.2 Descripción geológica de la zona

El área de La Puntilla Real es el resultado del transporte y deposición de sedimentos de los cauces de los ríos Daule y Babahoyo. Estos depósitos fueron formando suelos aluviales depositados en diferentes capas

formando en su mayoría Capas Arenosas, Arena Limosas, y Arcillosas
 Figura 2.3.

La Puntilla es en consecuencia un depósito Aluvial cuyo espesor se estima de por lo menos 100 metros en gran parte del territorio, un gran ejemplo de este fenómeno se da en la zona de “Plaza Lagos”. Las zonas cercanas a los cerros pueden presentar menor espesor de depósitos aluviales llegándose a tener lecho rocoso a profundidades de hasta a 30 metros.

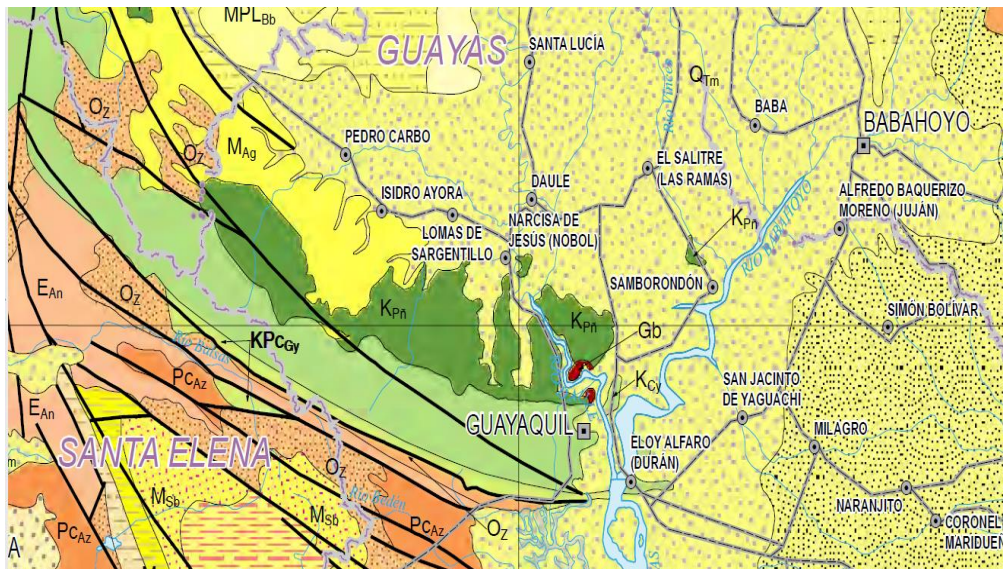


Figura 2.3 Mapa Geológico del Ecuador.

Fuente: Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), 2017.







C O S T A		
Periodo/Época	CENTRAL NORTE	SUR CENTRAL
CUATERNARIO	 Terraza marina Arcillas marinas de estuario.	 Terraza marina Arcillas marinas de estuario.
	 Llanura aluvial Arcillas, limos y arenas.	 Llanura aluvial Arcillas, limos y arenas.
	 Depósito de Abanico aluvial Cantos rodados polilíticos en matriz areno-limo-arcillosa.	 Depósito de Abanico aluvial Cantos rodados polilíticos en matriz areno-limo-arcillosa.

Figura 2.4 Tipología geológica de la costa perteneciente al periodo cuaternario.

Fuente: Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), 2017.

En estratos profundos se encuentran por lo general suelos arenosos, en estratos de menor profundidad se pueden encontrar arenas limosas y suelos limo arenosos mientras que en estratos superficiales se puede encontrar gran cantidad de suelos arcillosos.

Estos suelos son poco evolucionados debido a que su conformación es geológicamente reciente, particularmente se formaron en el periodo cuaternario Figura 2.3 y Figura 2.4. Este fenómeno hace que no estén lo suficientemente consolidados y no tengan suficiente compacidad generándose en el caso más crítico estratos de arenas limosas de compacidad muy suelta lo cual se traduce a un alto potencial de pérdida súbita de resistencia al corte durante un sismo.



Figura 2.5 La Puntilla, como efecto directo de los depósitos aluviales de los ríos Dale y Babahoyo.
Fuente: El Universo, 2014

2.3 Estudio de suelos

El trabajo de campo consistió en 2 perforaciones o ensayos de penetración estándar (SPT), hasta una profundidad de 30.5 m. En cada una de las perforaciones se realizó un ensayo de penetración cada 1.50 y 3.00 m. Se tomaron muestras inalteradas en tubo Shelby y alteradas, las mismas que fueron cubiertas para prevenir pérdidas del contenido de humedad. Luego se las trasladó al laboratorio de manera que no sufrieran alteraciones por maniobra o transporte.

Cada una de las muestras fueron clasificadas por el ingeniero de campo, siendo esta clasificación verificada y corregida de acuerdo a los resultados

de los ensayos de laboratorio y sistema unificado de clasificación de los suelos. (Geocon S. A., 1997)

Los trabajos en el laboratorio de suelos consistieron en la obtención de contenido de humedad, límite líquido, límite plástico, granulometría vía húmeda y compresiones simples.

En general, , limos arenosos de consistencia blanda, así como arenas arcillosas de compacidad muy suelta presenten en la cuarta perforación. Finalmente en los últimos estratos, que se encuentran a una profundidad de 21.50 a 30.50, nos encontramos con arcilla con capas de arena, de consistencia blanda, limos arenosos de consistencia rígida, y limos muy compactos a fragmentos de roca, con un SPT mayores a 60 golpes.

2.3.1 Estratigrafía del suelo

Con base en las 2 perforaciones que se hicieron en el estudio de suelos, se determinó en ambas que el tipo de suelo varía ligeramente cada 3 m, el estrato que se encontró hasta los 12 metros de profundidad es una arena-arcillosa de compacidad muy suelta, de color color veroda, plasticidad media, humedad media y consistencia baja..

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

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

Fuente: Braja, M., 2013

CAPITULO 3
ESTIMACIÓN DE CARGAS

3.1 Estimación de cargas gravitacionales

3.1.1 Carga muerta

Se tomarán los valores mínimos a utilizar indicados por la normativa vigente NEC 2015 en su capítulo de Cargas no Sísmicas. La carga muerta corresponde al peso de los elementos estructurales, así como albañilería y acabados.

Se tomarán entonces los valores de cargas uniformemente distribuidas en T/m² que se muestran en la Tabla V los cuales representan las cargas muertas sobreimpuestas por la albañilería y acabados.

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

Fuente: American Concrete Institute (ACI), 2014.

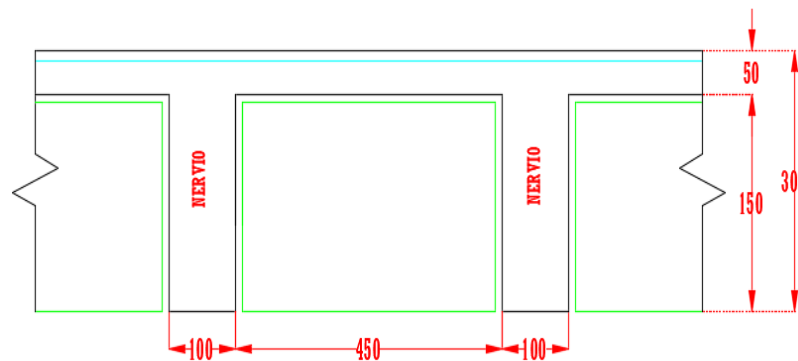
Tabla V. Carga Muerta

Cargas	[T/m ²]
Baldosas	0,1
Paredes	0,2
Enlucidos, ductos, etc.	0,04

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018

Se pre-dimensionará la losa nervada para estimar su peso, ver el corte de losa en la Figura 3.1. Este pre-dimensionamiento se tomará según los valores de peralte recomendados por el ACI 318 11 a fin de otorgarle la rigidez suficiente para que no se necesario el cálculo de la deflexión de la misma, estos valores pueden revisarse en la Tabla V.

Los nervios irán en la dirección corta por lo cual su longitud será igual a 3,5 [m] y se tomará el caso más conservador (Losas nervadas con un extremo continuo). El procedimiento es el siguiente:

**Figura 3.1** Detalle de losa.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

- Se obtiene entonces un espesor $h=20$ [cm] de los cuales 5 [cm] corresponderán a la loseta de compresión

Se realiza el análisis de 1 [m²] de losa con el objetivo estimar su carga.

Se utilizará un hormigón de peso normal 2,4 [T/m³]

Loseta de compresión = $0,05 \cdot 2,4 = 0,12$ [T/m²]

Nervios = $2 \cdot 0,15 \cdot 0,1 \cdot 2,4 = 0,072$ [T/m²]

Tabla VI. Carga de losa	
Cargas	[T/m ²]
Loseta de compresión e=5cm	0,12
Nervios	0,072

Fuente: Campodónico R.,
Maldonado D., 2018

3.1.2 Carga viva

Se tomarán las mismas sobrecargas establecidas en la normativa NEC 2015 en su capítulo de cargas no sísmicas sección 4.2. Las mismas se elegirán en función de la ocupación de los pisos de la edificación, ver Tabla VII.

Tabla VII. Cargas vivas

Cargas Vivas [T/m ²]		Ocupación
Primer piso	0,48	Oficinas, recepción primer piso y corredores
Pisos 2,3	0,3	Ponderación entre corredores y oficinas
Cubierta	0,07	Cubierta

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

3.2 Estimación de cargas sísmicas

3.2.1 Niveles de amenaza sísmica y desempeño estructural

Para estimar la demanda sísmica en la estructura se hará un estudio basado en la normativa vigente NEC 2015 en su capítulo “Peligro Sísmico”.

Tabla VIII. Tipos de sismo y periodos de retorno.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno [años]	Tasa anual de excedencia
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocsional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0,0004

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

Se deberá establecer el nivel de desempeño sísmico deseado para la estructura, así como el sismo de diseño. Las categorías de amenaza sísmica están definidas por NEC 2015 en la Tabla IX.

Para una edificación de oficinas la cual se considera una ocupación normal. NEC 2015 establece que el desempeño esperado de la estructura será:

- Prevención de danos estructurales y no estructurales ante sismos frecuentes de pequeña magnitud
- Prevención de danos estructurales graves y control de danos no estructurales para un sismos moderados y poco frecuentes
- Evitar el colapso ante terremotos severos salvaguardando la vida humana.

El sismo de diseño es un sismo severo con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. El sistema dinámico que provoca el sismo será representado como un sistema estático equivalente.

3.2.2 Zonificación sísmica

El Ecuador puede dividirse en seis regiones de acuerdo al riesgo sísmico que estas presentan, La sismicidad de la zona de penderá

de las cercanía que esta tenga con el cinturón de fuego del pacifico asi como el desarrollo del sistema de fallas geológicas de cada región.

El peligro sísmico que presentan las diversas regiones del país puede clasificarse de acuerdo a los parámetros de aceleraciones pico (PGA) medidas en roca teniéndose zonas que van desde un peligro sísmico muy alto hasta un nivel intermedio.

Propiamente la zona de La Puntilla presenta una caracterización del peligro sísmico alta. Esto debido a que las aceleraciones máximas esperadas en roca se encuentran en el orden de 0.4 g. A dicha aceleración se la conoce como factor de zona (Z) Figura 3.2.

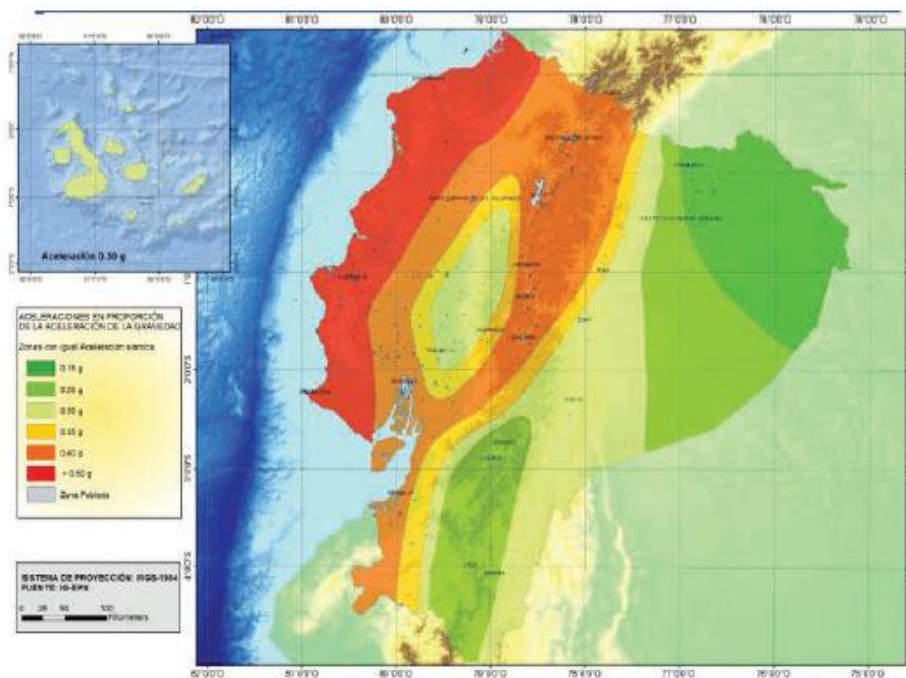


Figura 3.2 Zonificación sísmica.

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

3.2.3 Factores de Amplificación de la onda sísmico

Las aceleraciones medidas cerca de la ruptura de la roca son a menudo amplificadas antes de llegar a la estructura debido a que el suelo sobre el cual están apoyadas es más blando que la roca, esto lo hace más deformable, lo cual se ve traducido en la amplificación de dichas ondas.

Para estimar estos factores de amplificación la normativa NEC 2015 recomienda un estudio geotécnico basado en perforaciones que por lo menos alcancen los 30 [m] de profundidad. Para estudios más

avanzados según (NEC 2015), se recomienda caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos mediante los ensayos de columnas resonantes y/o triaxiales dinámicos de muestras representativas de los estratos a fin de obtener los parámetros que permitan realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio.

Según el modelo geotécnico podemos concluir que las capacidades de resistencia al corte no drenado de los estratos de suelo bajo la super estructura se ajustan a las correspondientes a un Suelo tipo E ($S_u < 5 \text{ T/m}^2$). (NEC 2015).

Si bien es cierto existe un estrato de arena suelta potencialmente licuable el lector podrá verificar que se brindará una solución geotécnica de tal manera que no se tomen en cuenta los efectos de la licuefacción en la estructura.

Para perfil de suelo tipo E se obtienen los coeficientes de amplificación F_a , F_s , F_d :

F_a : Coeficiente de amplificación del suelo en zona de periodo corto.

F_d : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.

F_s: Coeficiente que toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos.

Para suelo tipo E y factor $Z=0.4$ g se obtienen los siguientes valores de la Tabla X, XI, XII, XIII

Tabla IX. Tipo de suelo y factor de sitio F_a.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85
F	Se requieren ensayos para obtener el comportamiento dinámico del suelo					

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

Tabla X. Tipo de suelo y factor de sitio F_d.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,5
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	Se requieren ensayos para obtener el comportamiento dinámico del suelo					

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

Tabla XI. Tipo de suelo y factor de sitio F_c .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,5$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Se requieren ensayos para obtener el comportamiento dinámico del suelo					

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

Tabla XII. Factores de sitio.

Factores de amplificación	
Fa	1
Fd	1,6
Fs	1,9

Fuente: Campodínico R.,
Maldonado D., 2018,

3.2.4 Espectro de Respuesta Elástico

El espectro elástico de respuesta relaciona las aceleraciones que afectarán a la estructura en función de su periodo fundamental de vibración.

Dentro del espectro de respuesta elástico pueden evidenciarse 3 zonas la zona 1 tiene una pendiente pronunciada y los valores en

esta zona solo se usan para el análisis dinámico de periodos de vibración distintos al fundamental.

La zona 2 representa la aceleración máxima que puede sufrir una estructura cuando su periodo coincide con el periodo de vibración del suelo. La zona 3 corresponde a las aceleraciones que experimentarían estructuras flexibles generalmente de gran altura.

Se procede a calcular los valores de periodos límites T_0 y T_c que delimitan estas zonas del espectro de respuesta de acuerdo a las expresiones 3.1 y 3.2.

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 1})$$

$$T_c = 0.55 \frac{F_s F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 2})$$

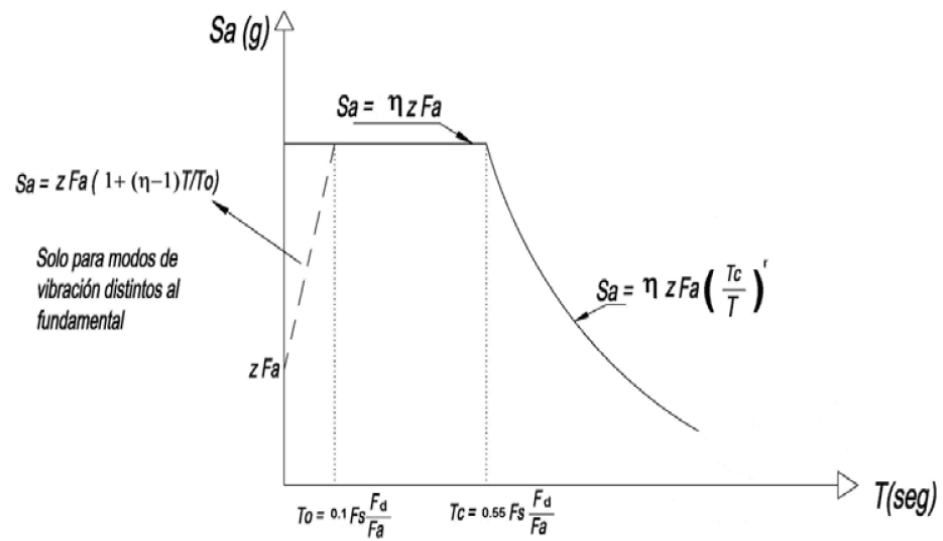


Figura 3.3 Espectro de respuesta
Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

Las expresiones 3,3 3,4 y 3,5 determinaran el espectro de respuesta en las zona 1 ,2 y 3 respectivamente

$$S_a = ZFa\left(1 + (n-1)\frac{T}{T_0}\right) \quad (\text{Ec. 3})$$

$$S_a = nZFa \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S_a = nZFa\left(\frac{T_c}{T}\right)^\gamma; \gamma = 1.0 \quad (\text{Ec. 5})$$

A continuación, se tabulan las ordenadas del espectro de respuesta elástico:

Tabla XIII Cálculo del
Espectro de Respuesta

T	Sa	T	Sa
0	0,4	1,7	0,708
0,1	0,505	1,8	0,669
0,2	0,611	1,9	0,634
0,3	0,716	2	0,602
T0=0,302	0,72	2,1	0,573
0,4	0,72	2,2	0,547
0,5	0,72	2,3	0,523
0,6	0,72	2,4	0,502
0,7	0,72	2,5	0,482
0,8	0,72	2,6	0,463
0,9	0,72	2,7	0,446
1	0,72	2,8	0,43
1,1	0,72	2,9	0,415
1,2	0,72	3	0,401
1,3	0,72	3,1	0,388
1,4	0,72	3,2	0,376
1,5	0,72	3,3	0,365
1,6	0,72	3,4	0,354
Tc=1,67	0,72	3,5	0,344

Fuente: Campodónico R.,
Maldonado D., 2018

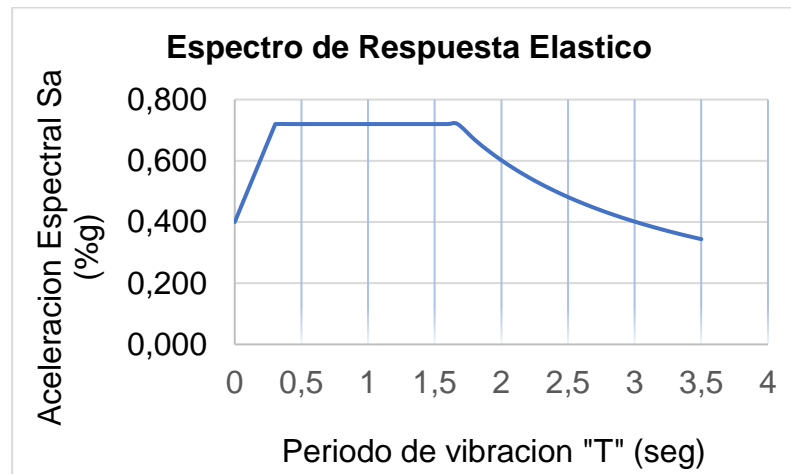


Figura 3.4 Espectro elástico del sitio de implantación del edificio Empresarial en “La Puntilla”, Samborondón.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

3.2.5 Espectro de Respuesta Inelástico

Diseñar la estructura sometida al espectro elástico de respuesta es sumamente antieconómico y antiestético es por eso por lo que las normativas en general permiten diseñar edificaciones para demanda sísmicas menores (Espectro de respuesta Inelástica) siempre que se les brinde a sus elementos estructurales la debida ductilidad para disipar la energía sísmica del sismo de diseño mediante sus deformaciones sin colapsar salvaguardando así la vida de sus ocupantes y evitando pérdidas económicas.

Esta metodología de diseño va acorde a su desempeño sísmico esperado que propone NEC 2015, debido a que previene el colapso de la estructura mediante la disipación de energía en el rango

inelástico y además controla el daño que estas experimentarán restringiendo sus derivas de piso valores máximos permitidos.

Para obtener el espectro de respuesta inelástico se necesitarán una serie de parámetros los cuales se describirán a continuación.

3.2.5.1 Factor de reducción de respuesta sísmica “R”

El factor de reducción de respuesta depende de la ductilidad que pueda desarrollar el sistema estructural, ya que a mayor ductilidad es posible reducir en un mayor grado las fuerzas de diseño sísmico debido a la capacidad de disipación de energía de la edificación.

En este caso se tienen PORTICOS ESPECIALES SISMO RESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO CON VIGAS DESCOLGADAS y la normativa correspondiente en su capítulo le otorga un valor $R=8$. Ver Tabla XV.

Tabla XIV. Coeficiente de reducción de respuesta

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

Fuente Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC)., 2015

3.2.5.2 Factor de importancia “Ie”

Depende de la importancia de la edificación reflejadas en la Tabla XVI. La normativa clasifica las edificaciones por su importancia como:

- De uso especial
- De uso esencial
- De uso normal

Un edificio de oficina entra en la categoría de uso normal por lo cual se le otorga un factor de importancia $I_e = 1$.

Tabla XV. Coeficiente de importancia

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

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

3.2.5.3 Factores de irregularidad en planta y elevación

Las irregularidades en planta y elevación de una estructura, pueden ocasionar mecanismos de falla indeseados en la edificación (no dúctiles), además de efectos torsionales en la misma y son precisamente en el lugar de estas irregularidades en donde se producen fallas significativas.

La edificación que se presenta para análisis es totalmente regular por lo cual estos coeficientes son iguales a 1.

3.2.5.4 Cálculo del espectro de Respuesta Inelástico

Las ordenadas del espectro de respuesta de diseño vienen dadas por la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{(S_a)(I_e)}{R\phi_e\phi_p} \quad (\text{Ec. 6})$$

Se obtiene entonces, el espectro de respuesta inelásticos, ver Tabla XVII afectando las ordenadas del espectro elástico por los factores antes mencionados

Tabla XVI. Cálculo del Espectro de Respuesta

T	Cs	T	Cs
0	0,05	1,8	0,084
0,1	0,063	1,9	0,079
0,2	0,076	2	0,075
0,3	0,089	2,1	0,072
0,304	0,09	2,2	0,068
0,4	0,09	2,3	0,065
0,5	0,09	2,4	0,063
0,6	0,09	2,5	0,06
0,7	0,09	2,6	0,058
0,8	0,09	2,7	0,056
0,9	0,09	2,8	0,054
1	0,09	2,9	0,052
1,1	0,09	3	0,05
1,2	0,09	3,1	0,049
1,3	0,09	3,2	0,047
1,4	0,09	3,3	0,046
1,5	0,09	3,4	0,044
1,6	0,09	3,5	0,043
1,672	0,09		

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018

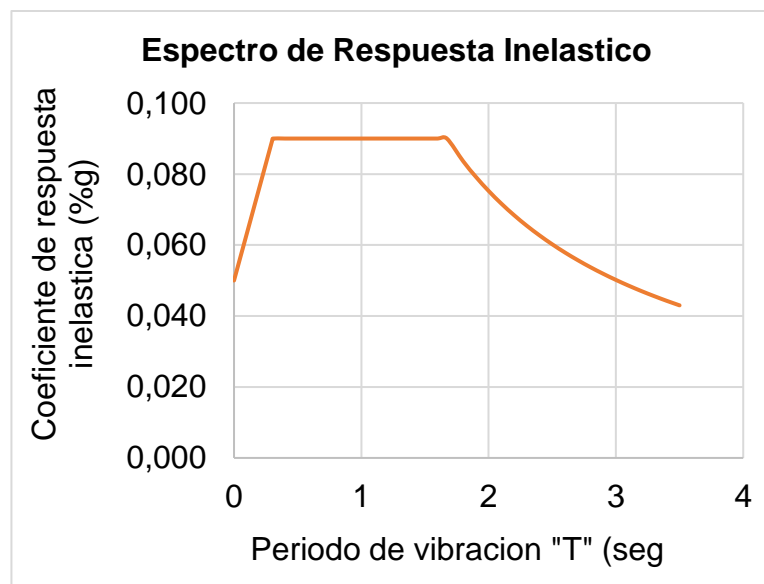


Figura 3.5 Espectro inelástico del sitio de implantación del edificio Empresarial en "La Puntilla", Samborondón.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

3.3 Comparación entre Espectro de Respuesta Elástico y el Espectro de Respuesta de diseño

La comparación muestra la reducción en los niveles de fuerzas de diseño con respecto a los que verdaderamente experimentara la estructura. Esta reducción de resistencia deberá ser compensada con un detallamiento estructural capaz de proveer una ductilidad tal que, la edificación disipe energía al incursionar en el rango inelástico.

La incursión de la estructura en el rango inelástico durante el sismo de diseño causara daños en la misma. Estos daños deberán ser controlados restringiendo las derivas de pisos en la estructura las cuales representan la relación entre el desplazamiento del piso y la altura del mismo.

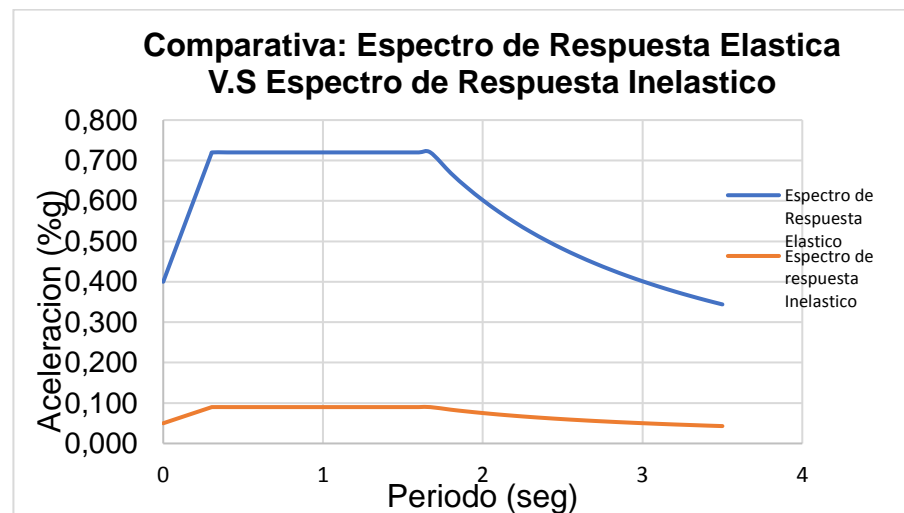


Figura 3.6 Comparación entre las aceleraciones del espectro de respuesta elástico vs Espectro de Respuesta bajo el cual será diseñada la edificación.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

3.4 Periodo fundamental y coeficiente de respuesta

Para obtener el coeficiente de respuesta de la edificación se necesita estimar su periodo fundamental de vibración.

Al no tener dimensiones de elementos estructurales la normativa como ayuda de diseño nos permite utilizar la Ec. 7 la cual depende del tipo de sistema estructural y si es o no rigidizado. En este caso tenemos Pórticos de Hormigón Armado sin muros rigidizadores.

Tabla XVII. Coeficientes para estimación del periodo fundamental

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

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

$$T = C_t h_n^\alpha$$

(Ec. 7)

3.5 Peso Reactivo de la edificación

Para el peso reactivo de la edificación W se tomará el 100% de la carga muerta según recomienda NEC 2015 “Peligro Sísmico” en su sección 6.1.7. Al no tener unas dimensiones de vigas y columnas se asumirá una carga de 0,35 [T/m²] recomendados por las oficinas de cálculo.

La carga muerta total en los pisos 1,2,3,4 se puede ver en la Tabla XVIII. mientras que en la cubierta se tendrán las cargas mostradas en la Tabla XIX.

Tabla XVIII Cálculo del peso reactivo de la edificación en los pisos 1-2-3-4.

Cargas	[T/m²]
Loseta de compresión e=5cm	0,12
Nervios	0,072
Baldosas	0,1
Paredes	0,2
Enlucidos, ductos, etc.	0,04
Vigas y col	0,35
Carga muerta	0,882

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2018,

Tabla XIX. Cálculo del peso reactivo de la edificación en la cubierta.

Cargas	[T/m²]
Loseta de compresión e=5cm	0,12
Nervios	0,072
Enlucidos, ductos, etc.	0,04
Carga muerta	0,232

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2018,

El área de la edificación en cada planta es igual a 1470 [m²]. Por lo tanto, el peso reactivo de la edificación se puede obtener multiplicando los valores antes obtenidos por el área de cada piso.

$$W = 5527,2 \text{ [T]}.$$

3.6 Cortante basal sísmico

El cortante basal sísmico, expresado en la ecuación 3.8, es la fuerza cortante producida por el sismo en la base de la edificación y se calcula como el peso reactivo de la mismo multiplicado por el coeficiente de respuesta inelástica.

$$V = C_s * W \quad (\text{Ec. 8})$$

Evaluand la Ec. 8 obtenemos,

$$V = 497.45 \text{ [T]}.$$

El cortante basal provocado por el sismo, se distribuirá como fuerzas de inercia las cuales se concentraran en los centros de masa de cada piso (losas), debido a que estos se consideran con una rigidez lateral infinita.

3.7 Distribución de fuerzas sísmicas en cada piso

La suposición básica del método de análisis sísmico estático basado en fuerzas es que el sismo induce fuerzas las cuales se concentran en el

centro de masa de cada piso de la edificación. Estas fuerzas son el resultado de la distribución del cortante basal en cada piso.

Se necesitará calcular el porcentaje de distribución de fuerzas C_{vx} en cada piso, el cual está determinado por la siguiente expresión:

$$C_{vx} = \left(\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \right) \quad (\text{Ec. 9})$$

Para $0.5 < T < 2.5$ y $k = 0.75 + 0.5 T$, tenemos un $k = 1.13$. Se tabulan las fuerzas sísmicas distribuidas en cada piso, así como el cortante que experimentará cada entre piso, ver Tabla XX.

Tabla XX Cálculo de la distribución de fuerzas sísmicas en cada piso

Piso	Altura	W_x	$W_x h_x k$	C_{vx}	F_x	V
5	18,5	499,8	17879,23	0,175	86,98	86,98
4	15	1296,54	35865,25	0,351	174,47	261,45
3	11,5	1296,54	25894,14	0,253	125,97	387,42
2	8	1296,54	16594,88	0,162	80,73	468,15
1	3,5	1296,54	6023,01	0,059	29,3	497,45
Sumatoria		5685,96	102256,5	1	497,45	

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2018,

3.8 Componente vertical del sismo de diseño

La normativa NEC 2015 recomienda en cuenta la componente vertical del sismo cuando la estructura presente voladizos o en su defecto esta pueda

ser considerada como edificación esencial o especial ubicada cerca de una falla geológica. La estructura que se presenta es totalmente regular sin voladizos además de su importancia corresponde a una edificación de uso normal por lo cual no serán estudiados los efectos de una componente vertical del sismo.

CAPITULO 4
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES

4.1 Predimensionamiento de vigas principales

4.1.1 Estimación de momentos por carga gravitacional

Las vigas soportan las sobrecargas de uso, además de las cargas sobreimpuestas, el peso de la losa y su propio peso, ver Tabla XXI.

Tabla XXI. Cargas en vigas

Carga	[T/m²]
Loseta de compresion e=5cm	0,12
Nervios	0,072
Baldosas	0,1
Paredes	0,2
Enlu,duct,etc	0,04
Carga muerta para vigas	0,532

Fuente: Campodónido R., Maldonado D.,
2018.

Las cargas vivas como ya se estableció anteriormente, dependerán de la ocupación del piso. Las cargas lineales serán aplicadas a las vigas según su ancho tributario para una viga de un pórtico central (critica) su ancho tributario $s = 3,5[m]$.

Para tomar en cuenta el peso propio de la viga esta carga lineal se multiplicará por un factor "f" el cual se recomienda que sea igual a 1,05. Se han tabulado Tabla XXII, los valores de dichas cargas lineales en cada piso.

Tabla XXII Cargas lineales

Nivel	qd [T/m]	qL[T/m]
Piso 1	1,96	1,76
Piso 2 - 3 - 4	1,96	1,1
Cubierta	1,70	0,26

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2018.

Se usará el método de análisis simplificado de los coeficientes del ACI para la estimación de los momentos por cargas gravitacionales, ver Tabla XXIII.

Tabla XXIII Momentos por cargas gravitacionales.

Nivel	Md [T*m]	ML [T*m]
Piso 1	8,01	7,23
Piso 2-3-4	8,01	4,53
Cubierta	6,85	1,05

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2018.

4.1.2 Estimación de momento por cargas sísmica,

A partir del análisis sísmico estático realizado en el capítulo anterior (Capítulo 3), se estimarán los momentos por carga sísmica con ayuda del método de análisis aproximado de “El Portal”. Este método supone que el cortante en cada entre piso se reparte entre todas las columnas y supone que las columnas centrales toman el doble de cortante que las columnas exteriores. Además, supone que los puntos de inflexión tanto de columnas y vigas coinciden con su punto medio ver Figura 4.1.

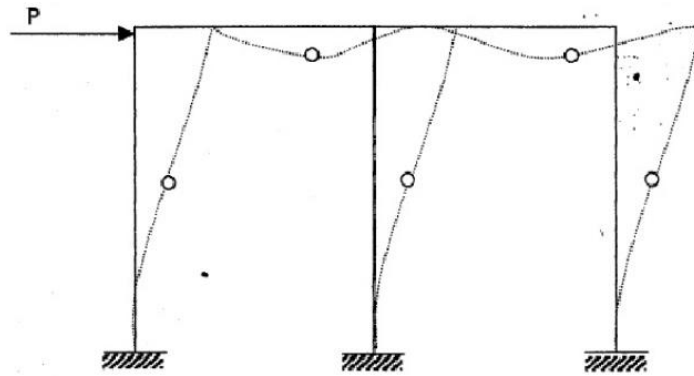


Figura 4.1 Método del portal.
Fuente: Ramos B., 1998.

Además, es importante aclarar que debido a que los pórticos tienen aproximadamente la misma rigidez se puede dividir la fuerza sísmica actuante en cada piso en partes iguales para cada pórtico y así analizar los momentos inducidos por dichas cargas en un pórtico cualquiera. Dicho esto, se presentan a manera de resumen los cálculos efectuados en las siguientes Tablas

Tabla XXIV. Distribución del cortante en columnas.

Fuerzas en losas		Fuerzas en pórticos		Cortante en pórticos	
F5	86,98	f5	14,5	v5	14,5
F4	174,47	f4	29,08	v4	43,58
F3	125,97	f3	20,99	v3	64,57
F2	80,73	f2	13,45	v2	78,02
F1	29,3	f1	4,88	v1	82,91

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Tabla XXV. Estimación de momentos por carga sísmicas

Método del portal		Momentos críticos por sismo en vigas				
Cortante en columna exterior		Momentos en columnas	Momentos en vigas		Momento en la cara del apoyo	
Vc5	1,2	Mc5	2,11	Mv5	2,11	1,75
Vc4	3,6	Mc4	6,35	Mv4	8,47	7,02
Vc3	5,4	Mc3	9,42	Mv3	15,77	13,07
Vc2	6,5	Mc2	14,63	Mv2	24,05	19,92
Vc1	6,9	Mc1	12,09	Mv1	26,72	22,14

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Tabla XXVI. Momento crítico

1,2D + 05L + E	1,2D + 1,6L	Momento máximo
12,42	11,30	Controla comb sísmica
21,14	16,84	Controla comb sísmica
27,19	16,84	Controla comb sísmica
34,05	16,84	Controla comb sísmica
38,97	21,17	Controla comb sísmica

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Se estimaran las dimensiones necesarias por flexion mediante el método LRFD.

$$Mu = \phi Mn ; \phi = 0.90 \text{ (para flexion)} \quad (\text{Ec. 10})$$

Por lo cual igualando la demanda ultima con la resistencia de diseño tenemos:

$$Mu = \phi b_w d^2 f'_c \omega (1 - 0.59 \omega) \quad (\text{Ec. 11})$$

La cuantía mecánica ω se define como:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad (\text{Ec. 12})$$

Y además,

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{Ec. 13})$$

Un valor apropiado para el dimensionamiento del elemento estructural es usar una cuantía mecánica igual a 0,16 con lo cual se obtiene la siguiente expresión para predimensionar elementos a flexión

$$b_w d^2 = \frac{Mu}{0.145 f'_c} \quad (\text{Ec. 14})$$

Haciendo uso de las ecuaciones mostradas se tabularán en la Tabla XXVII, los cálculos a fin de obtener una estimación de las secciones de vigas necesarias para las solicitaciones gravitacionales y sísmicas. Se usará un recubrimiento $r = 4$ [cm] como recomienda el ACI 318. Se supondrán barras de refuerzo longitudinal de diámetro de 1" y estribos de 10 mm.

Tabla XXVII. Predimensionamiento de vigas principales

Piso	Momento crítico [Tm]	bd^2 [cm ³]	Peralte efectivo "d" [cm]	H [cm]	Sección
5	12,42	30579	31,93	38,18	30x45
4	21,14	52075	41,66	47,91	30x50
3	27,19	66978	47,25	53,5	30x60
2	34,05	83866	52,87	59,12	30X60
1	38,97	95997	56,57	62,82	30X60

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

El proceso anterior se realizó para predimensionar las vigas principales en el eje "y". Se puede repetir el proceso anteriormente explicado para predimensionar las vigas principales en dirección X realizando un proceso parecido podemos obtener los resultados que se muestra en la Tabla XXVIII.

Tabla XXVIII. Vigas principales

Pisos	Eje "Y"	Eje "X"
5	30x45	30x50
4	30x50	30x60
3	30x60	30x60
2	30X60	30x65
1	30X60	30x65

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

4.1.3 Predimensionamiento de vigas secundarias

Las vigas secundarias solo están bajo demanda de cargas gravitacionales, por lo tanto la estimación de sus dimensiones se

hará en base a los momentos producidos por este tipo de cargas, los cuales ya fueron calculados anteriormente ver Tabla XXX. Se supondrá un recubrimiento mínimo de 4 [cm] y varillas de refuerzo longitudinal de 25 mm de diámetro.

Tabla XXIX Predimensionamiento de vigas secundarias.

Pisos	Momento	bd^2	d	h	Sección
Cubierta	11,3	27821,7	33,36	40	25x40
4,3,2	16,84	41465,6	40,73	47	25x50
1	21,17	52143,5	45,67	52	25x55

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

4.1.4 Predimensionamiento de columnas

Se utilizarán columnas de sección cuadrada debido a la regularidad de la estructura. Las columnas se ven afectadas tanto por su carga axial como por los momentos inducidos por el sismo. con el fin de poder establecer una sección adecuada se usará la siguiente formula de estimación basada en el ACI, 2011.

$$A = \frac{P_i}{\alpha f'_c} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde α se toma igual a 0.25 para columnas interiores y 0.20 para columnas excentricas. Por facilidad de Cálculo y constructiva para el presente trabajo solo se trabajará con un tipo de sección por piso. Además, para evitar desde el pre dimensionamiento el fenómeno de

“columna débil viga fuerte” el lado de la columna (cuadrada) no será menor que $0.9d$ donde d es el peralte de la viga. Se usarán en algunos pisos secciones mayores a las necesarias para evitar una excesiva diferencia de rigidez. Ver Tabla XXXI.

Tabla XXX Predimensionamiento de columnas.

N pisos	Pi [T]	Área [cm ²]	Lado [cm]
5	46,65	666	50
4	104,57	1494	55
3	162,48	2321	55
2	220,4	3149	60
1	287,14	4102	60

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

CAPITULO 5
MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 Creación de Modelo Estructural

Para el modelo estructural se tomarán en cuenta las recomendaciones de NEC 2015, y se llevará a cabo con ayuda del software ETABS 2016.

5.1.1 Asignación secciones

Los elementos estructurales serán modelados como elementos “Frame”, mientras que el muro de contención será modelado como un elemento “Wall”. A partir del Predimensionamiento estructural y del conocimiento del nivel freático alto en la zona de construcción para los muros de sótano se empleará un espesor de 30 cm a fin de conformar una barrera impermeable para el sótano de la edificación la cual está expuesta al agua subterránea. A continuación, se tabula a manera de resumen las secciones de los elementos que constituyen la estructura.

Pisos	Sección
5	50x50
4	55x55
3	55x55
2	60x60
1	60x60

Fuente: Campodónido R.,
Maldonado D., 2017.

En la Tabla XXXI. y Tabla XXXII. se muestran las secciones de columnas y vigas que se asignarán en el programa por piso.

Tabla XXXII. Vigas principales

Pisos	Eje x	Eje y
5	30x45	30x50
4	30x50	30x60
3	30x60	30x60
2	30X60	30x65
1	30X60	30x65

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

5.1.2 Inercias de secciones agrietadas

Se tomarán las condiciones más desfavorables para el análisis de derivas y de la rigidez de la estructura. Se sabe que todo elemento de hormigón armado se encuentra agrietado desde el momento mismo de su endurecimiento por lo cual para el modelo estructural NEC 2011 recomiendo usar los valores de inercias agrietadas de secciones:

Para vigas $0.5 I_g$ (Considerando la contribución de la losa en caso de que sea necesario)

Para columnas $0.8 I_g$

Para muros estructurales $0.6 I_g$

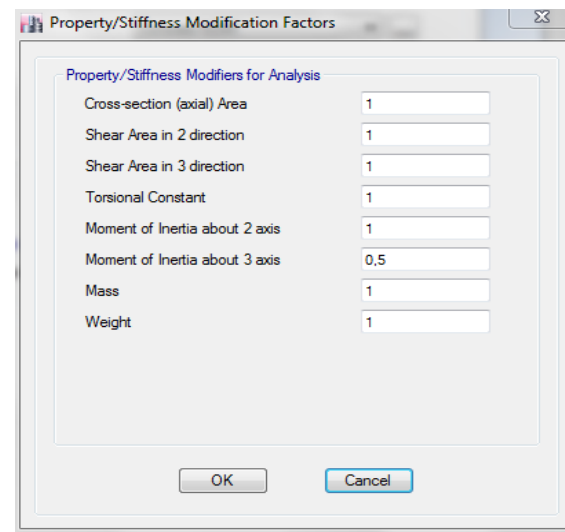


Figura 5.1 Ingreso de factores que consiera el agrietamiento que experimentará una viga a lo largo de su vida útil.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

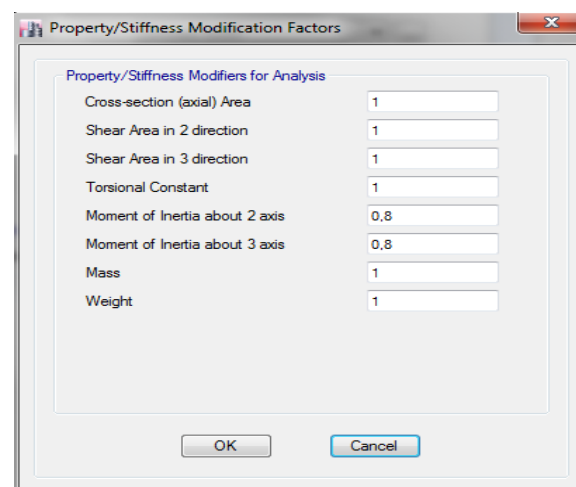


Figura 5.2 Ingreso de factores que considera el agrietamiento que experimentará una columna a lo largo de su vida útil.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

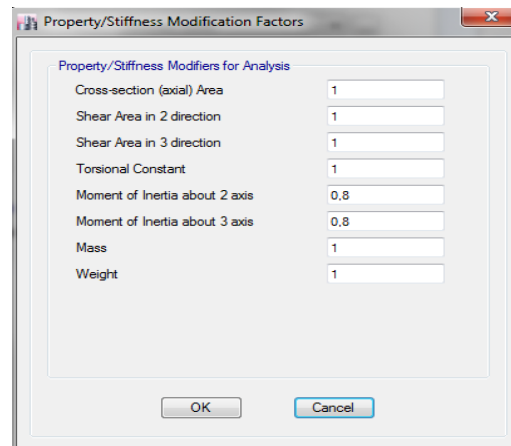


Figura 5.3 Ingreso de factores que considera el agrietamiento que experimentará una columna a lo largo de su vida útil.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.1.3 Asignación de diafragmas rígidos

Cada piso se modela como un diafragma rígido lo cual quiere decir que este tiene tal rigidez que ante cargas laterales cada punto del piso experimentara el mismo desplazamiento en el mismo plano.

Se asignará entonces un diafragma rígido a cada piso de la edificación. Ver Figura 5.4 y Figura 5.5.

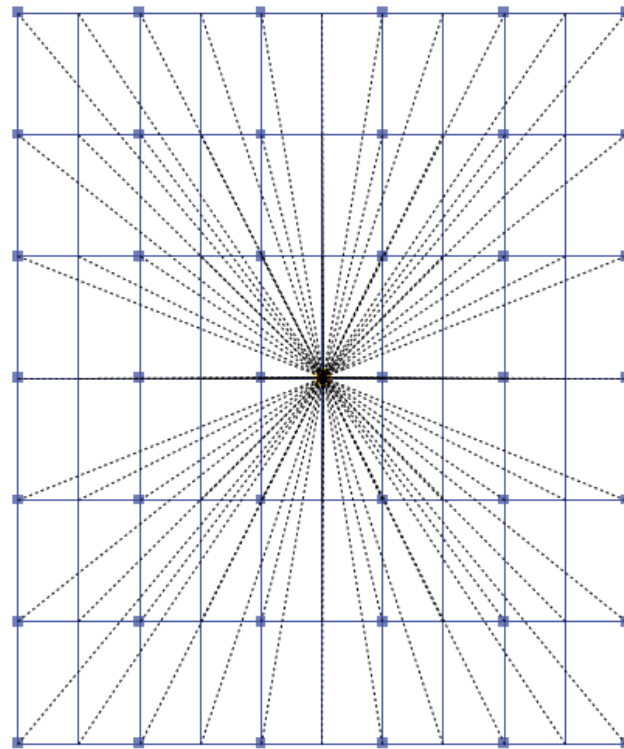


Figura 5.4 Asignación de los nudos de un piso a un mismo diafragma rígido para la modelación sísmica del piso.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

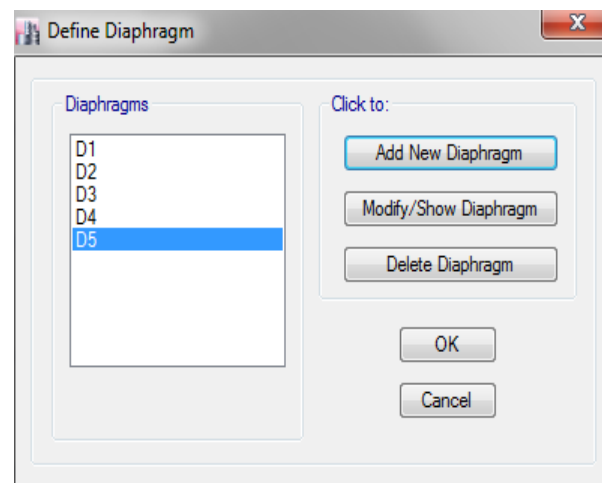


Figura 5.5 Creación de diafragmas rígidos por cada piso.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.1.4 Asignación de brazos rígidos

Parte del nodo de una conexión entre viga y columna se puede considerar como infinitamente rígida, lo cual se conoce como brazos rígidos.

El factor de zona rígida representa el porcentaje de la longitud del nodo que consideraremos indeformable. Conservadoramente se toma un factor de zona rígida igual a 0.5, ver Figura 5.6.

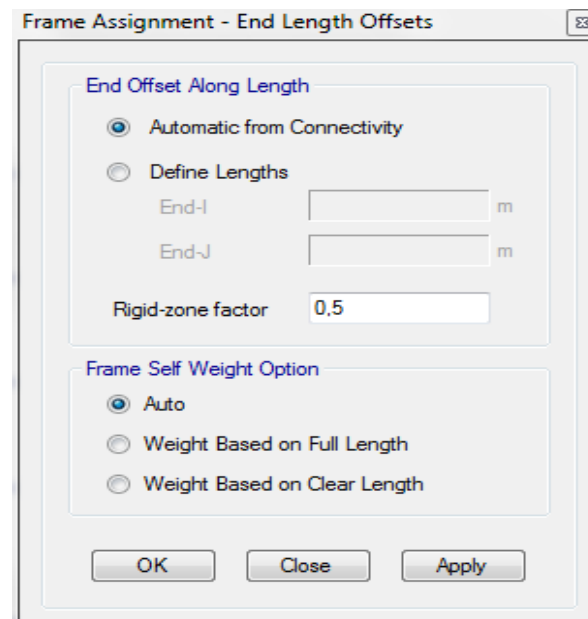


Figura 5.6 Asignación de brazos rígidos en los nodos viga – columna.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.2 Análisis Modal

5.2.1 Fuente de masas

El peso reactivo y la rigidez de la edificación son factores fundamentales en el análisis sísmico de la misma por esta razón se debe tener mucho cuidado con la elección de la fuente de masas del modelo. La normativa NEC 2011 recomienda utilizar el 100% de la carga muerta (Peso de la edificación + Carga muerta sobre impuesta) para el modelamiento sísmico de la estructura. A continuación se ejemplifica la elección de la fuente de masas acorde con la normativa vigente en el programa ETABS.

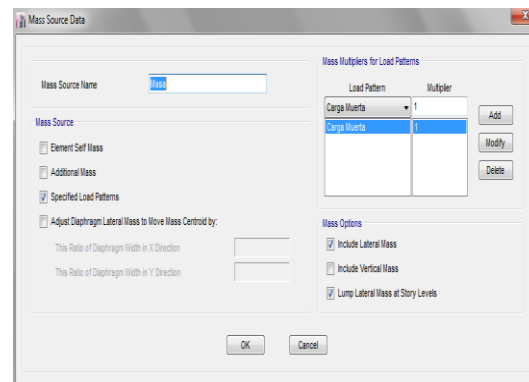


Figura 5.7 Estados de carga que se utilizan como fuentes de masa para el análisis sísmico.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.2.2 Periodo fundamental de vibración

Antes de contar con las dimensiones de los elementos estructurales se estimó el periodo de vibración de la estructura con ayuda de la

ecuación 2.6. La ecuación antes mostrada solamente toma en cuenta la altura del edificio y la tipología del sistema estructural. NEC 2015 recomienda obtener un resultado de mayor precisión mediante un análisis modal.

Debido a que según el espectro de respuesta mientras más flexible es una estructura (mayor periodo de vibración) menores aceleraciones experimentará, conservadoramente el periodo obtenido mediante el análisis modal no deberá de exceder el 30% del periodo de vibración obtenido mediante la Ec. 6.

Las fuerzas de diseño que experimentara la estructura están ligadas al periodo estructural de la misma por lo cual se entrara en un proceso iterativo de cálculo del periodo y reCálculo de secciones hasta que la diferencia de periodos entre cálculos sea menor al 10%.

El periodo obtenido del análisis modal es:

$$T_{modal} = 0,952 \text{ [seg]}.$$

Este valor no excede el 30% del obtenido por la ecuación 2.6 además permanece en la región 2 (aceleración constante) por lo tanto los niveles de fuerza de diseño no deberán ser recalculados.

5.2.3 Número de modos de vibración

NEC 2015, recomienda utilizar un número de modos mínimos para el cual se acumulen el 90% de las masas. Una práctica común es escoger un número de modos igual al número de grados de libertad del edificio. Cada piso al modelarse como diafragma rígido tiene 3 grados de libertad:

Rx: Rotación respecto al eje x

Ry: Rotación respecto al eje y

Uz: Desplazamiento en el eje z

Para una estructura de 5 pisos se analizarán entonces 15 modos.

Tabla XXXIII. Periodos de vibración para los diferentes modos de vibración de la estructura.

Modo de vibración	Periodo [seg]
1	0,952
2	0,897
3	0,803
4	0,315
5	0,289
6	0,263
7	0,154
8	0,151
9	0,135
10	0,092
11	0,091
12	0,081
13	0,029
14	0,026
15	0,018

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

5.3 Estados de carga

Los estados de carga, ver Figura 5.8, contemplados serán:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga viva de cubierta
- Carga sísmica

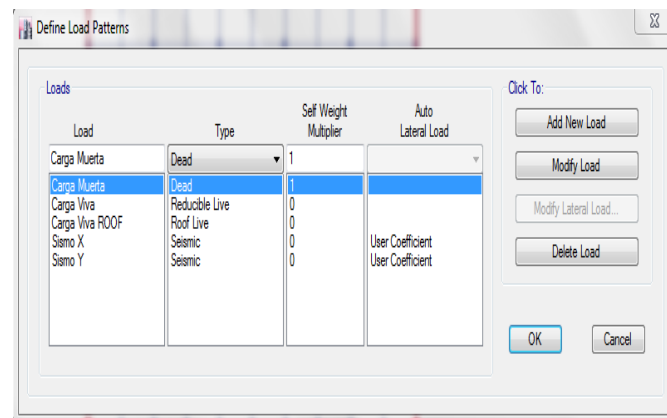


Figura 5.8 Estados de carga.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.3.1 Carga muerta

El estado de carga muerta corresponderá al peso propio del edificio así también como la carga permanente sobreimpuesta.

5.3.2 Carga viva

El estado de carga viva corresponde a las sobre cargas temporales impuestas a la edificación la cual puede ser reducible para los elementos estructurales según lo menciona NEC 2011 en su capítulo de Cargas no sísmicas en su sección 3.2.2.

5.3.3 Carga viva de cubierta

El estado de carga viva de cubierta corresponde a la sobre carga que en un caso determinado puede llegar a tener la cubierta del edificio la normativa no permite la reducción.

5.3.4 Carga sísmica

Las estructuras sismorresistentes deben diseñarse para resistir las fuerzas laterales de un sismo que se presente en cualquier dirección al no conocerse la dirección en la cual actuara el sismo, de una manera conservadora se aplican casos críticos de sismo en cada dirección principal de la estructura. Se tendrán los siguientes casos de carga:

Sismo en dirección "X"

Sismo en dirección "Y"

En las Figuras 5.9, 5.10, se muestra para el caso crítico en cada dirección se considerará el 100% de la carga sísmica actuando en el

eje de estudio y el 30% de la carga sísmica actuando en el eje ortogonal

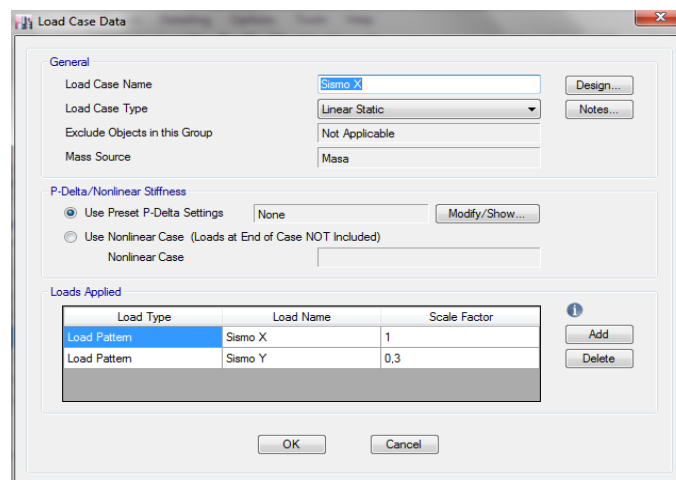


Figura 5.9 Asignación de la contribución de componentes sísmicas horizontales para el estudio del sismo crítico en dirección “X”.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

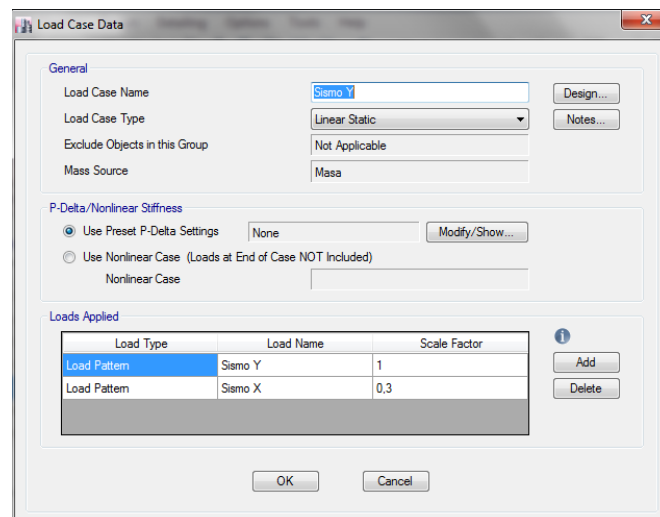


Figura 5.10 Asignación de la contribución de componentes sísmicas horizontales para el estudio del sismo crítico en dirección “X”.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La excentricidad accidental deberá ser aplicada a cada dirección crítica del sismo y se establece como un porcentaje de la longitud de la edificación perpendicular a la dirección de estudio. NEC 2011 recomienda usar un factor de excentricidad accidental igual a 0,05, ver Figura 5.11.

El programa calcula el cortante basal sísmico en cada piso de acuerdo a la fuente de masas ingresada y al coeficiente de cortante basal sísmico de diseño calculado en el capítulo 3 y distribuye este en fuerzas laterales aplicadas a una excentricidad accidental del centro de masa de cada piso mediante el factor de distribución K calculado también en el Capítulo 3, ver Figura 5.12.

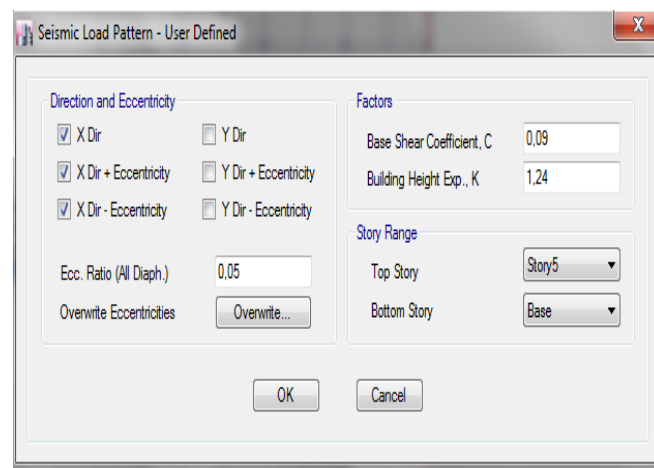


Figura 5.11 Asignación del coeficiente de cortante basal, excentricidad accidental debido a la carga viva y coeficiente de distribución vertical de fuerzas sísmicas en la dirección “X”.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

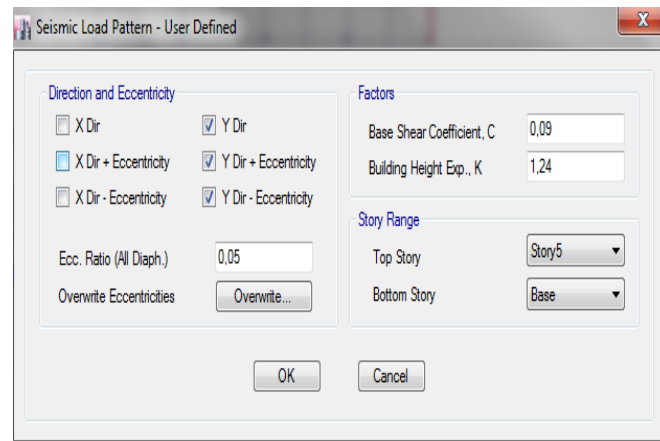


Figura 5.12 Asignación del coeficiente de cortante basal, excentricidad accidental debido a la carga viva y coeficiente de distribución vertical de fuerzas sísmicas en la dirección “X”.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.4 Combinaciones de carga (NEC 2015).

Las combinaciones evaluadas para el diseño estructural en estado límite de resistencia (Método LRFD), se presentan en la Tabla XXXIII.

Tabla XXXIV. Combinaciones de carga utilizadas para diseño estructural.

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

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

La ubicación de la edificación (Clima tropical) facultara el hecho de que no se evalúen cargas de granizo ni cargas de viento. Se deberán incluir los

efectos del sismo en ambas direcciones de estudio con lo cual tendremos las siguientes combinaciones de cargas además de una envolvente la cual recoge las mayores solicitaciones de cortante, axial, y flexión en cada sección de los elementos estructurales ver Figura 5.13.

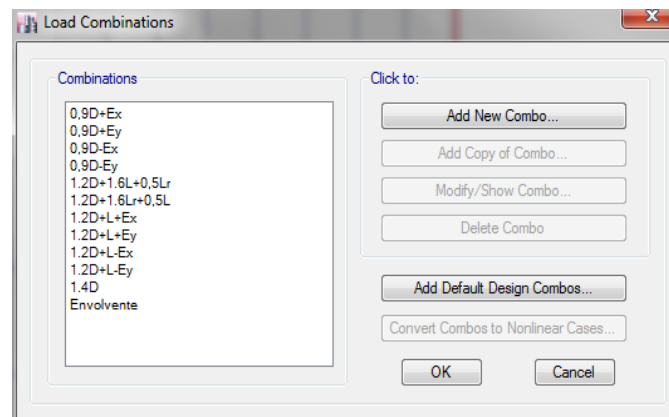


Figura 5.13 Asignación de las combinaciones de carga para diseño por método LRFD recomendadas por la NEC 2015.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

5.5 Derivas de piso

El desempeño estructural ante situaciones sísmicas mencionado en el capítulo 3 establece que en el diseño se debe prever un control de danos estructurales. Este control de danos a la estructura se lo consigue restringiendo las derivas de piso de la misma.

Las derivas de piso se definen como la relación entre los desplazamientos máximos del centro de masa de un piso entre la altura del piso como se ejemplifica en la Figura.

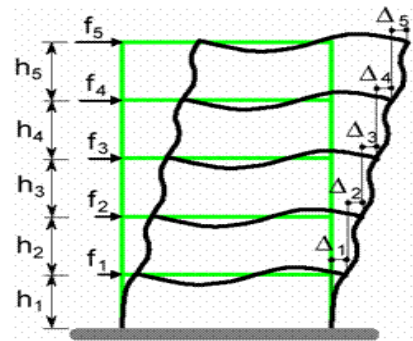


Figura 5.14 Derivas de entrepiso.
Fuente: Univerdiad Nacional de Colombia, 2014.

Las derivas de piso se deben calcular solo con la fuerza sísmica actuando en la estructura y estas se obtendrán con ayuda del programa. A continuación, se muestran las derivas que experimentara cada piso por el sismo en cada dirección de estudio calculadas por medio del software

Tabla XXXV. Derivas de piso en la dirección "X"

Piso	Desplazamiento "X" [m]	Altura de entrepiso [m]	Deriva elástica
5	0,0347	3,5	0,00176
4	0,0286	3,5	0,00243
3	0,0201	3,5	0,00289
2	0,0099	4,5	0,00218
1	0,0001	3,5	0,00004

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Tabla XXXVI. Derivas de piso en la dirección "Y"

Piso	Desplazamiento "Y" [m]	Altura de entrepiso [m]	Deriva elástica
5	0,0402	3,5	0,00236
4	0,0319	3,5	0,00291
3	0,0218	3,5	0,00315
2	0,0107	4,5	0,00236
1	0,0001	3,5	0,00003

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Sin embargo, es importante recordar que el programa no toma en cuenta la incursión de la estructura en el rango inelástico, por lo cual las derivas de piso deben ser amplificadas por un factor.

La normativa NEC 2015 recomienda usar un factor de amplificación igual a $0.75R$, donde R corresponde al factor de reducción de respuesta o demanda de ductilidad que como el lector recordara en el capítulo 3 se determinó un valor de $R=8$. Se tabulan a continuación, los valores de derivas inelásticas las cuales sufrirá la estructura en un sismo severo donde incursionará en el rango inelástico a fin de disipar la energía producida por el sismo.

Tabla XXXVII. Derivas de piso en la rección "X" que experimenta la edificación durante el sismo de diseño.

Piso	Factor de amplificación	Deriva inelástica
5	6	0,0106
4	6	0,0146
3	6	0,0173
2	6	0,0131
1	6	0,0002

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Tabla XXXVIII Derivas de piso en la dirección "Y" que experimentará la edificación durante el sismo de diseño.

Piso	Factor de amplificación	Deriva inelástica
5	6	0,0142
4	6	0,0174
3	6	0,0189
2	6	0,0142
1	6	0,0002

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

5.6 Derivas admisibles

NEC 2015, limita las derivas que puede experimentar una estructura de acuerdo al material de construcción, ver Tabla XL.

Tabla XXXIX. Derivas admisibles según la tipología de la estructura

Estructuras	Deriva admisible
Hormigón armado, estructura metálica, madera	0,02
Mampostería	0,01

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Para estructuras de hormigón la deriva máxima permisible es de 0.02 por lo tanto el lector puede notar que las derivas que experimentará la estructura serán menores a las permitidas por la normativa y de esta manera se controlarán los daños que la estructura pueda presentar durante un sismo severo.

5.7 Efecto de Segundo Orden P-Delta

Los elementos estructurales están sujetos a momentos de segundo orden originados por los desplazamientos que estos experimentan ocasionando excentricidades en las cargas que inicialmente se consideraban concéntricas. Estos efectos se ven traducidos en un aumento en la sollicitación de momentos flectores así también como de fuerzas internas y derivas de piso.

El índice de estabilidad de piso representa la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden y es una medida de que tan determinantes son los efectos de segundo orden en la estructura y establece si estos deben o no ser tomados en cuenta en el diseño. El mismo viene dado por la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (\text{Ec. 16})$$

Tabla XL. Cálculo del índice de estabilidad de cada piso en la dirección "X".

Piso	Delta "X"	Pi [T]	V [T]	hi [m]	Qx
5	0,0106	-887,3	-128	3,5	0,021
4	0,0146	-2456,5	-277	3,5	0,037
3	0,0173	-4042,2	-386	3,5	0,052
2	0,0131	-5691	-458	4,5	0,036
1	0,0002	-7579,3	-485	3,5	0,001

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Tabla XLI. Cálculo del índice de estabilidad de cada piso en la dirección "Y".

Piso	Delta "Y"	Pi [T]	V [T]	hi [m]	Qx
5	0,0142	-887,3	-128	3,5	0,028
4	0,0174	-2456,5	-277	3,5	0,044
3	0,0189	-4042,2	-386	3,5	0,057
2	0,0142	-5691	-458	4,5	0,039
1	0,0002	-7579,3	-485	3,5	0,001

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

Las Tablas XLI, XLII, muestran los resultados del índice de estabilidad del piso en ambas direcciones de estudio. Respecto al índice de estabilidad de piso Q y los efectos de segundo orden (P-Delta) el código NEC 2011 brinda las siguientes recomendaciones:

El índice de estabilidad Q bajo ningún caso podrá ser menor que 0,3 de ser el caso deberá rigidizarse la estructura.

Los efectos de segundo orden no necesitan ser considerados en el diseño si $Q < 0.1$.

5.8 Analisis estructural

Se mostrarán os resultados de las fuerzas internas calculadas por el software ETABS a nivel de envolvente de diseño con la cual en capítulos posteriores serán diseñados los elementos estructurales.

5.8.1 Envoltente de Momento Flector

A continuación se muestran los resultados de las envolventes de momento flector obtenidas mediante el programa ETABS. Se muestra el pórtico más crítico en cada dirección de estudio.

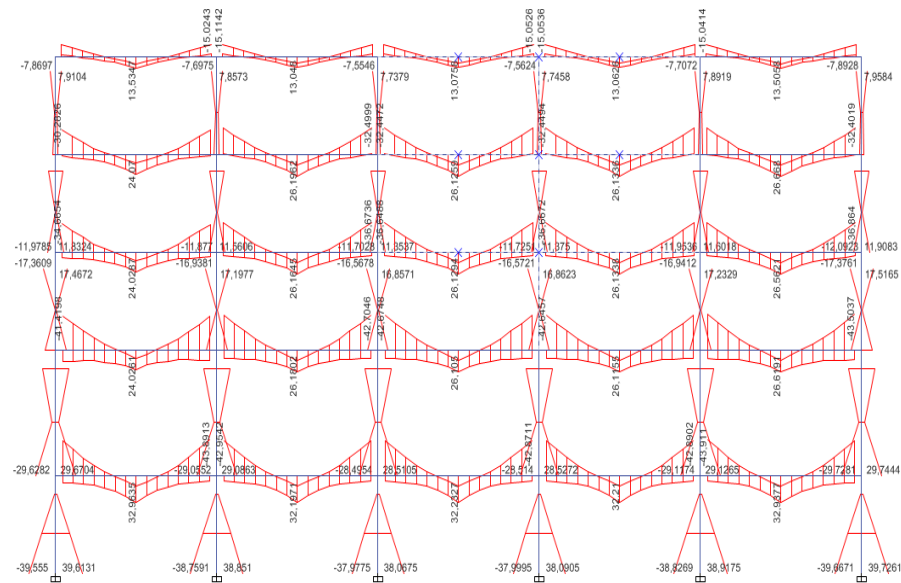


Figura 5.15 Envoltente de Momento Flector para el eje 2 (crítico en la dirección X).

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

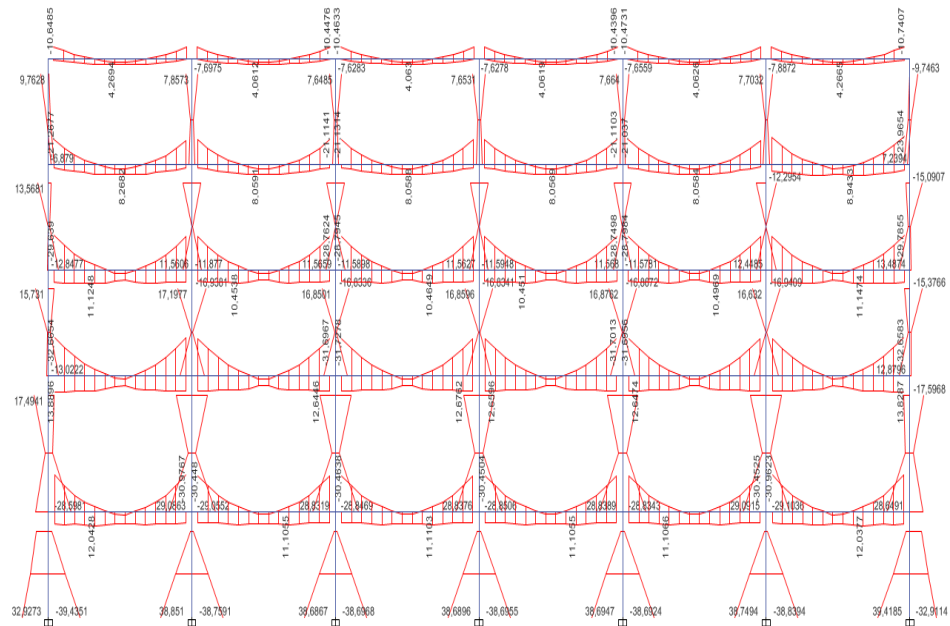


Figura 5.16 Envolvente de Momento Flector para el eje C (crítico en la dirección Y).

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

5.8.2 Carga axial en columnas

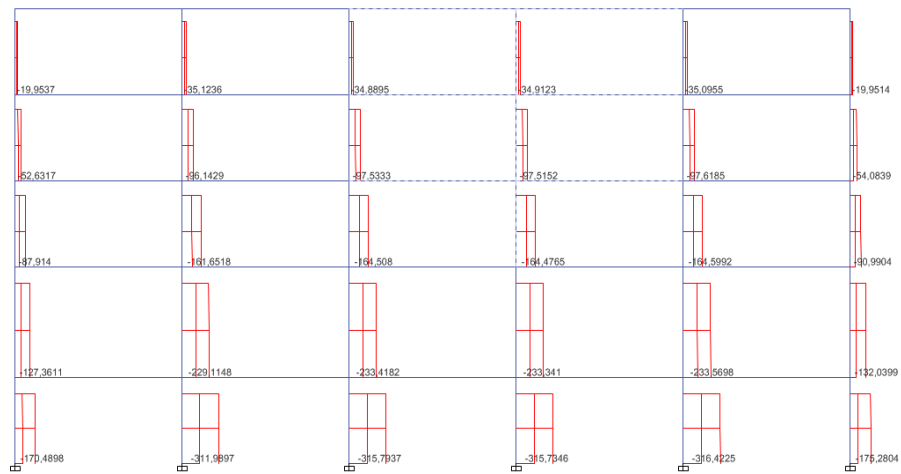


Figura 5.17 Envolvente de Carga Axial para el eje 2 (crítico).

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

5.8.3 Envolvente de cortante

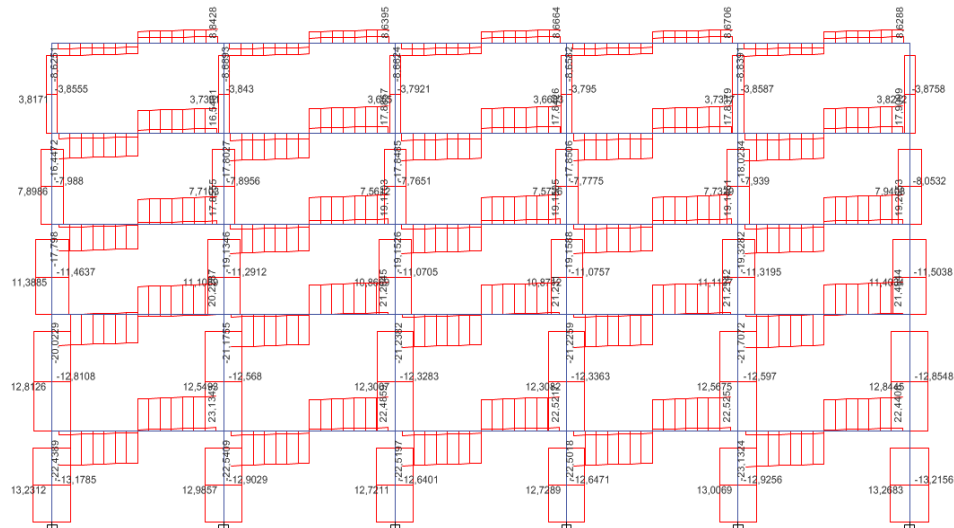


Figura 5.18 Envolvente de Fuerza Cortante 2-2 para el eje 2 (crítico en la dirección X).

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

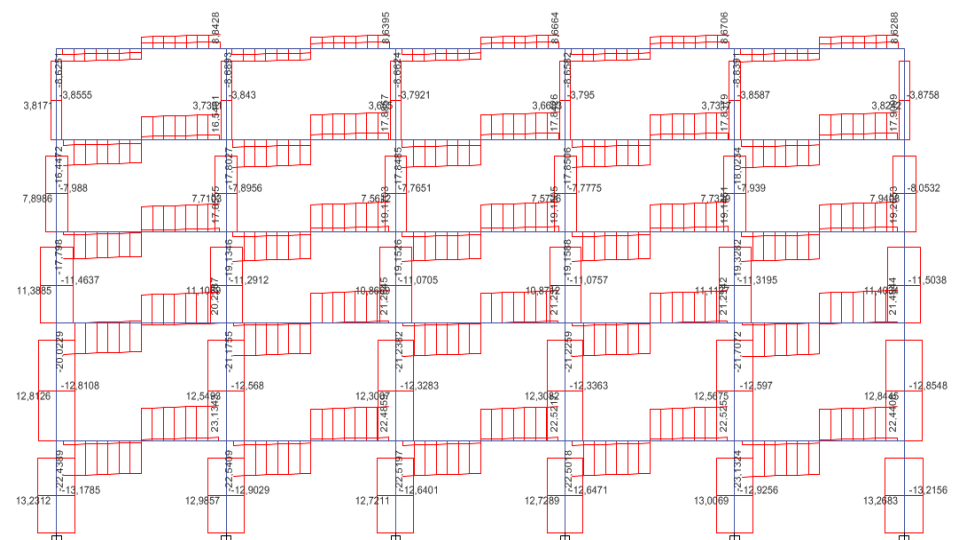


Figura 5.19 Envolvente de Fuerza Cortante 2-2 para el eje C (crítico en la dirección Y).

Fuente: Campodónido R., Maldonado D., 2017.

CAPITULO 6
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

6.1 Diseño de Losas

6.1.1 Descripción de la losa y disposiciones del código.

En nuestro medio factores económicos y sociales hacen de las losas nervadas una atractiva alternativa de diseño ya que, debido al bajo precio de la mano de obra, a un costo menor se puede obtener una estructura más liviana y eficiente.

En este caso con la ayuda de la inclusión de vigas secundarias se obtienen paños de losa que distribuirán las cargas gravitacionales en una sola dirección, además de esto acorta la luz libre de los nervios teniendo así espesores de losa menores.

Como ya se vio en el capítulo 3 se utilizó la Tabla VI para obtener el espesor de la losa a razón de otorgarle la rigidez necesaria para obviar el cálculo de las deflexiones.

El resultado es una losa nervada con paños de 7 X 3.5 m, con peralte de 20 cm, 5 cm de loseta de compresión. Los nervios estarán distribuidos en la dirección corta teniendo separaciones de 45 cm. El ancho de los mismos será de 10 cm. Ver Figura 6.1.

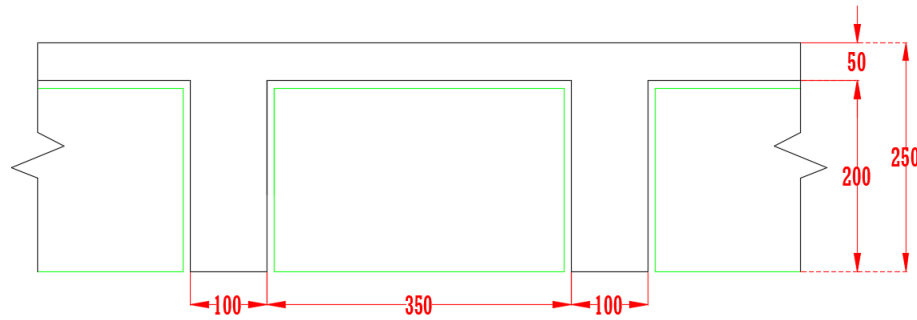


Figura 6.1 Corte de losa.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Cabe mencionar que el ACI 318 recomienda distancias libres máximas entre nervios de hasta 75 cm y también un mínimo de ancho de nervios de 10 cm. Se recomienda utilizar encofrado metálico debido a que el sistema de losa no llevara cajonetas.

6.1.2 Estimación de momentos

A continuación, se muestra tabulada la demanda por carga viva y carga muerta a la que estarán sometidos los nervios en cada piso como ancho de influencia, $S = 45$ cm.

Tabla XLII. Demanda por cargas.

Cargas	Carga lineal por nervio	
Piso 1	0,48	0,216
	0,532	0,2394
Piso 2-3-4	0,3	0,135
	0,532	0,2394
Cubierta	0,07	0,0315
	0,232	0,1044

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Mediante el método de diseño “LFRD” se mejoran las cargas obteniendo la carga última. Ver Tabla XLIII.

$$q_u = 1.2D + 1.6L \quad (\text{Ec } 17)$$

Tabla XLIII. Carga última mayorada.

Piso	qu [T/m²]
Piso 1	0,63288
Piso 2-3-4	0,50328
Cubierta	0,17568

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Para la estimación de momentos producidos por las cargas gravitacionales actuantes sobre la losa se usará el análisis de los coeficientes del ACI.

A continuación, serán tabulados los máximos momentos para cada sección crítica de nervio, estos son los apoyos donde actuarán los máximos momentos negativos y la parte central del claro donde la demanda de momento positivo será mayor. Ver Tabla XLIV.

Tabla XLIV. Momentos máximos.

Pisos	Momento Tramo Ext.		Momento Tramo Int.	
	(-)	(+)	(-)	(+)
Piso 1	0,274	0,47	0,658	0,411
Piso 2-3-4	0,218	0,374	0,523	0,327
Cubierta	0,076	0,131	0,183	0,114

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

6.1.3 Diseño a flexión

Cada nervio necesitará acero de refuerzo longitudinal como indica la siguiente ecuación. Pero este no deberá ser menor que el refuerzo necesario para controlar los efectos de retracción y temperatura como establece ACI 318 11 en su capítulo 7.12.

A continuación, se tabulan los requerimientos de refuerzo longitudinal, ver Tabla XLV.

Tabla XLV. Requerimientos de refuerzo.

Nivel	Tramo Exterior		Tramo Interior	
Piso 1	0,45	0,69	0,97	0,6
Piso 2-3-4	0,45	0,55	0,77	0,48
Cubierta	0,45	0,45	0,45	0,45

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se utilizarán varillas corrugadas con resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm² de diámetros comerciales. En nuestro medio se tomó como referencia las varillas que proporciona la empresa NOVACERO.

Se sabe que todo elemento que trabaje a flexión debe diseñarse de forma sub reforzada para que en caso de una sobrecarga excesiva la falla del elemento se de por fluencia del acero y no por

aplastamiento del concreto ya que la primera falla es de naturaleza dúctil mientras que la segunda es abrupta. Se define a la cuantía de refuerzo longitudinal como sigue:

La cuantía de balance es el valor justo de refuerzo longitudinal para el cual tenemos una sección sub reforzada. Denotada por la siguiente expresión:

En la Tabla XLVI se muestran las cuantías de acero. El código ACI recomienda usar como máximo el 75% de la cuantía de balance.

Tabla XLVI. Cuantías de acero.

Cuantia de balance (ρ)	0,0283
Cuantia maximo	0,0213

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se proporcionará acero suficiente para satisfacer la demanda a flexión en las secciones críticas de los nervios tomando en cuenta la restricción de cuantía máxima recomendada por el ACI, ver Tabla XLVI.

Tabla XLVII. Requerimientos de acero y cuantía.

Nivel		Tramo Exterior		Tramo Interior	
		(-)	(+)	(-)	(+)
As (Proporcionado) (cm²)	Piso 1	0,5	0,71	1,13	0,71
	Piso 2- 3-4	0,5	0,71	1,13	0,71
	Cubierta	0,5	0,5	0,5	0,5
Cuantía	Piso1	0,0025	0,0036	0,0057	0,0036
	Piso2-3- 4	0,0025	0,0036	0,0057	0,0036
	Cubierta	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se puede notar que se proporciona refuerzo longitudinal acorde a la demanda y garantizando un mecanismo de falla dúctil en caso de sobrecarga excesiva.

El espaciamiento de acero destinado a retracción y temperatura según el ACI no deberá ser mayor que cinco veces el espesor de la losa ni 450 mm por lo cual se dispondrá de varillas intermedias entre nervios con diámetro igual a 8 mm.

En la dirección perpendicular a los nervios se dispondrá de acero de refuerzo longitudinal tanto para retracción y temperatura como para distribuir los esfuerzos ocasionados por cargas puntuales por lo cual se dispondrá de varillas de 8 mm cada 25 cm.

6.1.4 Revisión por cortante

La resistencia al corte para una losa aligerada debe ser proporcionada exclusivamente por sus nervios esto debido a que si se utilizara refuerzo a cortante en los nervios habría una congestión de refuerzo tal que provocaría ratoneras en el elemento estructural a la hora del vaciado del hormigón.

Por esta razón se revisará la resistencia a cortante proporcionada por los nervios de la losa. Primero se estimulará la demanda de cortante que recibirán los mismos por medio del método de los coeficientes ACI, ver Tabla La resistencia a cortante proporcionada por cada nervio está dada por la ecuación 6.2

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}b_w d \quad (\text{Ec. 18})$$

Tabla XLVIII. Revisión de resistencia por cortante.

Nivel	Cortante en el apoyo V_u [T]	
	A	B
Piso 1	1,021	1,174
Piso 2-3-4	0,812	0,933
Cubierta	0,283	0,326
Resistencia al cortante (nervio)	1.773 [T]	

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se confirma entonces que la resistencia nominal a cortante proporcionada por los nervios es mayor que la demanda. De hecho,

el código nos permite revisar como sección crítica una sección ubicada a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga esto debido a que supone que la compresión inducida por la reacción aumente la resistencia cortante en el apoyo, sin embargo, no es necesario realizar esta revisión debido a que en este caso más desfavorable la resistencia nominal es mayor a la demanda última.

6.1.5 Detalle estructural de losa

En la Figura 6.2 se detallan las secciones de corte de la losa correspondiente a los pisos 1-2-3-4 y en la Figura 6.3 se detalla la losa de cubierta.

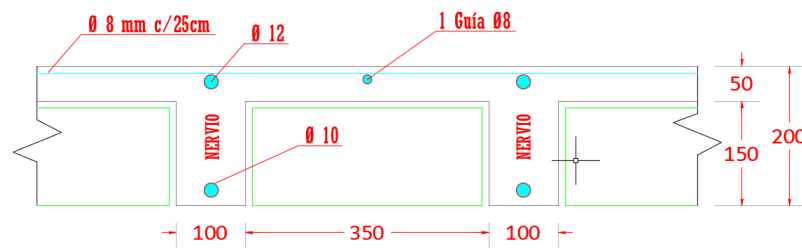


Figura 6.2 Corte de losa piso 1-2-3-4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

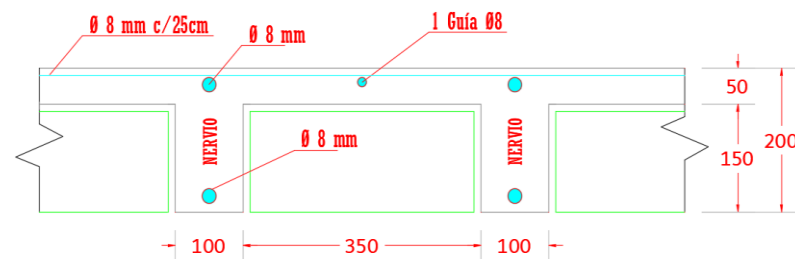


Figura 6.3 Corte de losa de cubierta.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.2 Diseño de vigas secundarias

6.2.1 Diseño por flexión

Las cargas actuantes sobre las vigas secundarias son netamente de origen gravitacional. Se muestran las cargas gravitacionales distribuidas sobre las losas de cada piso. Se pueden distinguir entre cargas muertas (q_d) y cargas vivas (q_L).

Se muestra su distribución en una dirección sobre las vigas secundarias en función de su ancho de influencia igual a 3,5 [m] (para una viga interior, la cual por facilidades constructivas será la que se diseñará en este texto).

Posteriormente se obtiene la carga última para cada viga secundaria obtenida mediante la combinación de cargas crítica para cargas gravitacionales ($1.2D+1.6L$). El resumen de cálculo comentado anteriormente puede encontrarse en la Tabla XLIX.

Tabla XLIX. Distribución de cargas a las vigas secundarias.

Cargas	Carga lineal por viga secundaria		qu [T/m]	
	qL (T/m ²)	qD (T/m ²)		
Piso 1	qL (T/m ²)	0,480	1,764	5,17
	qD (T/m ²)	0,532	1,9551	
Piso 2-3-4	qL (T/m ²)	0,300	1,1025	4,11
	qD (T/m ²)	0,532	1,9551	
Cubierta	qL (T/m ²)	0,070	0,25725	1,43
	qD (T/m ²)	0,232	0,8526	

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018

La estimación de momentos flectores se realizará mediante el método simplificado de los coeficientes del CI debido a que las condiciones de su aplicación se cumplen a cabalidad.

En la Tabla L. se muestra el cálculo de la mitad de la viga debido a que el lector podrá notar la simetría del modelo.

Tabla L. Cálculo de momentos flectores (Método de coeficientes del ACI) Vigas Secundarias.

Nivel	MOMENTO TRAMO 1-2 [Tm]		MOMENTO TRAMO 2-3 [Tm]		MOMENTO TRAMO 3-4 [Tm]	
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
	Piso 1	9,81	16,82	23,55	14,72	21,41
Piso 2-3-4	7,80	13,38	18,73	11,70	17,02	11,70
Cubierta	2,72	4,67	6,54	4,09	5,94	4,09

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se calcula entonces el acero de refuerzo longitudinal necesario para resistir la demanda ultima en la Tabla LI.

Tabla LI. Cálculo del acero de refuerzo longitudinal requerido para Vigas Secundarias.

Nivel	Acero Requerido Tramo 1-2 [cm ²]		Acero Requerido Tramo 2-3 [cm ²]		Acero Requerido Tramo 3-4 [cm ²]	
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
	Piso 1	5,92	10,15	14,21	8,88	12,92
Piso 2-3-4	5,25	8,99	12,59	7,87	11,44	7,87
Cubierta	2,37	4,07	5,70	3,56	5,18	3,56

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Como se explicó en la sección anterior se requiere tener una viga cuyo modo de falla sea por la fluencia del acero y no por el aplastamiento del concreto por lo cual se provee acero mayor o igual requerido tomando en cuenta que su cuantía no sea mayor a la cuantía máxima permitida por el código ACI 318 igual al 75% de la cuantía de balance.

El resumen de cálculo de lo anterior mencionado se muestra en la Tabla LII. especificando el número de varillas y el diámetro a usar.

Tabla LII. Cálculo de acero proporcionado y requerimientos de cuantía (Vigas Secundarias).

Cuantía máxima = 0,0215			Cuantía mínima = 0,0032			
Nivel	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4	
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
Piso 1				2	2 V	2
	3	4	3	V18mm	22mm	V18mm
	V16mm	V18mm	V25mm	+ 2	+ 2	+ 2
				V16mm	V18mm	V14mm
	5,94	10,18	15,20	9,05	12,85	9,17
Cuantía	0,0041	0,0070	0,0104	0,0062	0,0088	0,0063
Piso 2-3-4		3		2	2	2
	3	V18mm	4	V18mm	V18mm	V18mm
	V16mm	+ 1	V20mm	+ 2	+2	+ 2
		V14mm		V14mm	V20mm	V14mm
	5,94	9,17	12,57	8,17	11,37	8,17
Cuantía	0,0045	0,0070	0,0096	0,0062	0,0087	0,0062
Cubierta			1		1	
	2 V	2v16mm	V20mm	2v16mm	V20mm	2v16mm
	14mm		+ 1		+ 1	
			V18mm		V18mm	
	3,079	3,959	5,686	3,959	5,686	3,959
Cuantía	0,0035	0,0039	0,0056	0,0039	0,0056	0,0039

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.2.2 Revisión por cortante

El cálculo de la demanda de cortante se calculará mediante el método de los coeficientes del ACI 318. Como se sabe las mayores fuerzas cortantes se presentarán en los apoyos siendo más críticos los apoyos interiores.

Además, se conoce que debido a la fuerza de compresión de la reacción en el apoyo la sección crítica para cortante no se encuentra

justo en el apoyo sino a una distancia "d" del apoyo donde d hace referencia al peralte de la viga.

A continuación, se calcula la demanda de cortante tabulada para cada piso en la Tabla LII. Solo se muestra el cálculo para el apoyo 1 y para el apoyo 2 ya que en general los demás apoyos interiores experimentarían la misma demanda de cortante que el apoyo 2, mientras que el apoyo exterior 7 experimentaría la misma fuerza cortante que el apoyo 1.

Tabla LIII. Cálculo de la demanda última de cortante para vigas secundarias.

Nivel	Cortante en el apoyo [T]		Cortante a una distancia "d" del apoyo [T]	
	1	2	1	2
Piso 1	17,31	19,91	14,61	17,2
Piso 2-3-4	13,77	15,83	11,84	13,9
Cubierta	4,81	5,53	4,29	50,06

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Se calcula la resistencia de la sección de hormigón a cortante para cada piso y en función del déficit de resistencia se calcula el refuerzo transversal requerido. Se deberá tener en cuenta que el espaciamiento del refuerzo transversal no podrá exceder $d/2$ ni 60 cm a lo largo de la sección de la viga. Además, debe mantenerse este espaciamiento máximo de refuerzo a lo largo de la viga hasta

que la demanda de cortante en la sección sea menor que la mitad de la resistencia de diseño.

Se resume el cálculo de refuerzo transversal mediante la Tabla LIII. En el cual se puede notar que solamente es necesario aplicar el refuerzo transversal mínimo a lo largo de toda la viga, lo anterior se puede explicar debido a que para vigas de grandes luces su diseño está dominado por flexión y debido a las dimensiones que se obtienen por flexión la resistencia a cortante necesaria por refuerzo transversal es mínima.

Tabla LIV. Cálculo de refuerzo transversal para vigas secundarias.

Resistencia del concreto [T]	Resistencia req de acero [T]		S max [cm]	Av requerido [cm ²]		Av dispnible [cm ²]	
	1	2		1	2		
	10,81	8,67		12,13	22,5		
9,70	6,08	8,83	20	0,66	0,96	1,57	1 E 10mm
7,48	0,00	0,00	15	0,00	0,00	1,57	2 E 10mm

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Las distancias a las cuales no será necesario refuerzo transversal pueden revisarse en la Figura 6.4.

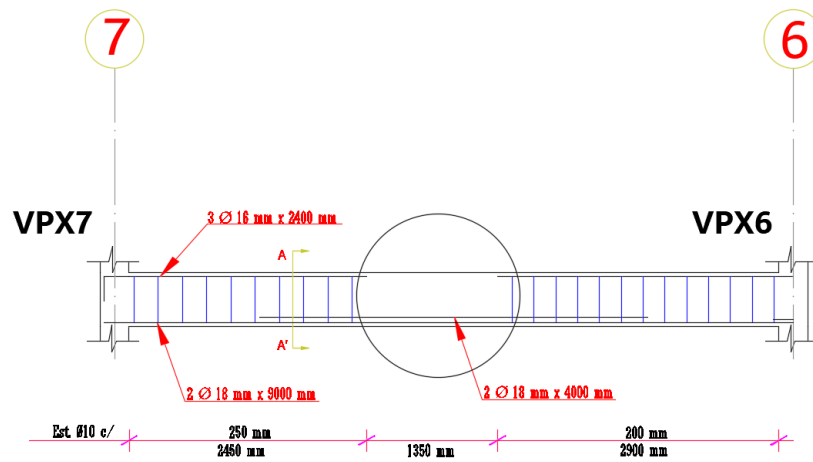


Figura 6.4. Detalle de viga secundaria.
Fuente: Campónico R., Maldonado D., 2017.

6.2.3 Detalle estructural

Las siguientes Figuras representan el detallamientos estructural de las vigas secundarias de cada nivel, así como su respectiva sección transversal. Debido a su configuración estructural, las vigas se han separado por tramos.

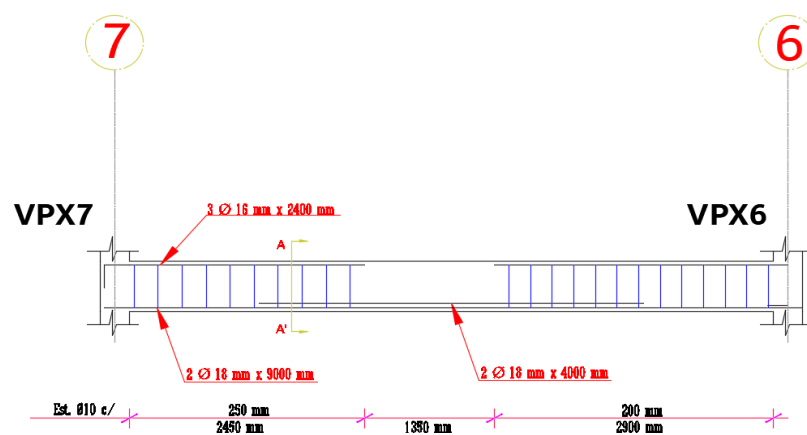


Figura 6.5 Detalle de viga secundaria, piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

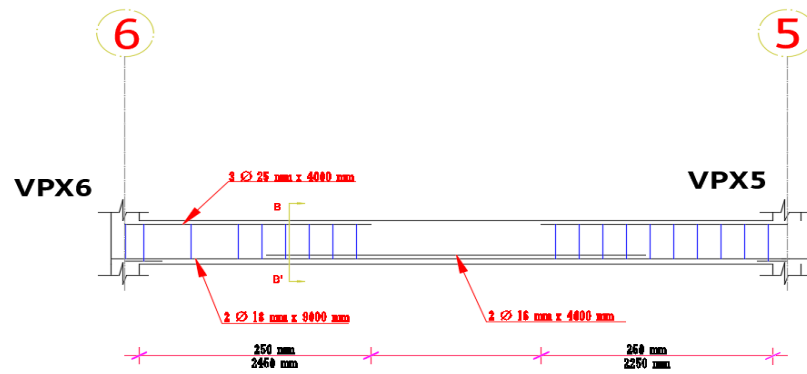


Figura 6.6 Detalle de viga secundaria, piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

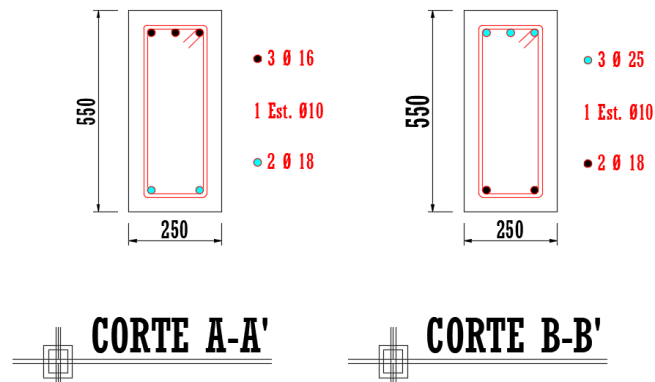


Figura 6.7 Sección de viga secundaria piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

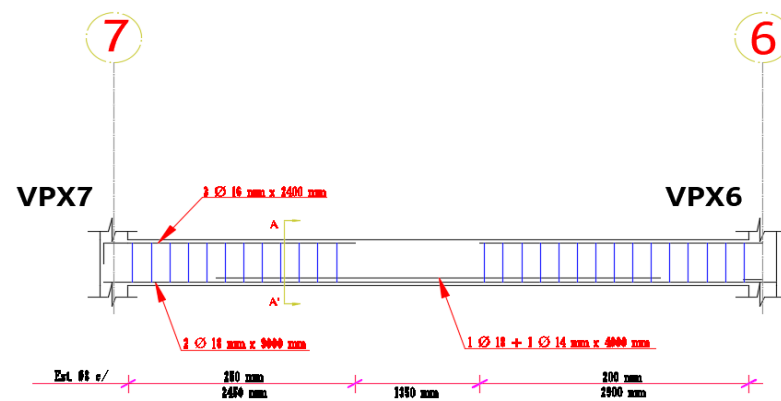


Figura 6.8 Detalle de viga secundaria, piso 2-3-4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

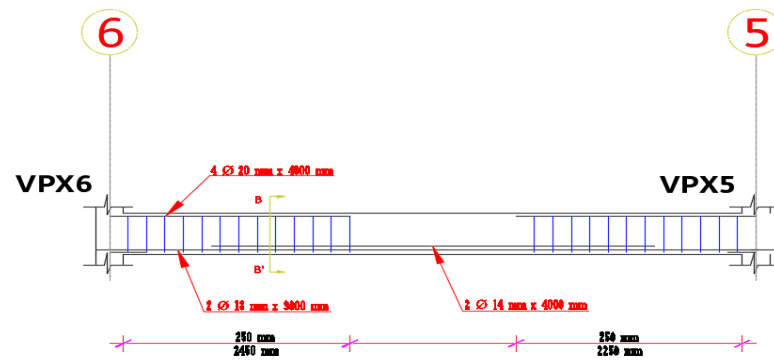


Figura 6.9 Detalle de viga secundaria, piso 2-3-4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

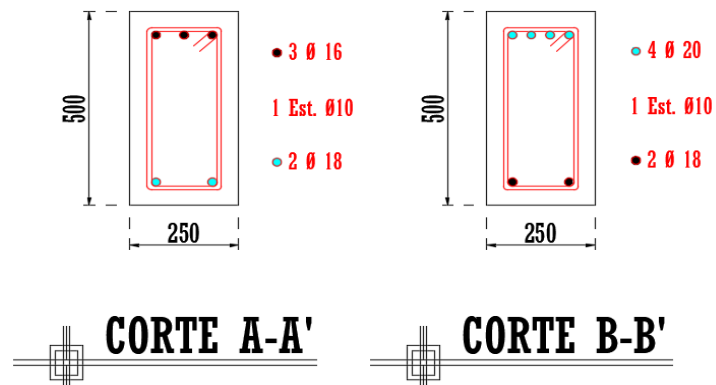


Figura 6.10 Sección de viga secundaria piso 2-3-4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

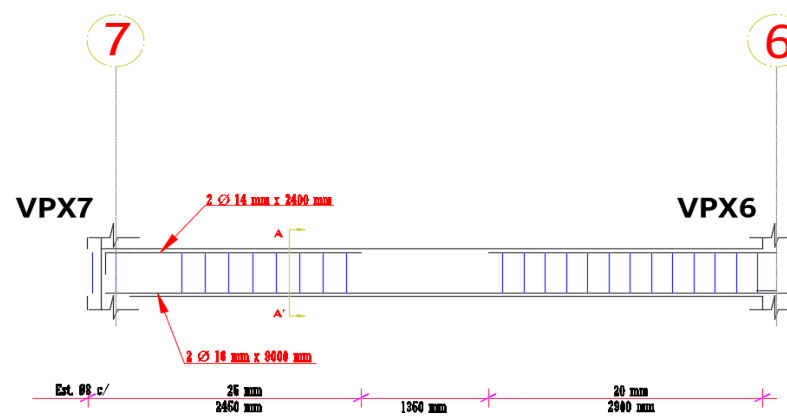


Figura 6.11 Detalle de viga secundaria, cubierta.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

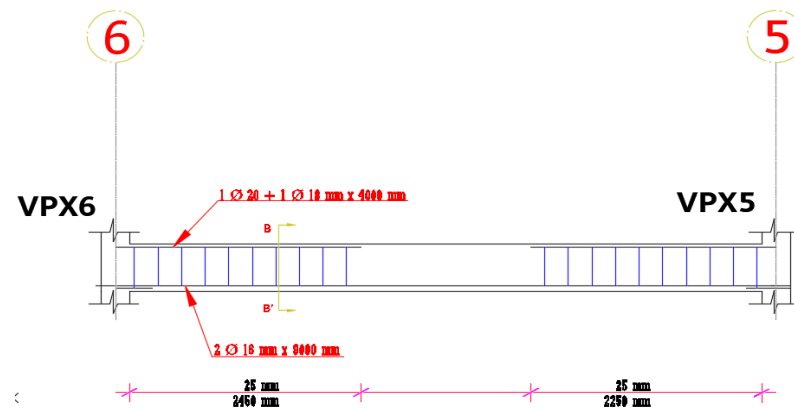


Figura 6.12 Detalle de viga secundaria, cubierta.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

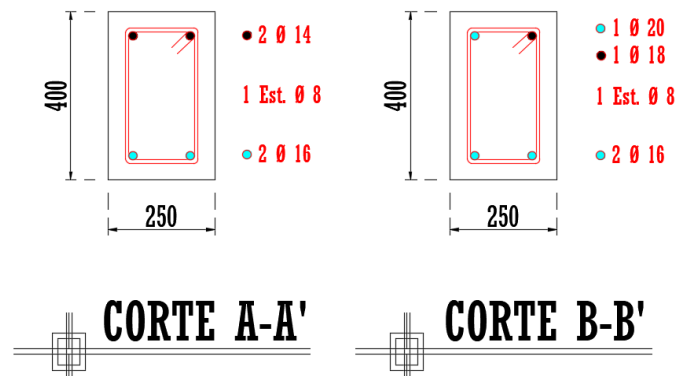


Figura 6.13 Sección de viga secundaria cubierta.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.3 Diseño de vigas principales

6.3.1 Requisitos de ductilidad (Cap. 21 ACI)

6.3.1.1 Articulación plástica

En el diseño sismorresistente se espera un mecanismo de falla dúctil que evite el colapso de la estructura y de esta manera salvaguardar la vida humana.

Cuando una sección crítica de un elemento estructural llega a experimentar el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se dice que esta se vuelve plástica incurriendo así en el rango inelástico en el cual disipa la energía generada por el sismo por medio de deformaciones permanentes.

Se sabe que estas secciones críticas por lo general se experimentan cerca de las conexiones entre viga y columna por lo cual las zonas de Viga cerca de la conexión deben ser detalladas de manera que alcancen la ductilidad requerida por el diseño.

6.3.1.2 Zona de articulación plástica

Los reglamentos tanto ACI – 318 como NEC 2015, establecen una zona de articulación plástica en la cual el reforzamiento de la viga deberá ser más riguroso que en el resto de la misma. La longitud de la zona de articulación plástica se mide desde la cara del nudo y debe ser tomada igual a $2H$ donde H representa la altura de la viga.

A continuación, se tabulan las zonas de articulación plástica (AP) ver Tabla LV y Tabla LVI, para las vigas principales de la edificación en ambas direcciones X y Y.

Tabla LV. Cálculo de la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "X".

Piso	Zona AP [cm]
1	130
2	130
3	120
4	120
5	100

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla LVI. Cálculo de la zona de articulación plástica para las vigas en dirección "X".

Piso	ZONA AP [cm]
1	120
2	120
3	120
4	100
5	90

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

6.3.1.3 Requisitos de confinamiento dentro de zonas donde se esperan articulaciones plásticas

Cuando un elemento estructural se encuentra sometido a flexión, este experimenta esfuerzos cercanos a la falla lo

primero que se evidencia es la pérdida de recubrimiento en la zona cercana a la sección crítica.

Esta pérdida de recubrimiento se traduce en una pérdida de confinamiento lateral del acero de refuerzo longitudinal con lo cual puede experimentar una falla por pandeo la cual se conoce que es de naturaleza frágil, contraria a la filosofía de diseño sismo resistente.



Figura 6.14 Pérdida de recubrimiento y pandeo de refuerzo longitudinal suscitado en una edificación durante el sismo de México 85 por falta de confinamiento en la zona de articulación plástica.

Fuente: EERI, 98-22.

Por este motivo los códigos de diseño ACI 318 11 y NEC 2015 recomiendan separaciones máximas de refuerzo lateral de confinamiento en las zonas de articulación

plástica. El requerimiento de confinamiento será igual al valor mínimo entre “d/4”, seis veces el diámetro de las barras longitudinales principales más pequeñas 150 mm.

A continuación, se tabulan los espaciamientos máximos requeridos por confinamiento en las zonas de articulación plástica de cada piso.

Tabla LVII. Cálculo del espaciamiento máximo de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica para las vigas en dirección “X”.

Piso	Espaciamiento [mm]
1	5
2	5
3	10
4	10
5	10

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla LVIII. Cálculo del espaciamiento máximo de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica para las vigas en dirección “Y”.

Piso	Espaciamiento [mm]
1	12,5
2	12,5
3	12,5
4	10
5	10

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.3.1.4 Demanda de cortante en la zona de articulación plástica

Los estribos de confinamiento en la zona de articulación plástica deben ser capaces de resistir las fuerzas cortantes que experimentará la región confinada cuando la misma entre en fluencia por flexión.

Esta fuerza cortante difiere de la fuerza cortante en el intervalo elástico que calcula el programa ETABS y debe calcularse a partir de los momentos probables que se generarán en los extremos del elemento los cuales coinciden con la resistencia probable a flexión proporcionada.

Esta resistencia probable a la flexión se determina considerando que el esfuerzo real de fluencia en el acero es igual a 1.25 veces el esfuerzo teórico de fluencia para permitir mayores deformaciones y de esta manera lograr un diseño más conservador.

Además, los giros considerables que pueden presentarse en la fluencia por flexión ocasionan que el acero de refuerzo pueda llegar a la fase de endurecimiento por deformación y en esta etapa los esfuerzos que experimentara el acero son

superiores al esfuerzo de fluencia (Harsem, 2002). El momento probable se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$M_{pr} = A_s 1.25 f_y (d - 1/2 a) \quad (\text{Ec. 19})$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{Ec. 20})$$

$$a = \frac{A_s 1.25 f_y}{0.85 f'_c b_w} \quad (\text{Ec. 21})$$

A continuación, se muestra el cálculo de los momentos probables por piso en ambas direcciones de estudio.

Tabla LIX. Cálculo de momento probable vigas principales dirección "X".

Piso	As- [cm2]	As+ [cm2]	a- [cm]	a+ [cm]	Mpr- [Tm]	Mpr+ [Tm]
1	22,45	16,42	16,51	12,07	59,51	45,43
2	22,45	12,32	16,51	9,06	59,51	35,06
3	20,27	10,13	14,9	7,45	49,27	26,62
4	17,89	10,13	13,16	7,45	44,31	26,62
5	10,16	5,09	7,47	3,74	21,35	11,19

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla LX. Cálculo de momento probable vigas principales en dirección "Y".

Piso	As- [cm2]	As+ [cm2]	a- [cm]	a+ [cm]	Mpr- [Tm]	Mpr+ [Tm]
1	17,42	9,11	12,81	6,7	43,3	24,11
2	17,42	9,11	12,81	6,7	43,3	24,11
3	17,42	8,17	12,81	6,01	43,3	21,76
4	15,21	8,17	11,18	6,01	30,46	17,47
5	9,11	5,09	6,7	3,74	16,93	9,85

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La demanda de cortante en la zona donde se espera articulación plástica es la suma de la fuerza cortante producida por la fluencia de la sección crítica más la fuerza cortante que se desarrolla por las cargas gravitacionales de acuerdo con la combinación sísmica crítica la cual corresponde a: 1.2D+L+E. Ver Figura

$$V_u = V_g + V_E \quad (\text{Ec. 22})$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm V_{est} \quad (\text{Ec. 23})$$

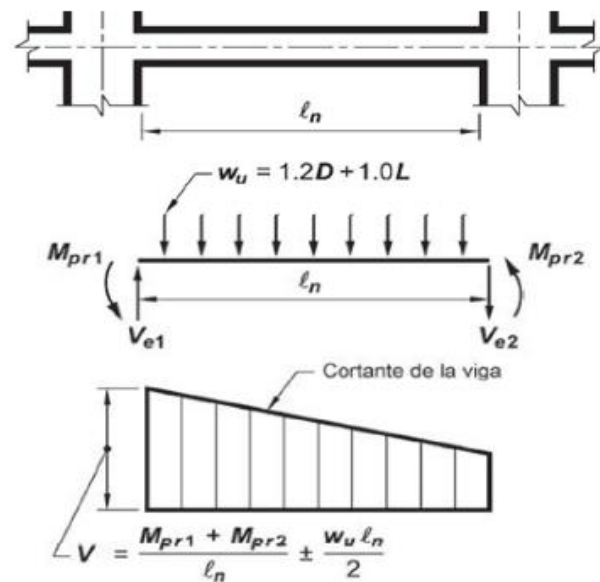


Figura 6.15 Esquema del cálculo de la fuerza cortante de diseño en la zona de articulación plástica.

Fuente: American Concrete Institute (ACI – 318), 2015.

A continuación, se calcula la demanda de cortante en la zona de articulación plástica. Ver Tabla LXI. y Tabla LXII.

Tabla LXI. Cálculo de resistencia nominal requerida a cortante en las zonas donde se espera fluencia para las vigas en dirección "X".

Piso	qd [T/m]	ql [T/m]	1,2qd+ql [T/m]	Vg [T]	VE [T]	Vu [T]
1	1,96	1,76	4,11	13,15	16,4	29,55
2	1,96	1,1	3,45	11,04	14,78	25,81
3	1,96	1,1	3,45	11,12	11,76	22,89
4	1,96	1,1	3,45	11,12	11	22,12
5	0,85	0,26	1,28	4,16	5,01	9,17

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla LXII. Cálculo de resistencia nominal requerida a cortante en las zonas donde se espera fluencia para las vigas en dirección "Y".

Piso	qd [T/m]	ql [T/m]	1,2qd+ql [T/m]	Vg [T]	VE [T]	Vu [T]
1	1,96	1,76	4,11	13,15	10,53	23,58
2	1,96	1,1	3,45	11,04	10,53	21,48
3	1,96	1,1	3,45	11,12	10,09	21,64
4	1,96	1,1	3,45	11,12	7,43	18,98
5	0,85	0,26	1,28	4,16	4,15	8,47

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

6.3.2 Refuerzo longitudinal

6.3.2.1 Requisitos de integridad estructural

Para la integridad estructural de las vigas que estarán sometidas a cargas sísmicas NEC 2015 hace las siguientes recomendaciones:

El momento nominal positivo en las regiones de articulación plástica deberá ser mayor o igual al momento nominal proporcionado por el acero de refuerzo negativo.

El momento nominal en cualquier sección de la viga no deberá ser menor a la cuarta parte del máximo momento nominal proporcionado.

Al menos dos varillas de refuerzo longitudinal positiva y negativa deberán ser continuas a lo largo de toda la viga esto se hace con fines constructivos ya que en el diseño sismo resistente se necesita disponer de refuerzo transversal a lo largo de todo el elemento.

Se limita la cuantía a un valor máximo de 0.025 con el fin de evitar la congestión del refuerzo y la segregación de materiales en el vaciado del hormigón en sitio e indirectamente para controlar la demanda de cortante en la zona de articulación plástica.

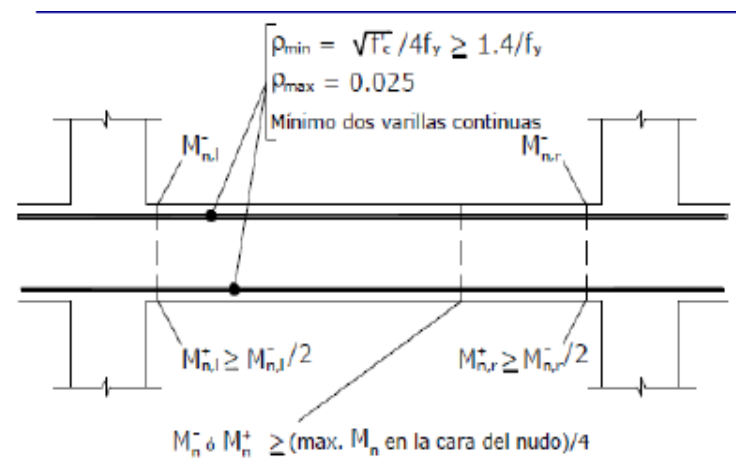


Figura 6.16 Requisitos de integridad estructural para el acero de refuerzo longitudinal.

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

6.3.2.2 Demanda de momentos flectores

Con la ayuda del programa ETABS 2016 se pudo obtener la envolvente de momentos de los elementos estructurales, la cual se presentó oportunamente en el capítulo 5.

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se necesitará esta demanda de flexión producida por la envolvente de combinaciones recomendadas por la normativa NEC 2015.

Los momentos flectores obtenidos con la envolvente se presentan a continuación como Tablas, debido a que los momentos críticos variaban muy poco a lo largo de los tramos

de las vigas se eligió el tramo más crítico como tramo de diseño. Este tramo coincide con un tramo externo de la viga.

Tabla LXIII. Momentos críticos obtenidos con la envolvente de las combinaciones recomendadas por la NEC, para las vigas en dirección "X",

Tramo exterior					
Nivel	Apoyo Exterior		Centro	Apoyo Interior	
	(-)	(+)	(+)	(+)	(-)
Piso 1	42,35	21,18	32,96	21,95	43,89
Piso 2	41,42	20,71	24,02	20,55	41,09
Piso 3	34,67	17,34	23,81	17,2	34,39
Piso 4	30,28	15,14	23,89	15,1	30,19
Piso 5	14,76	7,38	13,81	7,53	15,05

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla LXIV. Momentos críticos obtenidos con la envolvente de las combinaciones recomendadas por la NEC, para las vigas en dirección "Y",

Tramo exterior					
Nivel	Apoyo Exterior		Centro	Apoyo Interior	
	(-)	(+)	(+)	(+)	(-)
Piso 1	31,81	15,91	11,29	15,49	30,98
Piso 2	31,80	15,90	11,29	15,95	31,89
Piso 3	29,64	14,82	10,10	14,32	28,63
Piso 4	21,27	10,64	8,27	10,42	20,83
Piso 5	10,64	5,32	4,27	5,17	10,34

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

6.3.2.3 Cálculo de refuerzo longitudinal

Para el cálculo del de refuerzo longitudinal requerido se harán uso de las formulas ya antes utilizadas en el capítulo IV se proporcionará acero de refuerzo disponible de acuerdo con las varillas corrugadas comerciales existentes en el mercado. Ver Tabla LXIV. y Tabla LXV.

Tabla LXV. Cálculo de refuerzo longitudinal para vigas en dirección "X".

TRAMO EXTERIOR						
Nivel	Requerimientos	Izquierda		Centro	Derecha	
		(-)	(+)	(+)	(+)	(-)
Piso 1	As req [cm2]	21,2	10,6	16,5	10,99	21,97
	As pro [cm2]	22,45	12,3	17,38	16,42	22,45
	Varillas	2V25+2v28	2V28	2V28+1V25	2V28	2V25+2v28
	Cuantía	0,013	0,01	0,01	0,009	0,013
Piso 2	As req [cm2]	20,74	10,4	12,03	10,29	20,57
	As pro [cm2]	22,45	12,3	12,32	12,32	22,45
	Varillas	2V25+2V28	2V28	2V28	2V28	2V25+2V28
	Cuantía	0,013	0,01	0,007	0,007	0,013
Piso 3	As req [cm2]	18,97	9,49	13,03	9,41	18,82
	As pro [cm2]	20,27	10,1	13,28	10,13	20,27
	Varillas	4V25	2V25	2V25+1V18	2V25	4V25
	Cuantía	0,013	0,01	0,008	0,006	0,013
Piso 4	As req [cm2]	16,57	8,28	13,07	8,26	16,52
	As pro [cm2]	17,89	10,1	13,28	10,13	17,89
	Varillas	2V22+2V25	2V25	2V25+1V18	2V25	2V22+2V25
	Cuantía	0,011	0,01	0,008	0,006	0,011
Piso 5	As req [cm2]	9,92	4,96	9,28	5,06	10,12
	As pro [cm2]	10,16	5,09	10,18	3,08	10,16
	Varillas	2V20+1V22	2V18	4V18	2V18	2V20+1V22
	Cuantía	0,008	0	0,008	0,002	0,008

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla LXVI. Cálculo de refuerzo longitudinal para vigas en dirección "Y".

TRAMO EXTERIOR						
Nivel	Requerimientos	Izquierda		Centro	Derecha	
		(-)	(+)	(+)	(+)	(-)
Piso 1	As req [cm2]	17,41	8,70	6,18	8,48	16,95
	As pro [cm2]	17,42	9,11	9,11	9,11	17,42
	Varillas	2V22+2V25	2V18+2V16	2V18+2V16	2V18+2V16	2V22+2V25
	Cuantía	0,011	0,006	0,006	0,006	0,011
Piso 2	As req [cm2]	17,40	8,70	6,18	8,73	17,45
	As pro [cm2]	17,42	9,11	9,11	9,11	17,42
	Varillas	2V22+2V25	2V18+2V16	2V18+2V16	2V18+2V16	2V22+2V25
	Cuantía	0,011	0,006	0,006	0,006	0,011
Piso 3	As req [cm2]	16,22	8,11	5,53	7,83	15,67
	As pro [cm2]	17,42	9,11	9,11	9,11	16,31
	Varillas	2V22+2V25	2V18+2V16	2V18+2V16	2V18+2V16	2V22+2V25
	Cuantía	0,011	0,006	0,006	0,006	0,010
Piso 4	As req [cm2]	14,30	7,15	5,56	7,00	14,00
	As pro [cm2]	15,21	8,17	8,17	7,63	15,21
	Varillas	4V22	2V18+2V14	2V18+2V14	3V18	4V22
	Cuantía	0,012	0,006	0,006	0,006	0,012
Piso 5	As req [cm2]	8,08	4,04	3,24	3,92	7,85
	As pro [cm2]	9,11	5,09	5,09	5,09	9,11
	Varillas	2V18+2V16	2V18	2V18	2V18	2V18+2V16
	Cuantía	0,008	0,004	0,004	0,004	0,008

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

6.3.3 Detalla estructural de vigas

6.3.3.1 Vigas principales ejes "X" e "Y"

Las siguientes Figuras representan el detallamiento estructural de las vigas principales en ambos ejes, así como su respectivas secciones de corte.

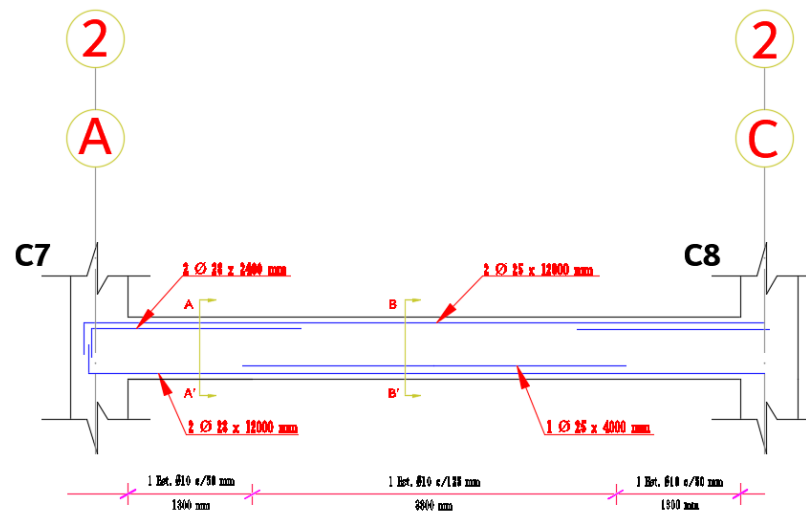


Figura 6.17 Detalle de viga principal eje "X" piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

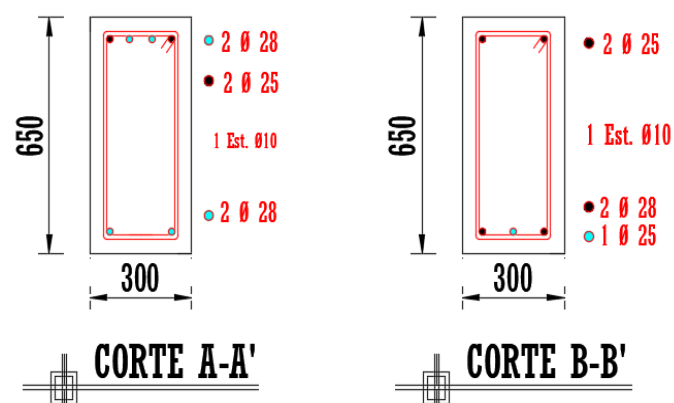


Figura 6.18 Sección de viga principal eje "X" piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

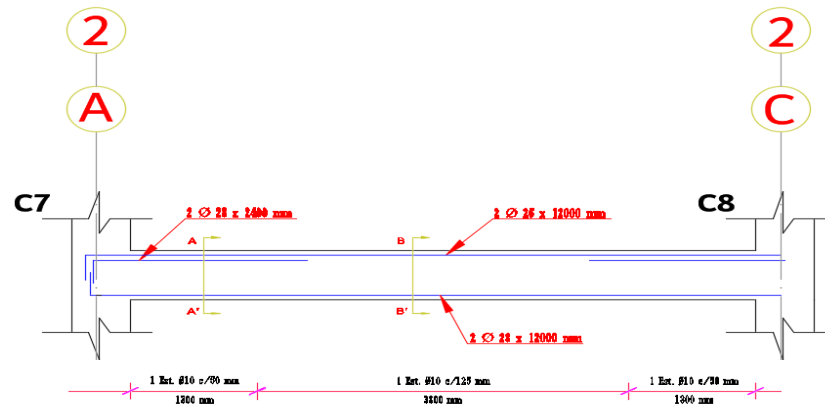


Figura 6.19 Detalle de viga principal eje "X" piso 2.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

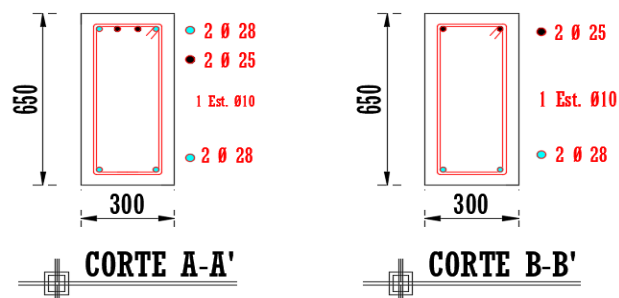


Figura 6.20 Sección de viga principal eje "X" piso 1.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

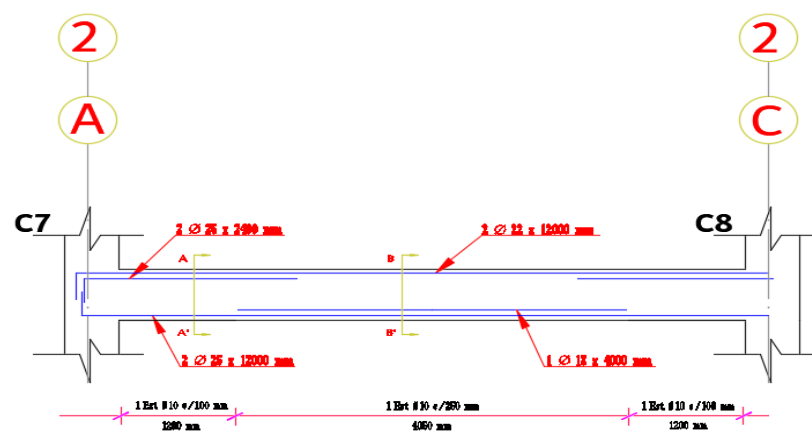


Figura 6.21 Detalle de viga principal eje "X" piso 3.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

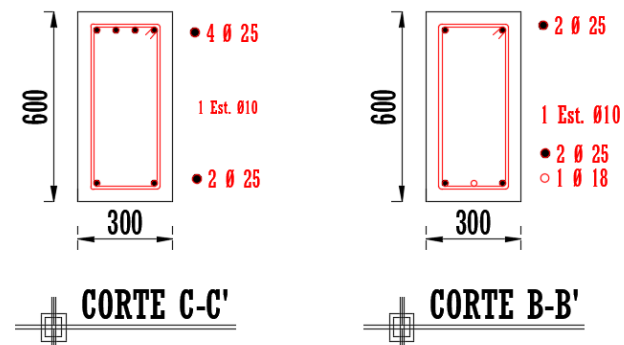


Figura 6.22 Sección de viga principal eje "X" piso 3.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

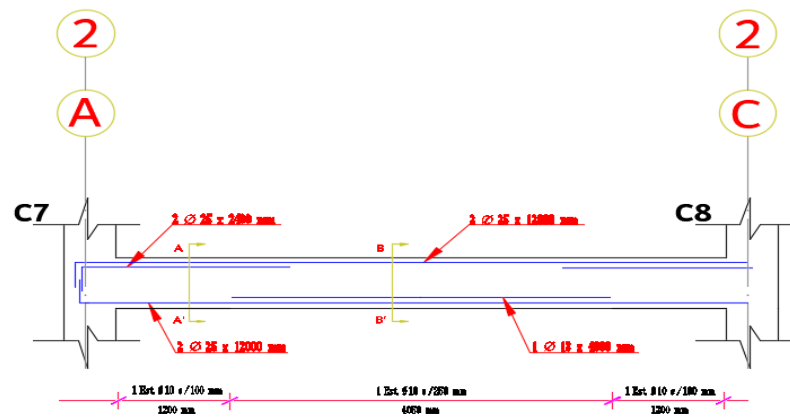


Figura 6.23 Detalle de viga principal eje "X" piso 4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

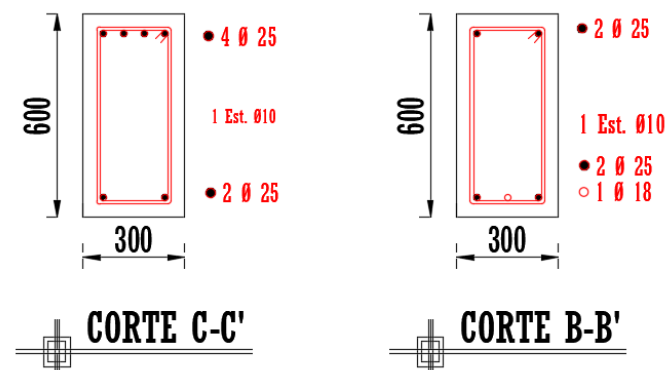


Figura 6.24 Sección de viga principal eje "X" piso 4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

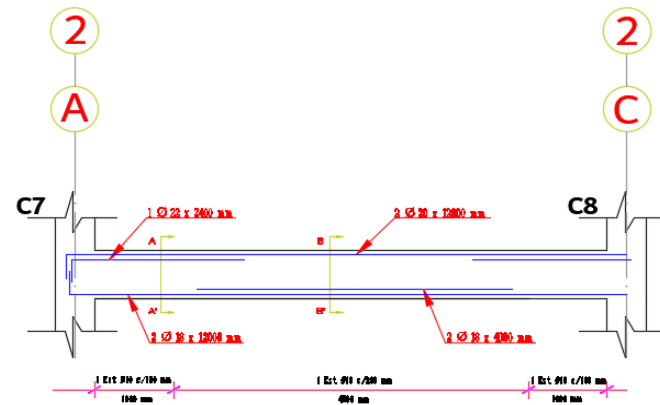


Figura 6.25 Detalle de viga principal eje "X" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

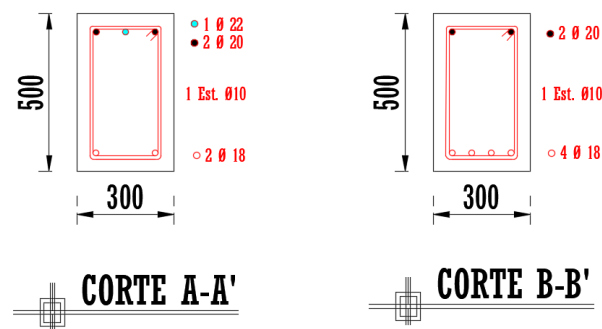


Figura 6.26 Sección de viga principal eje "X" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

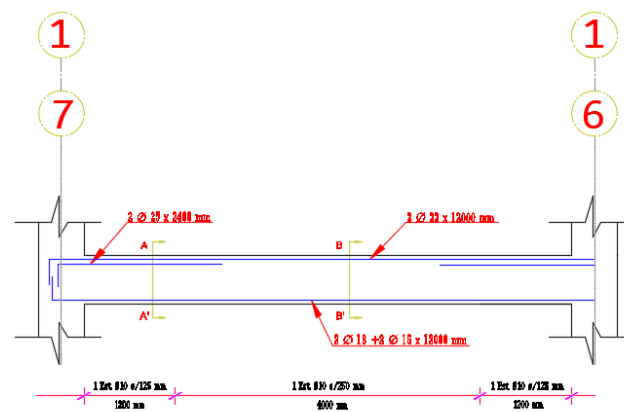


Figura 6.27 Detalle de viga principal eje "Y" piso 1-2-3.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

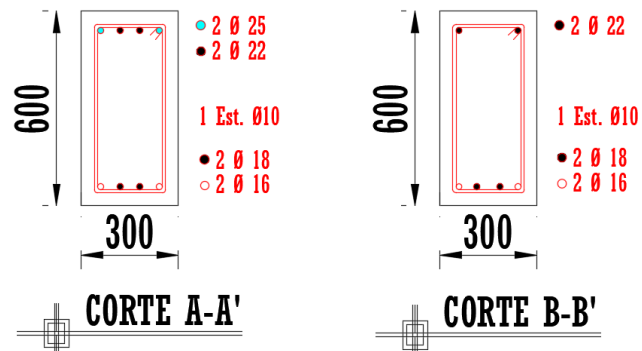


Figura 6.28 Sección de viga principal eje "X" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

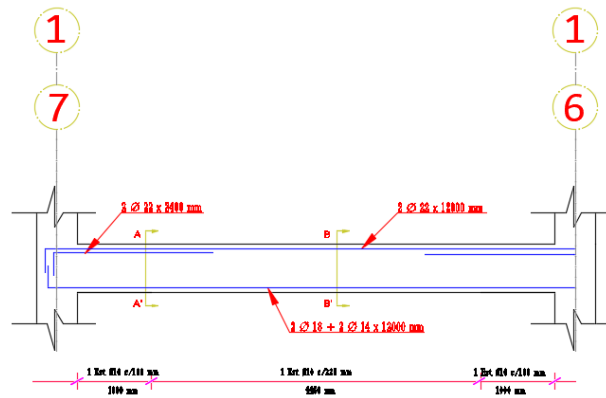


Figura 6.29 Detalle de viga principal eje "Y" piso 4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

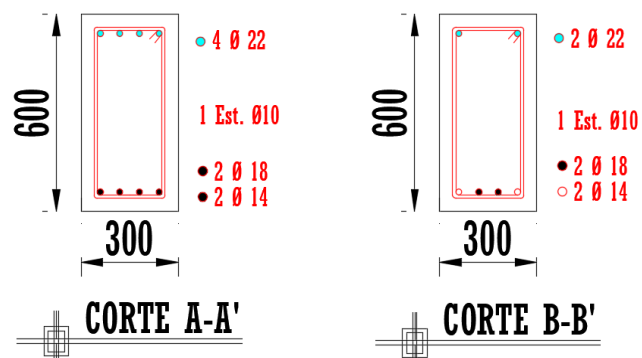


Figura 6.30 Sección de viga principal eje "X" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

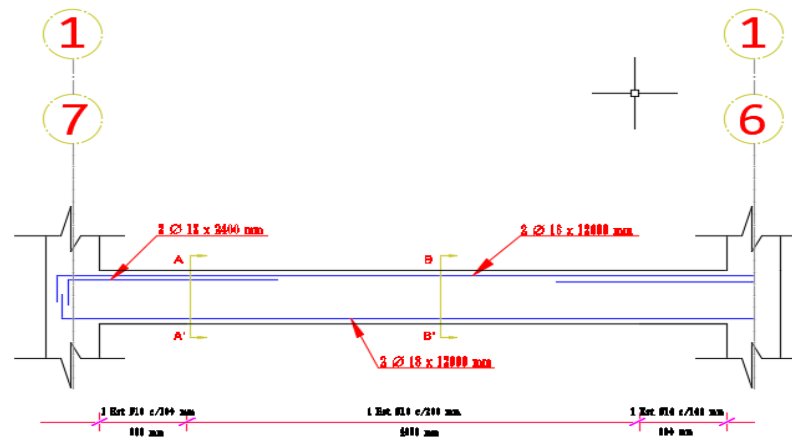


Figura 6.31 Detalle de viga principal eje "Y" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

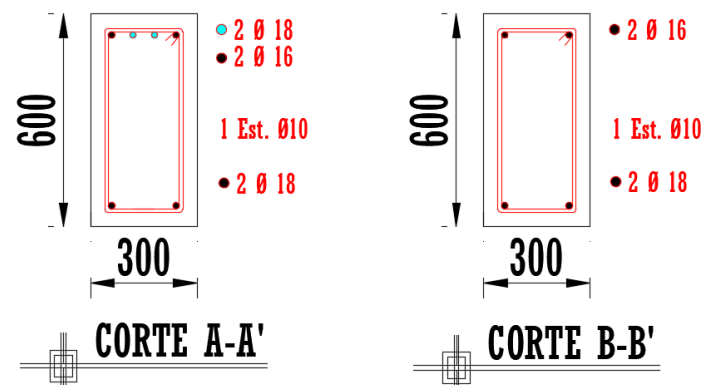


Figura 6.32 Sección de viga principal eje "X" piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.4 Diseño de columnas

6.4.1 Revisión por método LRFD

Para el diseño de columna, así como para el resto de elementos estructurales se utilizará el método LRFD. Las combinaciones de demanda última ya fueron explicadas y son proporcionadas por NEC 2015.

Los coeficientes de reducción de resistencia dependen de la naturaleza de la falla por flexión al ser más dúctil que la falla a compresión tiene un coeficiente de reducción de resistencia más contemplativo, ver Tabla LXVI.

Tabla LXVII.
Coeficientes de
reducción de resistencia

$\phi(\text{flexión})$	0,9
$\phi(\text{compresión})$	0,65

Fuente: American
Concrete Institute (ACI –
318), 2011.

Para el diseño de columnas se escogieron las que presenten una mayor demanda de carga axial y momento flector, la columna escogida para el diseño en cada piso se expresa en la siguiente Figura.

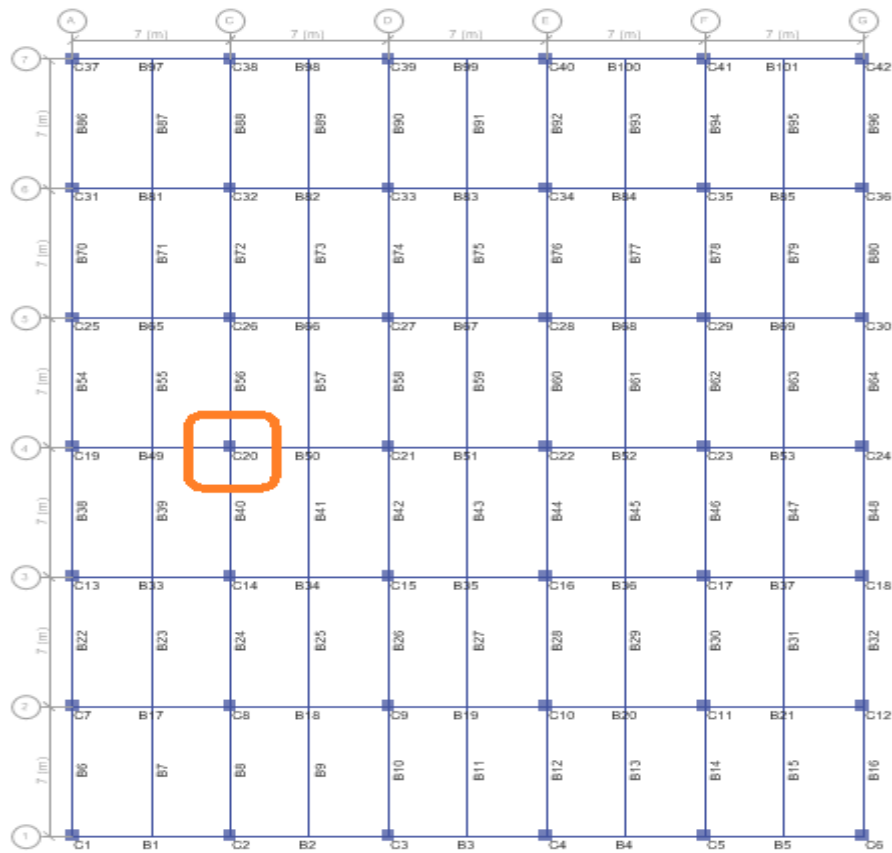


Figura 6.33 Columna crítica a diseñar.
Fuente: Campodóco R., Maldonado D., 2017.

De acuerdo con el pre dimensionamiento de columnas se escogieron las siguientes secciones mostradas en la Tabla LXVIII.

Tabla LXVIII. Secciones de Columnas para cada piso

Nivel	Pisos
Sótano - Piso 1	60X60
Piso 2 - Piso 3	55X55
Piso 4	50X50

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

La columna de sección de 60X60 deberá poder resistir las demandas que se muestran en la Tabla LXX para cada estado de carga. NEC 2015 recomienda restringir las cuantías de acero de refuerzo longitudinal de las columnas a los valores entre 0,01 y 0,03. El límite inferior es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda el momento de fisuración (ACI 318-11).

Mientras que el límite superior corresponde a la preocupación de una congestión excesiva del refuerzo dificultando la colocación del hormigón fresco y propiciando la aparición de ratoneras.

Tabla LXIX. Resultados del análisis estructural para columna crítica del sótano.

Combinación de carga	Carga axial [T]	Momento alrededor del eje X-X [Tm]	Momento alrededor del eje Y-Y [Tm]
1.4D	240,1329	-0,11	-0,003
1.2D+1.6L+0,5Lr	315,9808	-0,218	-0,003
1.2D+1.6Lr+0,5L	245,2186	-0,133	-0,003
1.2D+L+Ex Max	274,48	-33,718	12,36
1.2D+L+Ex Min	274,4801	-33,718	9,14
1.2D+L-Ex Max	272,7165	33,374	-9,14
1.2D+L-Ex Min	272,7165	33,374	-12,36
1.2D+L+Ey Max	273,8635	-10,236	36,89
1.2D+L+Ey Min	273,8635	-10,236	34,60
1.2D+L-Ey Max	273,333	9,8918	-34,60
1.2D+L-Ey Min	273,3331	9,8918	-36,89
0,9D+Ex Max	155,2529	-33,617	12,36
0,9D+Ex Min	155,2529	-33,617	9,14
0,9D+Ey Max	154,6363	-10,135	36,89

0,9D+Ey Min	154,6364	-10,135	34,60
0,9D-Ex Max	153,4893	33,475	-9,14
0,9D-Ex Min	153,4894	33,475	-12,36
0,9D-Ey Max	154,1059	9,993	-34,6
0,9D-Ey Min	154,1059	9,993	-36,89

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla LXX. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 60x60.

Sección	60x60
#barras	8
diámetro [cm]	25
Área [cm²]	3600
As [cm²]	39,27
ρ	0,011

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Para el caso de la columna de 60x60 se proponen 8 varillas de 25 mm.

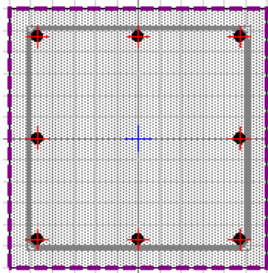


Figura 6.34 Sección de columna 60x60 con refuerzo longitudinal $8\phi 25\text{mm}$.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se calcula el diagrama de interacción de la columna basados en un análisis de compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el

acero de refuerzo y se afecta las resistencias obtenidas por los factores de reducción de resistencia recomendados por el ACI 318 11 para obtener el diagrama de interacción de la columna.

Se grafica a continuación el diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para la columna de sección 60x60 con refuerzo longitudinal $8\phi 25\text{mm}$.

Puede notarse según el diagrama de interacción de diseño de la Figura 6.35 que la columna de 60x60 es satisfactoria para resistir las demandas de flexo-compresión de cada una de las combinaciones de carga de NEC 2015.

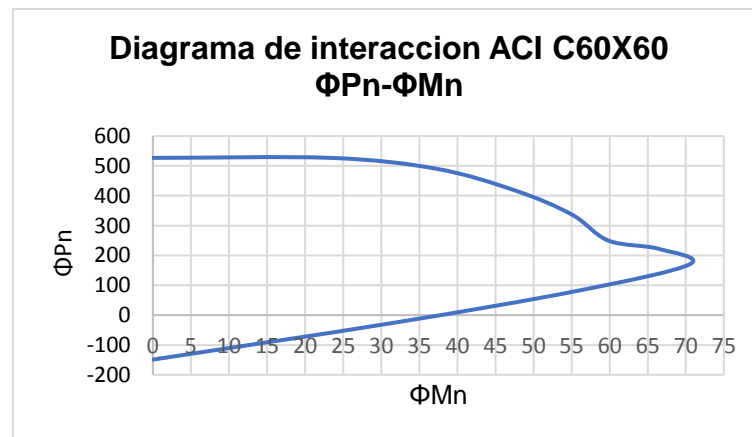


Figura 6.35 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 60x60.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla LXXI. Resultados del análisis estructural para columna crítica del piso 2.

Combinación de carga	Carga axial [T]	Momento alrededor del eje X-X [Tm]	Momento alrededor del eje Y-Y [Tm]
1.4D	135,4315	0,0329	-0,0174
1.2D+1.6L+0,5Lr	164,8305	0,089	-0,0149
1.2D+1.6Lr+0,5L	136,2962	0,0512	-0,0149
1.2D+L+Ex Max	145,7907	-16,7958	5,2379
1.2D+L+Ex Min	145,7908	-16,7958	3,8391
1.2D+L-Ex Max	145,155	16,9264	-3,8689
1.2D+L-Ex Min	145,1551	16,9264	-5,2677
1.2D+L+Ey Max	145,5692	-4,993	15,6216
1.2D+L+Ey Min	145,5692	-4,993	14,6269
1.2D+L-Ey Max	145,3766	5,1236	-14,6567
1.2D+L-Ey Min	145,3767	5,1236	-15,6514
0,9D+Ex Max	87,3809	-16,84	5,2416
0,9D+Ex Min	87,381	-16,84	3,8428
0,9D+Ey Max	87,1593	-5,0372	15,6253
0,9D+Ey Min	87,1594	-5,0372	14,6306
0,9D-Ex Max	86,7452	16,8822	-3,8652
0,9D-Ex Min	86,7453	16,8822	-5,264
0,9D-Ey Max	86,9668	5,0795	-14,653
0,9D-Ey Min	86,9669	5,0795	-15,6477

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La columna de sección de 55x55 deberá resistir las cargas de la Tabla. Se dispondrá de 8 varillas de 22 mm de diámetro como refuerzo longitudinal y a continuación se calcula la cuantía de refuerzo la misma que puede notarse cumple con los requerimientos de cuantía especificados por NEC 2015

Tabla LXXII. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 55x55

Sección	55x55
#barras	8
diámetro [cm]	22
Área [cm ²]	3025
As [cm ²]	30,41
ρ	0,0101

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

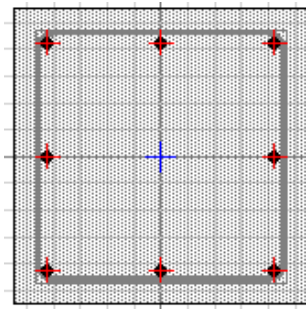


Figura 6.36 Sección de columna 55x55 con refuerzo longitudinal $8\phi 22$ mm.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Se grafica a continuación el diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para la columna de sección 55x55 con refuerzo longitudinal $8\phi 22$ mm.

Puede notarse según el diagrama de interacción de diseño de la Figura que la columna de 55x55 es satisfactoria para resistir las demandas de flexo-compresión de cada una de las combinaciones de carga de NEC 2015.

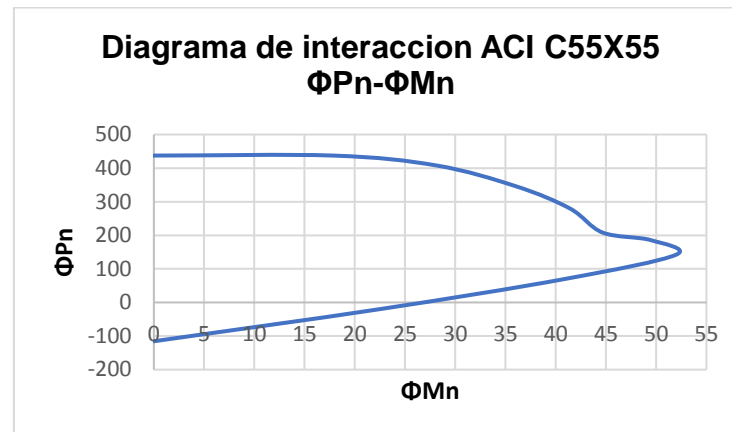


Figura 6.37 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 55X55.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla LXXIII. Resultados del análisis estructural para columna crítica del piso 4.

Combinación de carga	Carga axial [T]	Momento alrededor del eje X-X [Tm]	Momento alrededor del eje Y-Y [Tm]
1.2D+1.6L+0,5Lr	97,7419	0,1283	-0,0171
1.2D+1.6Lr+0,5L	85,3871	0,1593	-0,0179
1.2D+L+Ex Max	87,3868	-9,4571	3,893
1.2D+L+Ex Min	87,3869	-9,4571	3,0004
1.2D+L-Ex Max	87,0295	9,7025	-3,0346
1.2D+L-Ex Min	87,0295	9,7025	-3,9272
1.2D+L+Ey Max	87,2612	-2,7512	11,83
1.2D+L+Ey Min	87,2613	-2,7512	11,1953
1.2D+L-Ey Max	87,1551	2,9966	-11,2295
1.2D+L-Ey Min	87,1551	2,9966	-11,8642
0,9D+Ex Max	54,5737	-9,482	3,897
0,9D+Ex Min	54,5738	-9,482	3,0045
0,9D+Ey Max	54,4481	-2,7761	11,8341
0,9D+Ey Min	54,4482	-2,7761	11,1993
0,9D-Ex Max	54,2164	9,6776	-3,0306
0,9D-Ex Min	54,2164	9,6776	-3,9232
0,9D-Ey Max	54,342	2,9717	-11,2254
0,9D-Ey Min	54,342	2,9717	-11,8602

Fuente Campodónico R., Maldonado D., 2017.

El análisis estructural muestra que la columna de sección 50x50 tendrá las solicitaciones tabuladas en la Tabla para cada combinación de carga, ver Tabla LXXV. Se dispondrá de acero de refuerzo longitudinal equivalente a 8 varillas de 20 mm de diámetro el cálculo de la cuantía puede revisarse en la Tabla y la misma cumple satisfactoriamente con los requisitos de NEC 2015.

Tabla LXXIV. Cálculo de la cuantía de refuerzo longitudinal Columna 50x50.

Sección	50x50
#barras	8
diámetro [cm]	20
Área [cm²]	2500
As [cm²]	25,13
ρ	0,0101

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

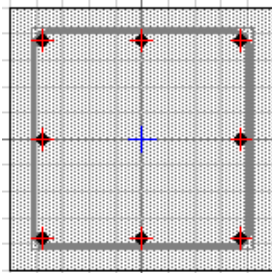


Figura 6.38 Sección de columna 50x50 con refuerzo longitudinal $8\phi 20\text{mm}$.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción de diseño para la columna descrita anteriormente y se comprueba que su

resistencia de diseño es satisfactoria ante las demandas ultimas aplicadas.

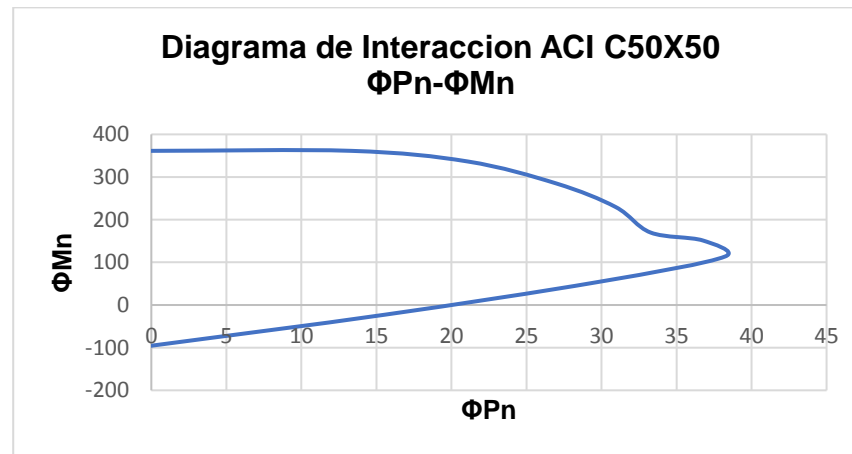


Figura 6.39 Diagrama de interacción de diseño según ACI 318 11 para Columna de 50X50.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.4.2 Revisión del criterio Columna Fuerte – Viga Débil

Como se discutió en capítulos anteriores el diseño sísmo resistente de edificaciones tiene como objetivo el no colapso de una estructura ante un sismo severo por lo cual requiere de la dotación de la suficiente ductilidad para que la estructura disipe energía por medio de deformaciones inelásticas evitando como ya se mencionó el colapso de la estructura.

Esta premisa supone entonces la formación de articulaciones plásticas que se darán en las secciones de momento máximo las cuales se encuentran cerca de los nudos.

Es de interés entonces que estas articulaciones plásticas se formen en las caras de las vigas y no en las caras de las columnas ya que el daño de una columna compromete seriamente la estabilidad global de la estructura.

Entonces se muestran a continuación las zonas donde espera el diseño sismo resistente se formen las rotulas plásticas para los Pórticos Especiales Resistentes a Momento con el fin de experimentar un mecanismo de desplazamiento lateral que sea estable. Ver Figura 6.40.

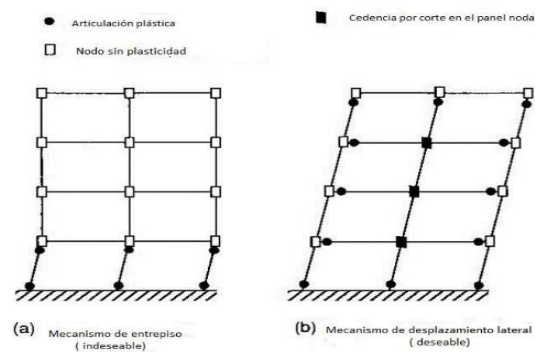


Figura 6.40 (a) Mecanismo de entrepiso indeseable (formación de articulaciones plásticas en las columnas), (b) Mecanismo de desplazamiento lateral (formación de articulaciones plásticas en las vigas y en la base de las columnas)

Fuente: Chanchi J. 2012

Para lograr este mecanismo de falla dúctil se requiere que la resistencia nominal a la flexión de las columnas sea mayor que la resistencia probable a flexión de las vigas.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{prv} \quad (\text{Ec. 24})$$

Los momentos probables críticos de las vigas fueron calculados anteriormente. Se recuerda al lector que para su cálculo se verificó el sentido más crítico de la dirección del sismo y se usó una resistencia de fluencia probable del acero de refuerzo igual a $1,25f_y$. Ver Tabla LXXV.

Tabla LXXV. Sumatoria de momentos probables de las vigas que llegan al nodo

PISOS	1.2* $\sum M_{prv}$ Dirección X	1.2* $\sum M_{prv}$ Dirección Y
Sótano	125,94	80,89
1	113,49	80,89
2	91,06	78,07
3	85,11	57,52
4	39,05	32,14

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La resistencia nominal a flexión de las columnas que llegan al nodo se la obtiene mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones para las cargas axiales últimas congruentes con la

combinación de carga responsable de provocar la fluencia en las secciones de las vigas.

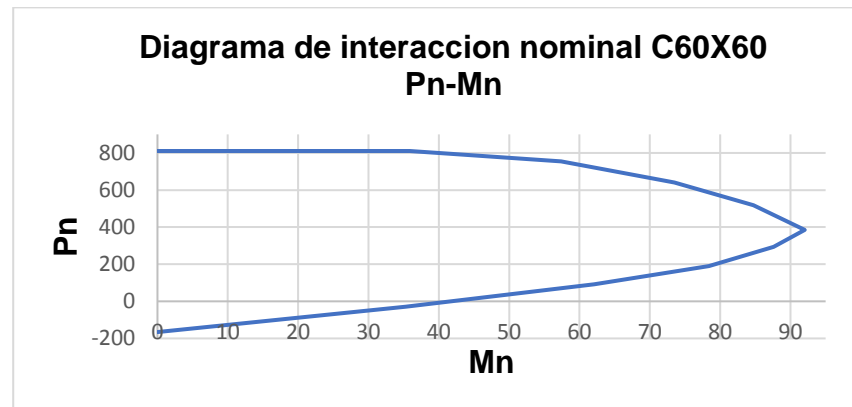


Figura 6.41 Diagrama de interacción nominal para Columna de 60x60

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

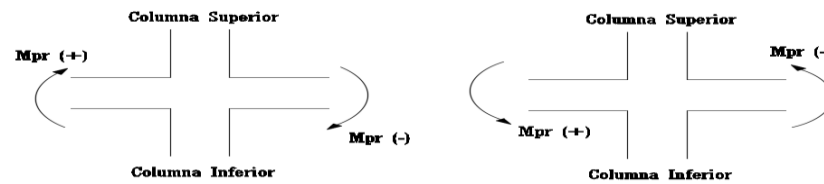


Figura 6.42 Criterio de columna fuerte viga débil.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

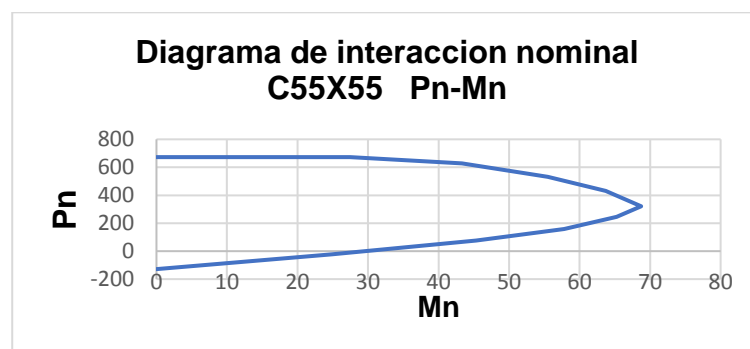


Figura 6.43 Diagrama de interacción nominal para Columna de 55x55.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

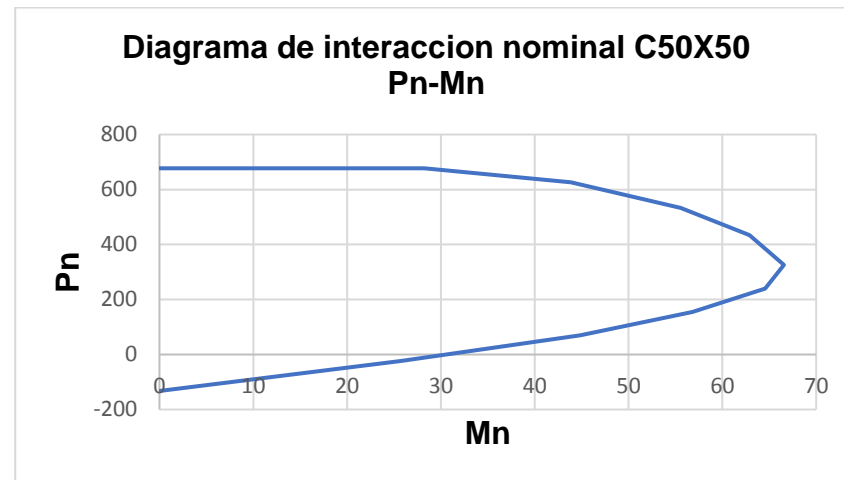


Figura 6.44 Diagrama de interacción nominal para Columna de 50x50.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Del análisis estructural se obtienen las cargas axiales, ver Tabla LXXVI, de las columnas que llegan al nudo y con la ayuda de los diagramas de interacción nominales de cada sección de columna se obtiene la resistencia nominal a la flexión de las columnas bajo las cargas axiales asumidas en la combinación sísmica crítica.

Tabla LXXVI. Análisis de Compatibilidad para los momentos de columnas que llegan al nudo

Pisos	Pui [T]	Pus [T]	Mui [T]	Mus [T]
Sótano	270	205	85	79
1	202	145	79	72
2	144	87	57	47
3	84	30	46	37
4		30		45

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

A continuación, se tabulan los resultados de la sumatoria de resistencia a flexión de las columnas que llegan al nudo para cada piso, ver Tabla LXXVII.

Tabla LXXVII. Cálculo de la sumatoria de momentos nominales de columnas que llegan al nudo

Pisos	M_{ui} [T]	M_{us} [T]	∑ M_{nc}
Sótano	85	79	164
1	79	72	151
2	57	47	104
3	46	37	83
4		45	45

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se revisa el criterio de columna fuerte viga débil en cada dirección de estudio comprobándose que la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo son siempre mayores que $1.2 \cdot \sum M_{prv}$ para ambas direcciones de estudio por lo cual la resistencia a flexión proporcionada a las columnas es suficiente para evitar un mecanismo de falla indeseados, ver Tabla LXXVIII.

Tabla LXXVIII. Criterio de Columna fuerte - Viga débil

Nivel	$1.2 * \sum M_{prv}$ Dirección X	$1.2 * \sum M_{prv}$ Dirección Y	$\sum M_{nc}$
Sótano	125,94	80,89	164
1	113,49	80,89	151
2	91,06	78,07	104
3	85,11	57,52	83
4	39,05	32,14	45

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.4.3 Separaciones del refuerzo transversal

La zona de una columna cerca de los nudos necesita confinamiento para desarrollar la ductilidad adecuada y para evitar el pandeo de las varillas de refuerzo longitudinal cuando en una sobre carga sísmica el elemento sufra la pérdida del recubrimiento.

NEC 2015 establece una zona de longitud L_0 medida desde la cara de nudo en la cual se debe disponer de un confinamiento especial. La longitud L_0 y el espaciamiento requerido "S" en cada zona de la columna se especifican en la Figura 6.45.

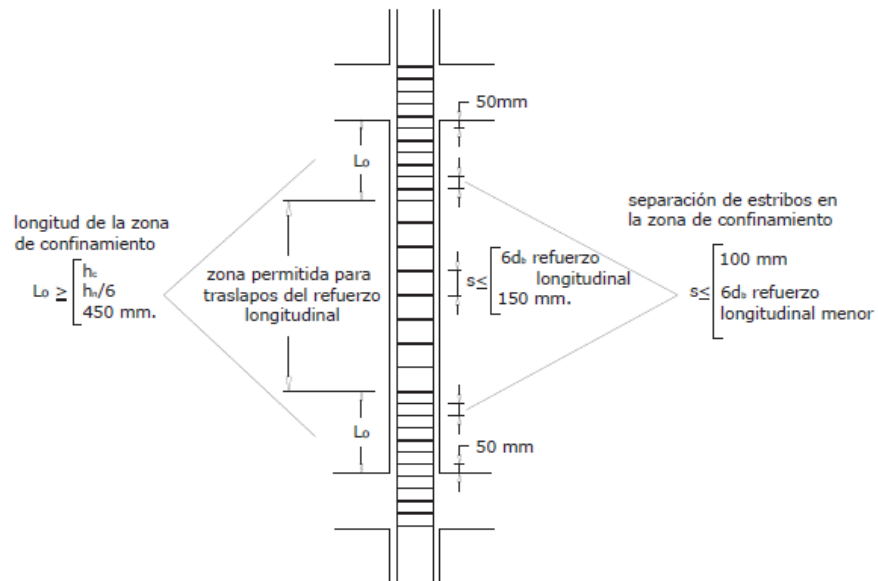


Figura 6.45 Separación de estribos en la columna.
Fuente: Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), 2015.

A continuación, se muestra el cálculo de las longitudes que requieren confinamiento especial L_0 y la separación S del refuerzo transversal en la región L_0 y en el resto de la viga. En la Tabla LXXIX. se presenta el cálculo para las columnas de cada piso de la edificación.

Tabla LXXIX. Cálculo de espaciamientos del refuerzo transversal

PISOS	h _n [m]	Zona L_0 [cm]	S max "Zona L_0 " [cm]	S max "Fuera L_0 " [cm]
1	3,5	60,0	10	15
2	4,5	75,0	10	15
3	3,5	60,0	10	12,5
4	3,5	60,0	10	12,5
5	3,5	60,0	10	10

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018

6.4.4 Cuantía del refuerzo transversal

El confinamiento especial en la zona L_0 debe cumplir también condiciones de cuantía mínima de refuerzo trasversal según lo expuesto en la normativa ecuatoriana NEC 2015. La cuantía de refuerzo trasversal dentro de la zona L_0 no podrá ser menor que lo expresado en la ecuación.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 25})$$

La distancia entre ramas de refuerzo transversal h_x no deberá ser mayor a 350 mm. Para cada columna se dispondrá de un estribo cerrado con la adición dos ganchos suplementarios que formaran tres ramas de refuerzo trasversal en cada dirección.

En la Tabla LXXX, se muestra el cálculo de las cuantías de refuerzo trasversal requeridas y proporcionadas para las columnas de cada piso.

Tabla LXXX. Requerimientos de cuantía del refuerzo transversal.

ρ_s requerido [cm ²]	Numero de ramas	Diámetro de refuerzo [mm]	ρ_s disponible [cm ²]	hx [mm]
3,37	3	12	3,39	25,5
3,37	3	12	3,39	25,5
2,75	3	12	3,39	23
2,75	3	12	3,39	23
2,45	3	12	3,39	20,5

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

6.4.5 Requerimientos de fuerza cortante

Si bien es cierto las recomendaciones de los códigos están orientadas a evitar la formación de rotulas plásticas en las columnas las secciones cercanas al nudo deberán ser capaces de resistir los esfuerzos cortantes asociados a la transmisión de momento de fluencia de las vigas hacia el nudo al que se conectan. La distribución de estos momentos probables de las vigas hacia las columnas es proporcional a la rigidez EI/L de las columnas arriba y abajo del nudo.

Es inevitable que durante un sismo de alta intensidad se produzcan articulaciones plásticas en la base de las columnas de sótano. Se debe calcular entonces el momento probable de fluencia de la columna en base a su diagrama de interacción probable asumiendo,

$\phi_{flexion} = \phi_{compresion} = 1$ y resistencia probable a la flexión igual a $1,25f_y$.

Por lo explicado anteriormente las columnas de sótano serán las que experimentarán mayores fuerzas cortantes en sus extremos. A continuación, se hace la revisión de cortante para esta columna. Los momentos probables de las vigas de primer piso en la dirección "X" y "Y" se muestran a continuación en la Tabla LXXXI.

Tabla LXXXI. Momentos probables para vigas de 1er piso.

Dirección Y		Dirección X	
Mpr- [Tm]	Mpr+ {Tm]	Mpr- [Tm]	Mpr+ [Tm]
43,30	24,11	59,51	45,43

Fuente: Campodónico R. Maldonado D. 2017.

Debido a que las columnas de sótano y 1er piso tienen la misma sección (60x60) la distribución de momentos de las vigas de primer piso hacia estas columnas dependerá directamente de las longitudes libres del elemento. La columna de sótano, entonces, estará bajo la demanda de cortante provocada por el momento de fluencia debido a la articulación plástica en su base y al momento transmitido por las vigas que llegan al nudo superior.

El momento de fluencia de la columna en su base estará determinado por el análisis de compatibilidad dado por el diagrama de interacción probable ya mencionado en párrafos superiores el cual se muestra en la Figura 6.46.

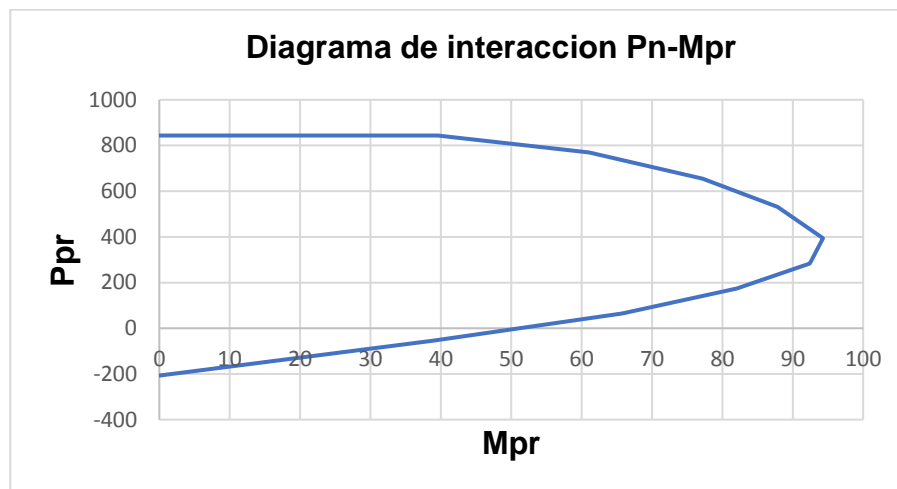


Figura 6.46 Diagrama de interacción probable para las columnas de sótano.

Fuente: Campodónico V., Maldonado D., 2017.

Debido a que el valor de fuerza axial que experimenta la columna de sótano en la combinación sísmica es cercano al punto de balance conservadoramente supondremos el momento de balance como el momento de fluencia de la sección. El momento de balance M_b es igual a 95 [Tm].

Se calcula a continuación la demanda de cortante producida por los momentos antes mencionados mediante la expresión y como puede

notarse es inversamente proporcional a la longitud libre de la columna aquí puede explicarse matemáticamente el fenómeno de columna corta en columnas.

La demanda de cortante por fluencia deberá compararse con la fuerza cortante del análisis estructural y la resistencia de diseño de la columna deberá ser mayor a la demanda crítica de cortante, ver Tabla LXXXII.

Tabla LXXXII. Resumen del cálculo de la demanda de cortante por fluencia.

Longitud nominal = $3 - 0,65/2 = 2,675$ [m]	
Momentos probables en vigas de primer piso	
Dirección X	
Mpr-	59,51 [Tm]
Mpr+	35,06 [Tm]
$\sum M_{pr}$	94,57 [Tm]
Dirección Y	
Mpr- [Tm]	43,30 [Tm]
Mpr+ [Tm]	24,11 [Tm]
$\sum M_{pr}$	67,41 [Tm]
Momentos transmitidos por las vigas de primer piso a la columna de sótano	
Dirección X	54,9 [Tm]
Dirección Y	39,12 [Tm]
Momento superior critico	54,9 [Tm]
Momento en la base	95 [Tm]
Demanda de cortante por fluencia = $(54,89+95)/2,675 = 56,03$ [T]	
Demanda de cortante análisis estructural = 12,9 [T]	
Demanda crítica de cortante = 56,03 [T]	

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La resistencia a cortante de las columnas se calcularán con la ayuda de la expresión (ec.). La expresión toma en cuenta el aumento de resistencia a cortante del hormigón debido a la carga axial ya que

$$\frac{Pu}{A_g f'_c} > 20 \quad (\text{Ec. 26})$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \quad (\text{Ec. 27})$$

N_u Carga axial de la columna.

La resistencia proporcionada por el refuerzo transversal se calculará mediante el uso de la expresión y la resistencia de diseño haciendo uso de los coeficientes de reducción de resistencia del ACI $\phi_{\text{cortante}} = 0,75$ como indica el método de diseño LRFD.

Tabla LXXXIII. Cálculo de resistencias a cortante de las columnas por piso

Piso	Vc [T]	Vs [T]	Vn [T]
1	44,04	76,31	90,26
2	40,16	76,31	87,35
3	31,93	69,40	76,00
4	28,65	69,40	73,54
5	21,06	62,42	62,61

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Puede notarse que la resistencia a cortante de las columnas de todos los pisos es mayor a la demanda de cortante de la columna de planta baja que es la más crítica ya que desarrolla los mayores momentos de extremo por lo tanto se concluye que el diseño es satisfactorio por resistencia al cortante.

6.4.6 Detallamiento Estructural

Las siguientes Figuras muestran el detalle estructural de cada nivel de la estructura.

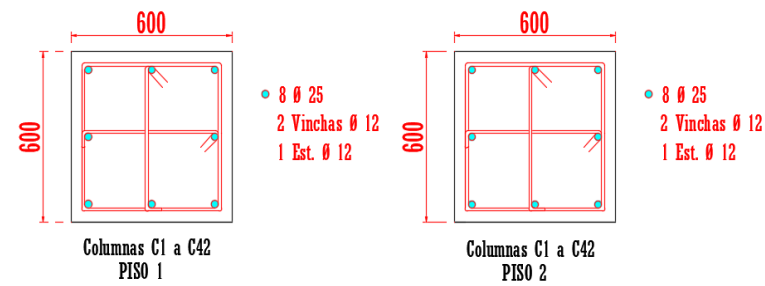


Figura 6.47 Sección de columnas piso 1-2.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

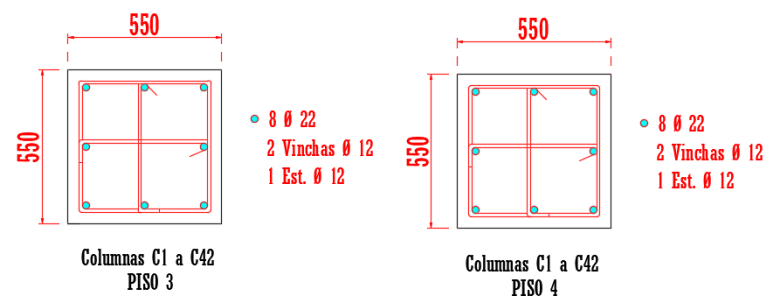


Figura 6.48 Sección de columnas piso 3-4.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

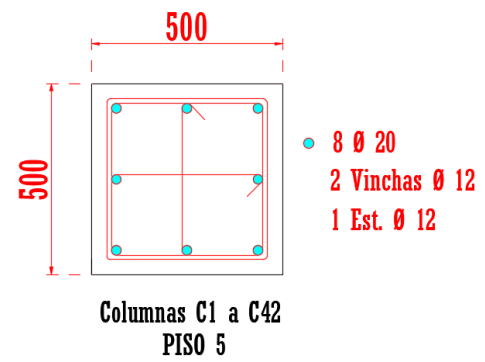


Figura 6.49 Sección de columna piso 5.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

CAPITULO 7
ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

7.1 Análisis de la licuefacción del suelo

7.1.1 Mecanismos de licuefacción

Un estrato de suelo tiene el riesgo latente de colapsar o experimentar una pérdida drástica de resistencia al esfuerzo cortante cuando se dan las siguientes condiciones:

- Estratos de suelo arenosos, arena limosos de compacidades muy bajas, y en menor medida estratos limo arenosos o arcillo arenosos de muy baja plasticidad.
- Nivel freático alto.
- Sismo de alta intensidad.

Cuando se combinan estas características en los suelos con riesgo sísmico elevado, como se tiene en gran parte de nuestro país y particularmente en la zona de “La Puntilla”, enfrentamos un peligro latente de licuefacción que debe ser evaluado, cuantificado y solucionado antes de la construcción de la estructura. La resistencia al cortante de un suelo viene dada por la siguiente expresión (ec)

$$\tau = c + \sigma' \tan(\phi') \quad (\text{Ec. 28})$$

De aquí podemos entender que los suelos finos basan la mayor parte de sus resistencias en la cohesión molecular de sus partículas mientras que los suelos granulares establecen su resistencia en la

fricción entre partículas o dicho de otra forma dependen de la fuerza de contacto que existen entre las partículas.

Estas fuerzas de contacto son función de las tensiones efectivas que experimentan las partículas granulares (Figura 7.1). Cuando se produce un sismo de alta intensidad, debido a la corta duración que este tiene, la fuerza sísmica es absorbida casi en su totalidad por el agua intersticial presente en un estrato totalmente saturado produciendo así un aumento abrupto de presión de poros de manera cíclica lo cual se ve reflejado en una disminución de las tensiones efectivas de las partículas de suelo.

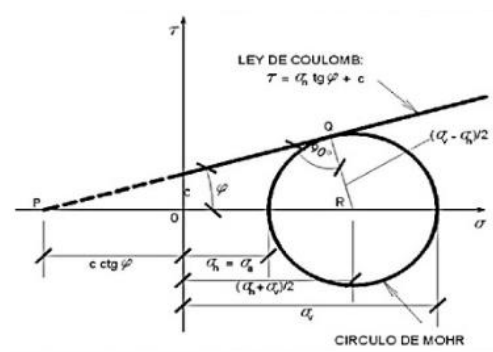


Figura 7.1 Resistencia de los suelos al esfuerzo cortante según el modelo de Mohr – Coulomb.

Fuente: Braja Das, 2012.

Aquí es donde los autores (Sed et al 2003) hacen una diferenciación del comportamiento ante este fenómeno entre los suelos de naturaleza granular como suelos arenosos o arena limosos y suelos

de naturaleza cohesiva como los suelos limo arenosos. Los suelos cohesivos establecen parte de su resistencia en la cohesión entre sus partículas por lo cual aún ante un aumento cíclico de la presión de poros, en función de que tan plástico sea el estrato, mantendrán una cantidad importante de su resistencia por cohesión.

De esta manera ante un sismo de alta intensidad podrán experimentar remoldeos o asentamientos pero no tendrán resultados de colapso como si se pueden presentar en suelos granulares que pueden perder parte de su resistencia o incluso perder todo contacto entre partículas dependiendo de la intensidad del sismo.

En el caso de los suelos cohesivos, a partir de aquí, se lo especificará con un nivel de susceptibilidad a la licuefacción debido a la pérdida de resistencia no tan drástica que sí tienen los suelos granulares los cuales pueden experimentar un fenómeno de licuefacción clásica definida como una pérdida significativa o incluso total de su resistencia al esfuerzo cortante.

El mecanismo de colapso por licuefacción de los suelos se puede entender con ayuda de la Figura 7.2, constituida por las siguientes fases:

Se tiene el suelo granular antes del sismo.

Debido al aumento abrupto de la presión intersticial de manera cíclica las tensiones efectivas disminuyen y las partículas granulares pierden el contacto entre si entrando en suspensión.

Se reacomodan las partículas obteniéndose de esta manera grandes asentamientos violentos que pueden provocar el colapso.

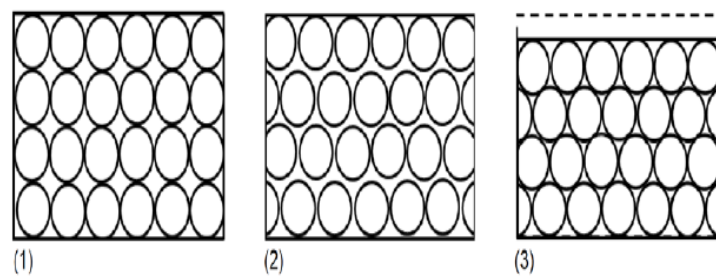


Figura 7.2 Comportamiento del suelo ante cargas sísmicas.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

7.1.2 Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción para suelos con predominancia cohesiva.

En los inicios de 1979 se desarrollaron varios métodos de cuantificar la probabilidad de licuefacción de los suelos. El primero de ellos fue el criterio chino (Wang 1979, Seed & Idriss 1982). Los requisitos para tener seguridad ante la licuefacción según este método eran los siguientes, ver Tabla LXXXIV.

Tabla LXXXIV. Condiciones de susceptibilidad a la licuefacción

Porcentaje de arcillas (Menores a 0.005 mm)	$\leq 15\%$
Límite líquido (LL)	$\leq 35\%$
Contenido de agua (W%)	$\geq 0.9 LL$

Fuente: Wang 1979, Seed & Idriss 1982.

Sin embargo, para el medio occidental era un problema trabajar con este método debido a que en china el tamaño de partícula a partir del cual los suelos se consideran arcillosos es de 0.005 mm mientras que en gran parte del occidente incluyendo nuestro país el tamaño de partícula a partir del cual se consideran arcillas es de 0,002 mm. ,ver Figura 7.3.

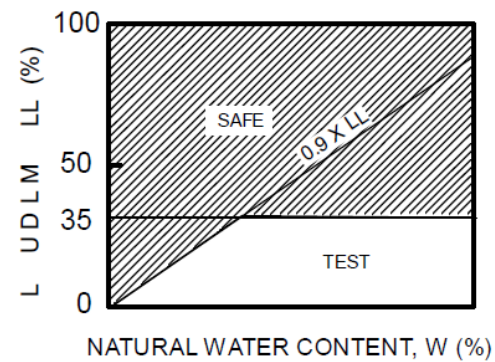


Figura 7.3 Evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción en suelos predominantemente cohesivos según el criterio chino.

Fuente: Wang 1979, Seed & Idriss 1982.

	Liquid Limit ¹ < 32	Liquid Limit ≥ 32
Clay Content ² < 10%	Susceptible	Further Studies Required <i>(Considering plastic non-clay sized grains – such as Mica)</i>
Clay Content ² ≥ 10%	Further Studies Required <i>(Considering non- plastic clay sized grains – such as mine and quarry tailings)</i>	Not Susceptible

Figura 7.4 Condiciones del método de Andrews & Martins para la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de suelos cohesivos.

Fuente: Andrews y Martins, 2000.

Por esta razón Andrews & Martin (2000) siguieron la investigación de Wang Seed & Idriss obteniendo parámetros más estrictos a la hora de evaluar la licuefacción donde se incluye una zona de susceptibilidad y otra zona de no susceptibilidad aunque a diferencia del método anterior establece una zona donde recomienda estudios más específicos del comportamiento de los suelos expuesto a esfuerzos cortantes cíclicos. Las condiciones que explica el método son las siguientes, ver Tabla LXXXV. La Tabla puede servir como guía para entender esta metodología.

Tabla LXXXV. Condiciones de susceptibilidad a la licuefacción.

Susceptible	
Contenido de arcillas (partículas ≤ 0.002 mm)	$< 0\%$
Límite líquido (LL)	$< 32\%$
No susceptible	
Contenido de arcillas (partículas ≤ 0.002 mm)	$> 10\%$
Límite líquido (LL)	$> 32\%$

Fuente: Wang 1979, Seed & Idriss 1982.

Seed et al (2003) recomienda que los criterios chinos modificados antes mencionados sean relegados a la historia, luego de estudiar algunos sismos en donde se presentó licuefacción y ablandamientos del suelo en estratos donde el contenido de arcillas era mayor al 15%. Estudios hechos por Bray & Sanción en 2001 sugieren que uno de los componentes del método es defectuoso y es que la limitación del contenido de arcilla no es realmente importante sino el aporte de plasticidad que tengan los finos del estrato.

Bray & Sancio (2006) es el documento científico que la normativa Ecuatoriana NEC 2015 recomienda para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción de los suelos cohesivos. Este documento científico concuerda con lo expresado por Seed et al (2003) y expresa que el contenido de arcillas de un suelo pasa desapercibido para la licuefacción y el componente real que debe ser estudiado es la

contribución general de plasticidad de los finos (limos y arcillas), es decir más importante que el contenido es el nivel de plasticidad que estos tengan.

Un estrato limoso de muy baja plasticidad puede sufrir una pérdida drástica de resistencia debido a la licuefacción clásica mientras que un estrato limoso con la misma granulometría, pero con alta plasticidad no será siquiera susceptible a la licuefacción, ver Figura 7.5.

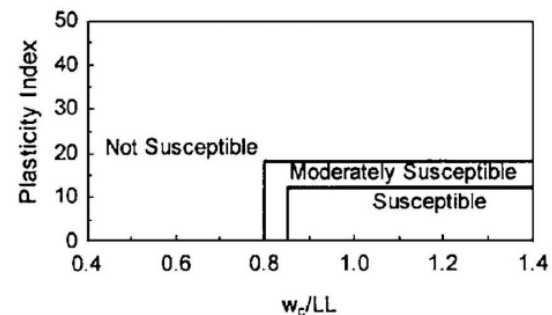


Figura 7.5 Criterio para definir la susceptibilidad a la licuefacción aceptada por NEC.

Fuente: Bray & Sancio, 2006.

Los componentes propuestos por Bray & Sancio son la relación entre el contenido de humedad y el límite líquido $W\% / LL$ y el índice de plasticidad del suelo. Usando la metodología propuesta por Bray & Sancio se procederá a realizar un análisis de la susceptibilidad a la licuefacción para los suelos cohesivos presentes en el terreno donde

se cimentará la Edificación. En esta etapa de trabajo se analizarán los siguientes estratos cohesivos, ver Tabla LXXXVI.

Tabla LXXXVI. Estratigrafía del suelo en el sector de "La Puntilla"

Estrato	Cota inicio	Cota fin
Limo Arenoso	3	4,5
Arcilla arenosa	6	9
Arena limosa	9	12
Arcilla arenosa de baja plasticidad	12	13,5
Arcilla de baja plasticidad	13,5	18
Limo plástico	18	21
Arcilla arenosa	21	24

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

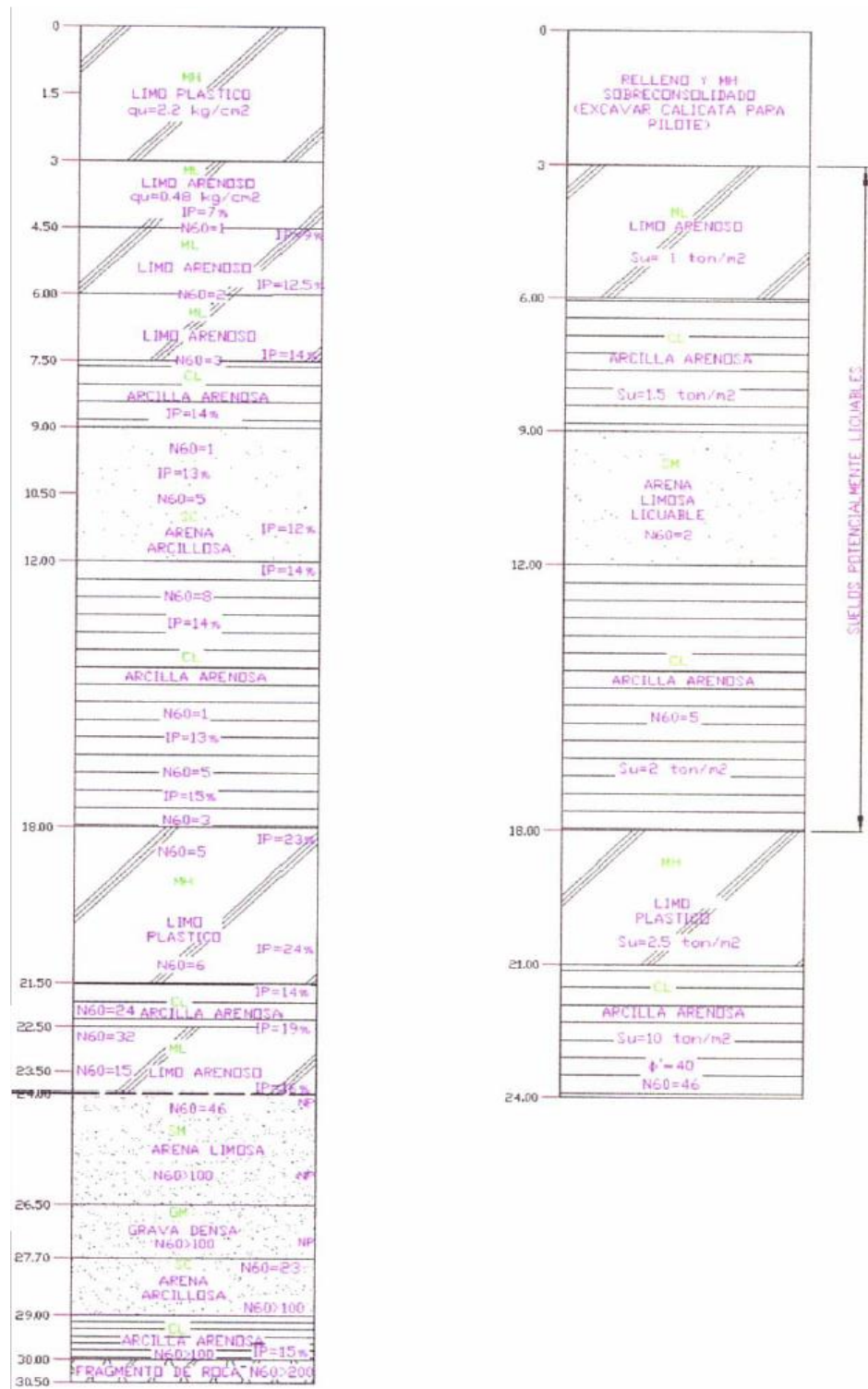


Figura 7.6 Modelo geotécnico del terreno.

. Fuente: Geocon S.A, 1997.

Tabla LXXXVII. Análisis de la susceptibilidad a la licuefacción de los estratos de comportamiento cohesivo.

Estrato	%W	LL	IP	W/LL	Susceptibilidad a la licuefacción
Limo Arenoso	48,52	35,56	9,64	1,36	Susceptible a la licuefacción
Arcilla arenosa	59,81	38,05	13,98	1,57	Susceptible a la licuefacción Moderada
Arcilla arenosa	59,26	35,15	13,58	1,69	susceptibilidad a la licuefacción Moderada
Arcilla pobre	86,94	35,75	14,04	2,43	susceptibilidad a la licuefacción
Limo plástico	94,1	64,55	23,42	1,46	No susceptible a la licuefacción Moderada
Arcilla arenosa	39,7	36,5	13,89	1,09	susceptibilidad a la licuefacción

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

7.1.3 Análisis cuantitativo de la probabilidad de licuefacción de estratos granulares

Un análisis cuantitativo de la probabilidad de un estrato de suelo a licuarse (pérdida significativa de resistencia), es necesario cuando se tienen perfiles geotécnicos con las cualidades que tiene la zona de “La Puntilla” ya que la Edificación puede colapsar por un hundimiento violento y de grandes dimensiones debido a la pérdida sustancial de resistencia al esfuerzo cortante del estrato..

Existen varias evaluaciones cuantitativas del potencial de licuefacción para los estratos granulares; el uso de pruebas de

laboratorio se complica debido a las dificultades asociadas con la alteración de la muestra durante el muestro (Seed et al). Sin embargo las pruebas que representan más fielmente el comportamiento del suelo ante demanda sísmica son las pruebas cíclicas de cortante simple de alta calidad recomendadas por NEC 2015 para obtener el factor de sitio.

La dificultad y el costo de estas avanzadas técnicas sin embargo ubica su implementación más allá del presupuesto de los estudios de Ingeniería en nuestro país, por lo tanto, los métodos de prueba in-situ son los que en la actualidad se prefieren a la hora de cuantificar la seguridad a la licuefacción que tiene un estrato.

Los métodos de análisis in-situ que propone Youd et al (1997, 2001) han alcanzado la madurez suficiente como para representar herramientas viables para este propósito. Estas pruebas recomendadas por Youd son:

- Prueba de penetración estándar (SPT)
- Prueba de penetración de cono (CPT)
- Medición de la onda de corte in-situ

Para el presente trabajo los estudios geotécnicos de la zona que fueron facilitados por Geocon S.A presentan la prueba de penetración estándar como principal característica in-situ de los estratos por lo tanto este será el tipo de índice de campo bajo el cual se evaluará el potencial de licuefacción que presenta el terreno de la obra. En el presente texto se usará la metodología propuesta por Bounlanger & Idriss (2014), el enfoque de este análisis está basado en esfuerzos y compara la Razón de Esfuerzos Cíclicos inducidos por el sismo (CSR) contra la Razón de Resistencia Cíclica del estrato granular (CRR).

7.1.4 Demanda de esfuerzo cortante cíclico (CSR)

El valor de la demanda de esfuerzo cortante cíclico inducidos por el sismo (CSR) a una profundidad dada z es función de la razón entre el cortante máximo producido por el sismo y las tensiones efectivas a las cuales está sometido el estrato y de un factor igual a 0,65 sugerido por experimentación Seed & Idriss en 1967. El subíndice M, σ'_v se refieren a una magnitud de sismo dada y a un estado tensional de esfuerzos efectivos que experimente el estrato de estudio.

$$CSR_{M, \sigma'_v} = 0.65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (\text{Ec. 29})$$

El cortante máximo en el suelo producido por el sismo es a menudo difícil de estimar por lo tanto Seed Idriss (1967) utilizaron esta ecuación simplificada para el cálculo donde reemplaza el cortante máximo por el producto entre el esfuerzo geostático del estrato y la aceleración máxima del sismo expresada como un factor de la gravedad.

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d \quad (\text{Ec. 30})$$

7.1.4.1 Factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d)

Toma en cuenta la respuesta dinámica del perfil de suelo este factor depende de la profundidad a la cual se encuentre el estrato y en general la reducción del esfuerzo cortante producido por el sismo es mayor al aumentar la profundidad es decir que mientras el estrato de suelo presente una profundidad mayor la respuesta dinámica del suelo atenuara de una mejor manera el esfuerzo cortante sísmico.

La evaluación de las expresiones obtenidas por Idriss (1999) debe hacerse con unidades consistentes en radianes. En la Figura se muestra la variación de este factor con la profundidad a la que se encuentra el estrato de estudio para varias magnitudes de momento.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (\text{Ec. 31})$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (\text{Ec. 32})$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (\text{Ec. 33})$$

7.1.4.2 Ensayo SPT

El ensayo SPT es el ensayo más representativo para suelos granulares y de mayor uso en nuestro medio debido a que existen infinidad de correlaciones con las propiedades del suelo, una de las más importantes es el poder correlacionarse con la compacidad relativa.

El ensayo SPT a breves rasgos consiste en la introducción en el fondo de un sondeo geotécnico de una toma muestras normalizado unido a un tren de varillas, mediante el golpe en la cabeza de ellas con una maza de 63,5 kg de masa, cayendo desde una altura de 76 cm. El golpeo se contabiliza en tres o cuatro tramos de 15 cm de avance cada uno,

denominándose valor N a la suma de los valores segundo y tercero.

Tabla LXXXVIII. Valores numéricos de la compacidad relativa en función del ensayo SPT para suelos granulares.

Número de penetración estándar, N_{cor}	Compacidad relativa aproximada, C_r (%)
0-5	0-5
5-10	5-30
10-30	30-60
30 - 50	60-95

Fuente: Braja Das, 2012.

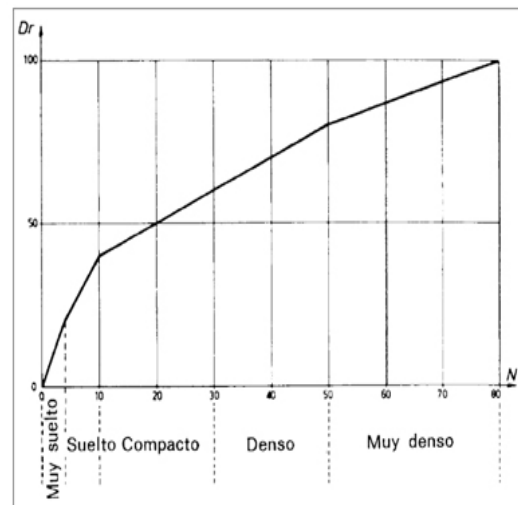


Figura 7.7 Correlación entre el número de golpes necesarios en el ensayo SPT y la compacidad de suelos granulares.

Fuente: Braja Das, 2012.

7.1.4.3 Corrección por la energía de golpe (N_{60})

La energía que se utilizaba en los inicios del ensayo llegaba a una eficiencia del 60% de la energía potencial teórica disponible, los nuevos instrumentos para realizar las perforaciones tienen diferentes porcentajes de eficiencia y deben ser llevados a este número de golpes universal llamado N_{60} . Para el caso del estudio geotécnico disponible ya tenemos directamente el valor de N_{60} .

7.1.4.4 Corrección por sobre carga del terreno ($(N_1)_{60}$)

Esta corrección representa las resistencias que se obtendrían en la misma arena de campo, pero a un esfuerzo de sobre carga igual a 1ATM si todos los demás atributos permanecen constantes como por ejemplo densidad relativa, edad, grado de cementación, historial de carga, etc. Boulanger & Idriss (2014).

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (\text{Ec. 34})$$

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7 \quad (\text{Ec. 35})$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \quad (\text{Ec. 36})$$

$$m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (\text{Ec. 37})$$

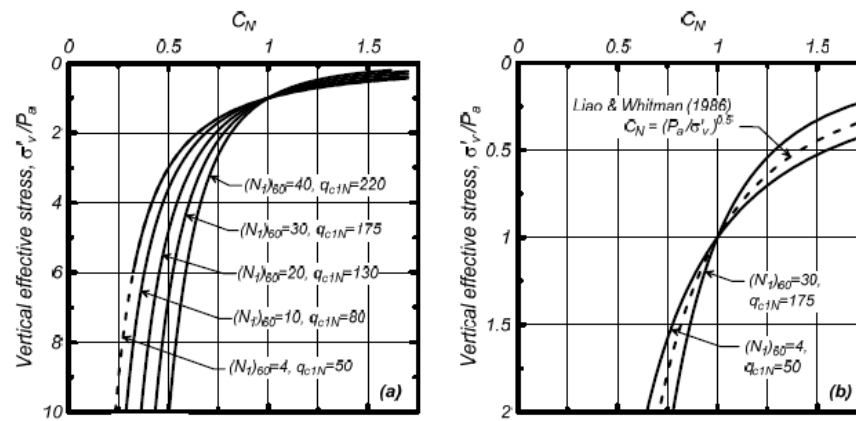


Figura 7.8 Factor de corrección C_N de la resistencia a la penetración.

Fuente: Liao & Withman's (1986)

7.1.4.5 Corrección por contenido de finos $(N_1)_{60cs}$

Debido a que la resistencia al esfuerzo cíclico del suelo depende de $(N_1)_{60}$ y FC (Contenido de finos) es matemáticamente conveniente corregir el valor de $(N_1)_{60}$ con el fin de convertirlo en la resistencia equivalente del ensayo SPT para una arena limpia.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta N_{60} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right) \quad (\text{Ec. 39})$$

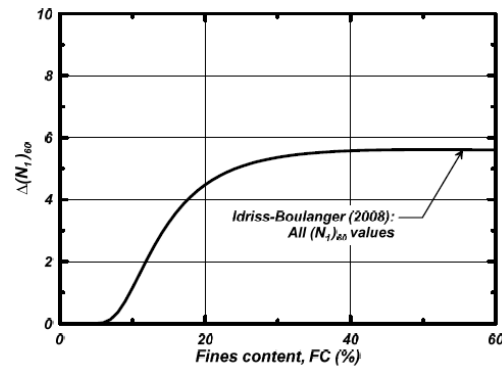


Figura 7.9 Aumento en la resistencia a la penetración del ensayo SPT por contenido de finos del estrato arenoso.

Fuente: Boulanger & Idriss, 2008.

7.1.5 Razón de resistencia al cortante cíclico del suelo (CRR)

EL valor de la razón de resistencia cíclica del suelo (CRR) es correlacionado con varios ensayos como son SPT, CPT y la velocidad de la onda cortante Vs sin embargo el enfoque de este texto se hará en función del número de golpes corregido del ensayo SPT que se explicó en las secciones anteriores debido a que es la información que se tiene del terreno.

Boulanger & Idriss (2014) proponen la siguiente correlación para el cálculo de la resistencia al cortante cíclico del suelo en función del número de golpes del ensayo SPT corregido por energía, presión de confinamiento y contenido de finos. Esta correlación está normalizada para las condiciones de experimentación que son esfuerzo efectivo de una atmosfera y una magnitud de momento del sismo de 7,5 grados; $\sigma'_{v} = 1 \text{ ATM}$ y $M_w = 7,5$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (\text{Ec. 40})$$

Esta correlación normalizada debe ser extrapolada a las condiciones reales de tensiones efectivas del suelo y al sismo máximo probable en la zona de estudio por medio de factores de corrección.

7.1.5.1 Corrección por esfuerzo efectivo (K_σ)

El factor de corrección de la resistencia al esfuerzo cíclico del suelo por esfuerzos efectivos es función de la razón entre el esfuerzo efectivo y la presión atmosférica este valor no puede ser tomado mayor a 1,1 según los estudios desarrollados por Boulanger & Idriss. Además, depende del factor C_σ que depende esencialmente del número de golpes corregido del ensayo SPT.

Está definido por las siguientes expresiones y en la Figura se grafica la relación entre el coeficiente de corrección por esfuerzo efectivo con las variables antes descritas.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (\text{Ec. 41})$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (\text{Ec. 42})$$

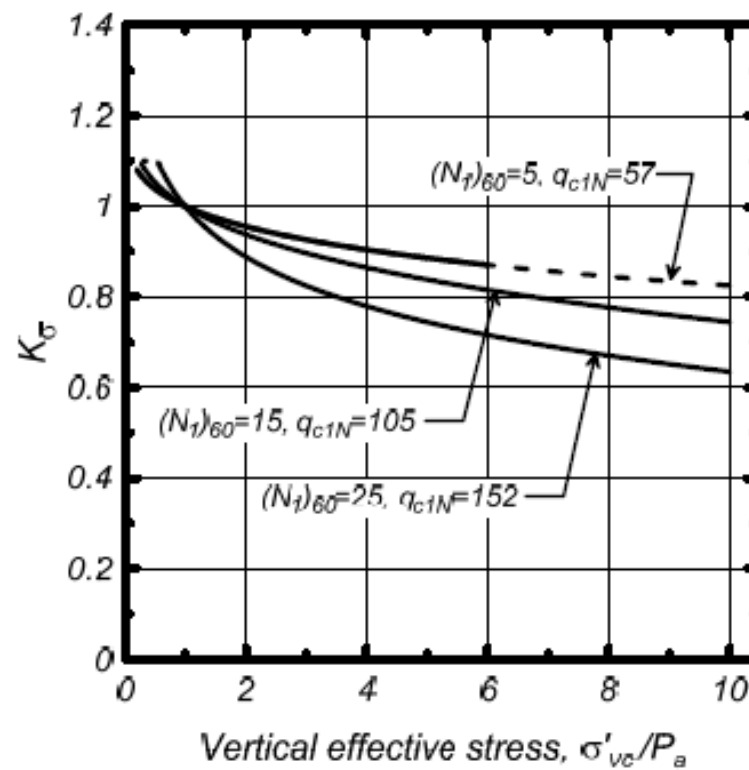


Figura 7.10 Gráfico del factor de corrección en función de la relación σ'_{vc}/P_a para varios números de golpes corregidos obtenidos mediante ensayo SPT.

Fuente: Boulanger & Idriss, 2014.

7.1.5.2 Corrección por magnitud de momento del sismo (MSF)

Como el lector pudo notar los ensayos realizados por los autores se realizaron a condiciones de magnitud de momento de $7,5 M_w$. Sin embargo, para el análisis de resistencia al esfuerzo cortante sísmico en los suelos en función de otras magnitudes de momento esta resistencia debe ser corregida por el factor de escala MSF. El factor de corrección por magnitud de momento de sismo fue

desarrollado por Idriss en 1999 tiene la siguiente expresión y se grafica en función de la magnitud de momento real para mejor entendimiento del lector.

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (\text{Ec. 43})$$

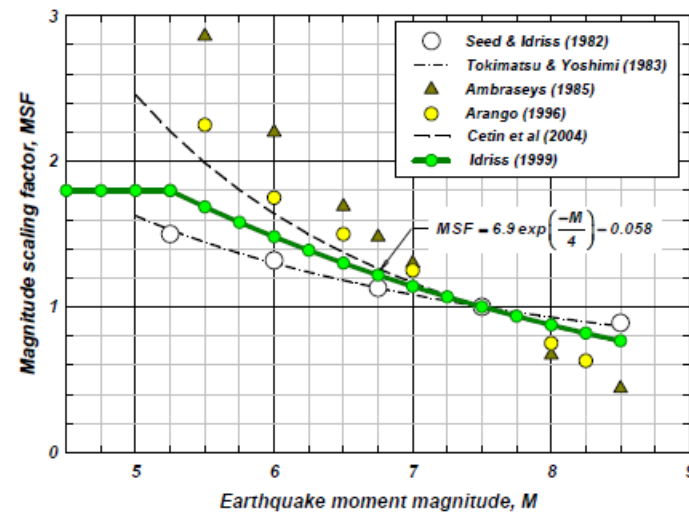


Figura 7.11 Factor de escala para la magnitud de momento.

Fuente: Boulanger & Idriss, 2014.

7.1.6 Resultados para el estrato Limoso Arenoso en la Zona de “La Puntilla”

7.1.6.1 Cálculo de tensiones normales y tensiones efectivas

Para realizar el análisis de la probabilidad de licuefacción se necesita el cálculo de las tensiones normales y tensiones efectivas a las que estará sujeto el estrato de estudio en este

caso la Arena Limosa, se toma este esfuerzo a la mitad del estrato. Los cálculos se presentan en la Tabla LXXXIX.

Tabla LXXXIX. Cálculo de las tensiones normales y tensiones efectivas de los estratos de suelo

Estrato	γ [T/m ²]	γ' [T/m ²]	Potencia del estrato [m]	Profundidad [m]	σ_v [T/m ²]	σ'_v [T/m ²]
Material de relleno	1,6	1,6	1,5	1,5	2,4	2,4
Limo Elástico	1,91	0,91	1,5	3	5,26	3,76
Limo Arenoso	1,64	0,64	1,5	4,5	7,72	4,72
Limo Arenoso	1,85	0,85	1,5	6	10,49	5,99
Limo Arenoso	1,76	0,76	1,5	7,5	13,13	7,13
Arcilla Arenosa	1,9	0,9	1,5	9	15,98	8,48
Arena Limosa	1,7	0,7	1,5	10,5	18,53	9,53

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

7.1.6.2 Numero de golpes del ensayo SPT corregido para el estrato Arena Limoso.

Según el modelo geotécnico (Figura) el número de golpes del ensayo NSPT para el estrato Arena limoso ya corregido al 60% de la energía teórica disponible es:

$$N_{60} = 2 \text{ [golpes]}$$

El factor de corrección por esfuerzo efectivo de confinamiento (C_N) se calcula en función de las tensiones efectivas a las que está sometido el estrato y la presión atmosférica que se tomará igual a 10,3 [T/m²].

El valor del factor de corrección CN se puede calcular por medio de iteración de las ecuaciones o con la ayuda el grafica de la Figura 7.8.

Tabla XC. Cálculo de
(N1)60

Pa	10,3
σ'_v	9,53
σ'_v / Pa	0,93
C_N	
(N1) 60	1,04
Pa	2,09

Fuente: Campodónico R.,
Maldonado D., 2017.

El valor de (N1)60 puede darnos una idea según las correlaciones propuestas por Braja Das de la compacidad relativa de la arena la cual está en un intervalo entre el (0-5)% y se puede clasificar este estrato en función de su compacidad como una Arena Limosa de compacidad muy suelta.

El factor de corrección debido al contenido de finos de la arena se calcula con la ayuda de la ecuación o se puede estimar mediante el gráfico de la Figura 7.9. Se tabulan los resultados.

**Tabla XCI. Cálculo de
(N1)60**

Alfa	4,890
Beta	1,181
(N1)60cs	7,355

Fuente: Campodónico R.,
Maldonado D., 2017

7.1.6.3 Cálculo de la razón resistencia al esfuerzo cortante cíclico del suelo (CRR)

En función del valor de número de golpes puede calcularse la razón de resistencia al esfuerzo cortante cíclico del suelo normalizado para $M_w=7,5$ y $P_a=1$ atm con la ayuda de la ecuación

$$CRR_{M_w=7,5 \text{ y } P_a=1 \text{ atm}} = 0,100 \quad (\text{Ec. 44})$$

Este valor se debe corregir por el factor de esfuerzo vertical de confinamiento K_σ así como el factor de escala de magnitud de momento MSF para distintas magnitudes

sismos con la ayuda de las ecuaciones y los gráficos de las Figuras

Tabla XCII. Cálculo de El factor de corrección K_{σ}

C_{σ}	0,083
K_{σ}	1,006

Fuente: Campodónico R. Maldonado D., 2017.

Tabla XCIII. Cálculo del factor de escala de momento para varios sismos

M_w	7,5	7	6,5	6	5,5	5
MSF	1	1,2	1,3	1,5	1,7	1,8

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Se tabulan entonces los valores de la razón de resistencia al esfuerzo cortante cíclico del estrato limo arenoso en el cual el lector puede notar como el suelo experimenta mayores resistencias mientras menor es la magnitud del sismo.

Tabla XCIV. Cálculo de la razón de resistencia al esfuerzo cortante cíclico del estrato Areno Limoso.

M_w	7,5	7	6,5	6	5,5	5
CRR	0,101	0,121	0,131	0,152	0,172	0,182

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

7.1.6.4 Cálculo de la razón de esfuerzo cortante cíclico inducida por el sismo (CSR).

Se calcula la razón de esfuerzo cortante cíclico (demanda sísmica) para distintas magnitudes de sismo y sus aceleraciones como fracción de la gravedad correspondiente. Se escogieron los valores de $(a/g)_{max}$ en función de los registros históricos de sismicidad de Guayaquil por no contarse con valores de la zona de “La Puntilla”. Los valores del factor de reducción del esfuerzo cortante cíclico r_d de acuerdo con la ecuación.

Tabla XCV. Cálculo de la razón de esfuerzo cortante cíclico inducido por el sismo tabulado para diferentes valores de

M_w	7,5	7.0	6,5	6	5,5	5
$(a/g)_{max}$	0,4	0,35	0,3	0,2	0,15	0,1
r_d	0,889	0,854	0,819	0,787	0,755	0,725
CSR	0,449	0,377	0,311	0,199	0,143	0,092

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

7.1.6.5 Factor de seguridad a la licuefacción (FS)

Como en general se definen los factores de seguridad en ingeniería este es la relación entre la resistencia a un esfuerzo dado entre la demanda de ese esfuerzo. Para

analizar la probabilidad de licuefacción el panorama no cambia.

El factor de seguridad a la licuefacción se calcula como la relación entre la resistencia del estrato de estudio a esfuerzo cortante cíclico (Resistencia) y el esfuerzo cortante cíclico inducido por el sismo (Demanda).

La veracidad del método publicado en el documento de actualización de Boulanger & Idriss (2014) propuesto en este texto puede evaluarse en la gráfica que se muestra en la Figura la cual compara los valores de CSR vs $(N_1)_{60CS}$ que tienen un factor de seguridad $FS = 1$.

Comparado esta curva con una base de datos de sismos presentados en todo el mundo donde según el criterio de Idriss & Boulanger los valores arriba de la curva teóricamente deben presentar licuefacción y los valores debajo de la curva no deben presentar licuefacción el lector puede notar la gran capacidad de estimación del método.

Los autores en función de su base de datos estudiada denominan como seguro un estrato con un factor de seguridad a la licuefacción igual o mayor a 1,2.

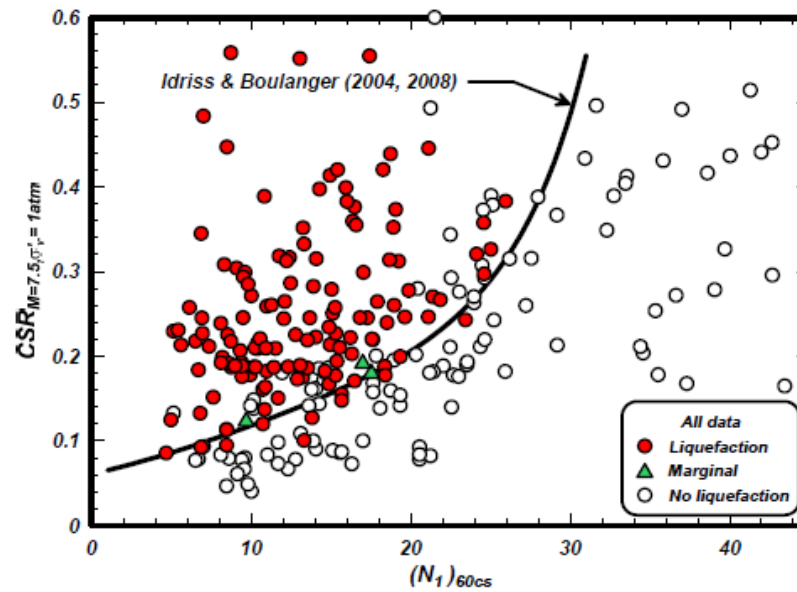


Figura 7.12 Curva de CSR VS $(N_1)_{60CS}$ para la base de datos procesada por Idriss & Boulanger.

Fuente: Boulanger & Idriss, 2014.

Se calculan los factores de seguridad a la licuefacción para el estrato Arena Limoso que se encuentra típicamente en la parroquia “La puntilla” encontrado en la perforación del sitio de construcción de la Edificación que en este texto se presenta tabuladas para varias magnitudes de momento de sismo.

Tabla XCVI. Cálculo del factor de seguridad a la licuefacción

Mw	7,5	7	6,5	6	5,5	5
(a/g) max	0,4	0,35	0,3	0,2	0,15	0,1
CRR	0,101	0,121	0,131	0,152	0,172	0,182
CSR	0,449	0,377	0,311	0,199	0,143	0,092
FS	0,225	0,321	0,423	0,763	1,2	1,985

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Los resultados aquí mostrados evidencian el peligro latente de colapso de estructuras debido al fenómeno de licuefacción del suelo en la Puntilla ya que el lector recordara que el suelo del área de la Puntilla tiene el mismo origen: depósitos aluviales de los Ríos Daule y Babahoyo.

Se encuentra estrictamente necesario la construcción con conciencia civil en esta zona evaluando la posibilidad de licuefacción de los suelos y brindando una solución geotécnica para evitar este problema. Algunas soluciones son el empleo de cimentación con pilotes y el empleo de columnas de grava las cuales crean una red de drenaje disipando así la presión de poros cíclica inducida por el sismo además de mejorar las características mecánicas del terreno. El desarrollo de esta solución geotécnica se mostrará a continuación.

7.2 Columnas de grava

7.2.1 Descripción

El tratamiento de suelos potencialmente licuables con columnas de grava consiste en una serie de columnas que se acomodan uniformemente alrededor de toda el área de construcción que se disponen de acuerdo a una malla regular. Constituyen un método para mejorar o reforzar el suelo de mala calidad o suelo blando.

El procedimiento para construir columnas de grava está en inyectar al suelo de forma regulada material granular compactándolo por medio de un vibrador con el fin de formar inserciones no rígidas las cuales presentan propiedades mecánicas convenientes permitiendo un aumento en la capacidad portante del suelo, y una alta capacidad drenante.

El método se adecúa bien al tratamiento de terrenos de características mecánicas pobres como arenas limosas, arenas sueltas, arcillas, limos o rellenos heterogéneos, no obstante, se debe excluir los suelos de carácter orgánico o turbas, en los cuales la retención lateral alrededor de las columnas no puede garantizarse a largo plazo.

Las columnas de grava surgieron al intentar aplicar la vibroflotación o vibrocompactación clásica a suelos no granulares, de manera que, se debe analizar en cuáles circunstancias es necesario recurrir a las columnas de grava. La eficacia de este método depende fundamentalmente de la granulometría del suelo a tratar.

Se distinguen básicamente en 3 zonas representadas en la Figura 7.1 propuesta por Glover (1982). La zona A, aunque es adecuada para la densificación, puede presentar problemas para la hincada del vibrador por la exuberancia de gravas. La zona B, constituida por arenas limpias, es la más adecuada para la vibrocompactación.

Por último, la zona C, que presenta una importante fracción limosa, hace que la vibración genere un hueco cilíndrico alrededor del vibrador, que se mantiene estable temporalmente e impide la transmisión de vibración hacia afuera.

En estos casos, se puede introducir material granular de aporte para el relleno del hueco y compactar la zona externa.

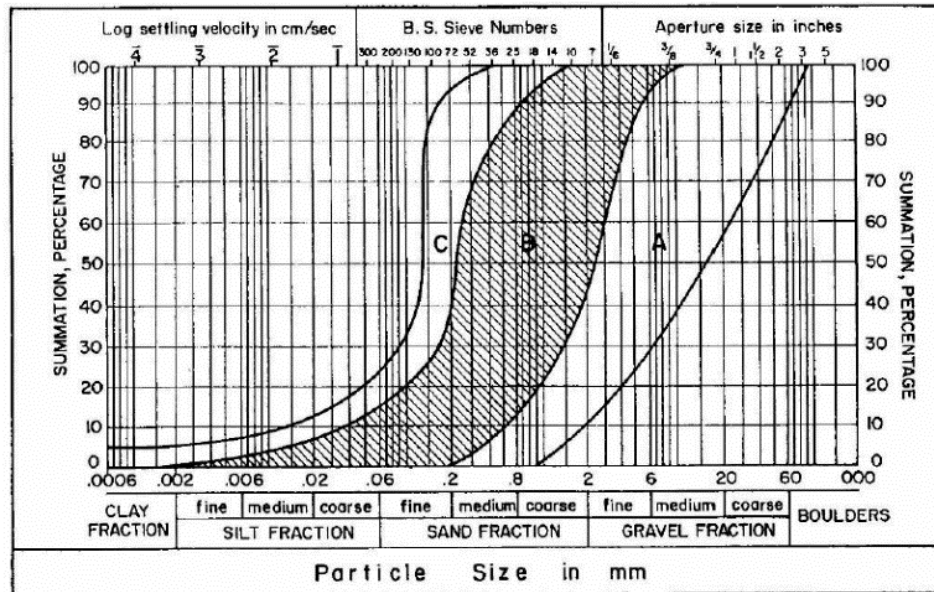


Figura 7.13 Criterio de adecuación de suelos.
para tratamiento por vibrocompactación.

Fuente: Glover, 1982.

7.2.2 Objetivos

Las columnas de grava, como anteriormente se especificó, sirven como tratamiento de suelos blandos con el fin de alcanzar una o varias de las siguientes mejoras:

- Reducción de asentamientos
- Aceleración del proceso de consolidación
- Aumento de la capacidad portante del suelo
- Aumento de la estabilidad frente a deslizamientos
- Reducción de la posibilidad de licuefacción del suelo

Las situaciones en las que se decide el refuerzo de un suelo con columnas de grava son variadas, dependiendo de la importancia y complejidad de la obra; su uso, principal, es bajo terraplén o cargas extensas. Sin embargo, también es empleada para la cimentación de edificios de gran extensión en donde existe un potencial de licuefacción muy alto.

Esta característica hace que su uso sea relativamente frecuente y exitoso en zonas con alto riesgo sísmico, como resulta ser el Cantón “La Puntilla” que según la NEC 2015 posee una aceleración sísmica de 0.40 g. Las columnas de grava son capaces de mantener su integridad estructural, y a su vez su capacidad de disipación de presiones intersticiales, pese a las fuerzas de cizallamiento provocadas por un sismo o cualquier fenómeno similar.

7.2.3 Métodos constructivos

Las columnas de grava se contienen dentro de los métodos de mejoramiento o refuerzo del terreno realizados mediante compactación dinámica por vibración. Se diferencian dos tipos de técnicas, la vibrosustitución, denominada también vía húmeda; y el vibrodesplazamiento o vía seca.

Las etapas de construcción de ambos métodos son muy similares, la diferencia entre ellos reside principalmente en el aporte de aire comprimido o agua a presión como procedimiento de apoyo para la penetración del vibrador.

7.2.3.1 Vibrosustitución o vía húmeda

La construcción de las columnas de grava por vibrosustitución sigue la siguiente secuencia (Figura 7.2):

7.2.3.2 Penetración del vibrador

Se coloca el vibrador en el punto concreto de tratamiento, el cual penetra en el terreno gracias al efecto combinado del peso propio, la energía de vibración y la acción de una lanza de agua a presión emergente en la punta del vibrador.

7.2.3.3 Ensanche de la perforación

El caño de agua a presión crea un flujo hacia el exterior que remueve y arrastra los finos existentes, provocando así un ensanchamiento de la perforación inicial.

7.2.3.4 Sustitución

Cuando se alcanza la profundidad deseada, se procede al relleno de la perforación con grava. El aporte de grava se realiza en tongadas de aproximadamente 50 cm, que se introduce y se compacta, por medio de movimientos ascendentes y descendentes del vibrador, en pequeños escalones. De este modo se sustituye el material original por grava, de ahí la denominación del método.

7.2.3.5 Terminado

El fin de cada escalón de ascenso y relleno lo determina la resistencia ofrecida por el material ya compactado a la bajada del vibrador. El proceso de ascenso y relleno se repite hasta alcanzar la cota en superficie, dándose por finalizada así la columna.

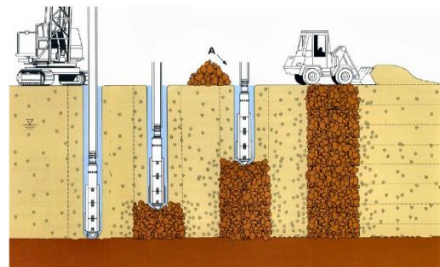


Figura 7.14 Esquema de construcción por vía húmeda.
Fuente: Raju et al., 2014.

7.2.3.6 Vibrodesplazamiento o vía seca

La construcción de las columnas de grava por vibrodesplazamiento sigue la siguiente secuencia (Figura 7.3).

7.2.3.7 Posicionado y penetración del vibrador

En esta técnica, el vibrador desciende hasta la profundidad sabida con la ayuda de una laza de aire comprimido en la punta, que va desplazando el terreno lateralmente, creando así una perforación de paredes estables.

7.2.3.8 Compactación

Cuando se alcanza la profundidad requerida el vibrador es elevado y el material de aportación va ocupando el hueco liberado. El relleno con grava se realiza, también, mediante tongadas de 50 cm de espesor. Para compactar las tongadas se vuelve a introducir el vibrador, que actúa a modo de maza expandiendo la grava hacia abajo y lateralmente contra el suelo.

7.2.3.9 Acabado

La columna se ejecuta por capas sucesivas, hasta alcanzar el nivel de la superficie. En el proceso se debe considerar que existan estratos más blandos entre uno y otro, lo que tendrá como consecuencia un sobreancho en la columna de grava.

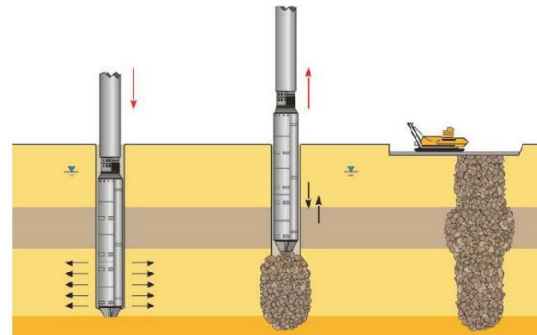


Figura 7.15 Esquema de construcción por vía seca.
Fuente: Raju et al., 2014.

7.2.4 Análisis comparativo y selección de método

Como cualquier otro método de reforzamiento de suelo, las columnas de grava provocan una ligera alteración de la estructura original del suelo. En principio, la vibrocompactación o vibroflotación era la única técnica de vibración profunda conocida, sin embargo, ésta se limita a suelos granulares con menos de 10 a 15% de finos.

Las columnas surgen como extensión y mejoramiento tecnológico, con el fin de ampliar su espacio de aplicación a terrenos arcillosos o cohesivos. Los efectos de la vibrosustitución (o columnas de grava) en suelos arcillosos saturados provocan su remoldeo en la zona más cercana del vibrador, así como un incremento importante en la presión de poros.

Sin embargo, tras un tiempo determinado, éstas presiones de poros se disipan, el suelo tiende a incrementar su rigidez y aporta un mayor confinamiento lateral a las columnas de grava. Estos efectos de mejora varían con la distancia radial al eje de las columnas.

La elección del método más adecuado en cada caso, dependerá básicamente de las características que posea el suelo y consecuentemente de las condiciones de la obra, presentándose una serie de ventajas entre cada uno de sus métodos. No obstante, En “La Puntilla” se presentan suelos tipo limo arenosos de consistencia blanda, arcillas pobres con arena y arenas arcillosas de compacidad muy suelta, por ello es técnicamente viable utilizar la técnica de vibrosustitución.

7.2.5 Características de las columnas de grava

El tamaño empleado en las columnas de grava es de 20/60 mm, aunque existen casos de alimentación por fondo en los que el diámetro del tubo requiere una grava inferior. Es recomendable emplear áridos limpios, sin componentes orgánicos o deteriorables. Barksdale y Bachus (1983) definen 4 posibles granulometrías para el material apto de ser usado, y en todas ellas se recomienda que el desgaste en el ensayo Los Ángeles sea inferior al 45%.

El diámetro de la columna de grava suele variar en un rango de 0.5 a 1.2 m en función de la deformabilidad del suelo. Las longitudes usuales de columna, por otro lado, oscilan entre 6 m y 12 m, aunque existen casos excepcionales en los que superan los 20 m de profundidad.

Es importante considerar, que estas longitudes dependen principalmente, de la profundidad a la que se encuentre el estrato más rígido; sin embargo, para el caso de “La Puntilla”, se seleccionaron longitudes de 12 m que quedarán como elementos flotantes en el suelo blando, trabajando la columna, en este último caso, por rozamiento.

7.2.6 Comportamiento de las columnas de grava

Como cualquier otro elemento sometido a esfuerzos producto de cargas externas, es importante entender el comportamiento de las columnas de grava hacia el conocimiento de la capacidad de carga que posee y sus modos de fallo, así como su deformación, la influencia del proceso constructivo e influencia de la longitud de la columna. La información disponible acerca de los asientos y su evolución en suelos tratados sometidos a cargas en su superficie es muy poca.

7.2.6.1 Deformaciones en columnas de grava

Las deformaciones que sufre una columna de grava se verán influenciadas por el tipo de suelo. En el área de construcción se presentan suelos blandos, de manera que, al aplicar una carga sobre la columna de grava, diversos estudios confirman que presentarán un aumento de diámetro en la zona superior de la columna, como se ilustra en la Figura 7.16. Algunos de estos estudios analizan también la capacidad de carga de la columna.

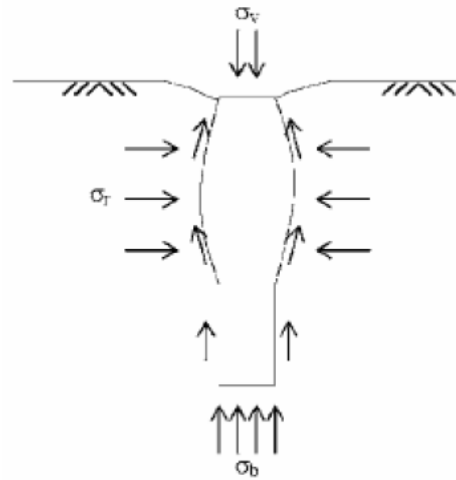


Figura 7.16 Deformación y tensiones durante la aplicación de una carga, de una columna vibrada.

Fuente: Hughes & Withers, 1974.

Hughes y Withers (1974) estudiaron el comportamiento de una columna de grava aislada, contenida en arcilla dentro de una cámara cilíndrica. Como resultado de la investigación concluyeron que uno de los modos de fallo de las columnas de grava cargadas axialmente es el abultamiento de la parte superior, que se produce a aproximadamente una distancia de 4 veces su diámetro.

7.2.6.2 Mecanismos de falla

Sivakumar et al. (2007) estudiaron los mecanismos de falla de las columnas de grava, utilizando un material

transparente desarrollado en el Trinity College de Dublín, el cual tiene propiedades similares a las de un suelo arcilloso.

Se tienen 3 mecanismos de falla en las columnas:

- Penetración o hundimiento de la columna en el suelo blando.
- Abombamiento de la columna en el caso de expansión simétrica en el suelo circundante.
- Pandeo o desplazamiento lateral de la columna.

La interacción que se pueda presentar entre el suelo y la columna, dependerá fundamentalmente del proceso de carga y velocidad de aplicación, el área de sustitución y la consolidación debido al drenaje hacia la columna que se produce durante la aplicación de carga.

7.2.7 Mitigación del riesgo de licuefacción

Las columnas de grava funcionan como potentes drenes, lo que aumenta la permeabilidad en el suelo, su rigidez y su resistencia al corte. Estas mejoras en el conjunto suelo-columnas tiene como objetivo reducir el riesgo de licuación de los suelos.

La licuefacción se produce debido a un aumento brusco de las presiones intersticiales, las cuales, por encima de un determinado valor, causan la anulación de las presiones efectivas y consecuentemente la eliminación de la resistencia al corte del suelo.

El efecto de refuerzo para mitigar la licuación con columnas de grava puede evaluarse mediante los métodos de Priebe (1995) o Báez y Martín (1993). Las columnas de grava mitigan la licuación por la acción conjunta de varios efectos que tienden a reducir la acción sísmica (Cyclic Stress Ratio, CSR) y a aumentar la resistencia al corte frente a cargas cíclicas (Cyclic Resistance Ratio, CRR), como son:

- Capacidad de drenaje para disipar rápidamente los incrementos de presiones de poros
- Efecto de refuerzo debido a la elevada rigidez y ángulo de rozamiento de las columnas.
- Efecto de precarga dinámica, debido a que durante la ejecución se aplica un movimiento vibratorio que introduce aceleraciones en el suelo mayores que las producidas por los sismos.

CAPITULO 8
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

8.1 Excavación

8.1.1 Descripción

Se realizará una excavación en el área de construcción del edificio con el fin de construir un sótano de parqueo. El sótano de parqueo tendrá una profundidad de 3,5 [m] desde la superficie del suelo, además de eso la losa de cimentación deberá tener un espesor de 0,65 [m] y antes de su desplante se compactará una capa de grava de 0,50 [m] por lo cual la profundidad total a excavar deberá ser de 4,65 [m].

8.1.2 Consideraciones técnicas

Se debe considerar que debido al elevado nivel freático presente en la Puntilla durante la excavación se deberá abatir el nivel freático mediante el uso de bombas. El bombeo de agua debe hacerse bajo criterios técnicos debido a que al abatir el nivel freático el agua no bajara de nivel únicamente en la zona que se requiere si no que el descenso del nivel de agua ocupara una zona mucho más grande.

El abatimiento del nivel freático puede perjudicar las condiciones de servicio de edificaciones aledañas debido a que el descenso del nivel de agua produce cambios en el estado tensional del suelo que conlleva a asentamientos de las edificaciones.

Producto de la excavación se presentarán taludes verticales seguramente inestables que pueden producir danos graves a las edificaciones colindantes.

8.1.3 Procedimiento constructivo

Debido a lo expuesto en las secciones anteriores, se deberá realizar una obra de estabilización de los taludes verticales y además formar un cerramiento que impida el abatimiento del nivel freático fuera del terreno de la obra. Se propone el hincado de tablestacas en el terreno antes de realizar la excavación a fin de que pueda estabilizar provisionalmente el talud mediante el uso de anclajes pasivos que contrarrestara los efectos de empuje lateral activos de los estratos de suelo por encima de la excavación, esta acción además formara el cerramiento necesario para que durante la excavación pueda abatirse el nivel freático en forma focalizada.

Una vez realizada la excavación se procederá a la construcción monolítica de la losa de cimentación y los muros de sótano. El sistema al ser lo suficientemente rígido experimentará empujes de suelo en reposo y deberá ser diseñado estructuralmente para resistirlos de manera adecuada. Luego de la culminación de la construcción del sistema de losa de cimentación, muros de sótano y

losa de planta baja se procederá a recuperar la tablestaca ya que el muro será capaz de soportar los esfuerzos horizontales de suelo en reposo sin presentar giros ni volcamientos.

8.1.4 Estimación de parámetros de resistencia del suelo

A base de los parámetros que se obtuvieron del estudio proporcionado por Geocon S.A como son el número de golpes del ensayo SPT y los límites de Atterberg se harán correlaciones a fin de obtener el ángulo de fricción interna efectivo y la cohesión efectiva de los diferentes estratos de suelo. Para estimar el ángulo de fricción interna de suelos cohesivos se utilizó la metodología propuesta por Kennedy (1994) la cual estima el ángulo de fricción de suelos cohesivos en función de la plasticidad que este tenga, ver Figura 8.1

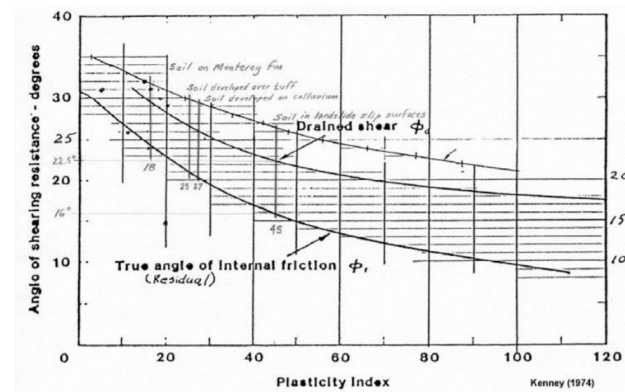


Figura 8.1 Correlación del ángulo de fricción interna ϕ' en función del límite plástico (IP).

Fuente: Kenney., 1994.

La cohesión efectiva de los suelos cohesivos se determinó mediante la literatura expuesta por Luis Banon la cual en función de la descripción del estrato recomienda valores de cohesión y también de ángulo de fricción para diferentes características de estratos, ver Figura 8.2.

TIPO DE SUELO	γ (T/m ³)	ϕ (grados)	c (T/m ²)
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	-
Grava	1.70	37.5°	-
Grava arenosa	1.90	35°	-
Arena compacta	1.90	32.5-35°	-
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena suelta	1.70	27.5-30°	-
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-

Figura 8.2 Parámetros geotécnicos en para distintos tipos de estratos.

Fuente: Luis Banon., 2010

La estimación del ángulo de fricción efectivo para el estrato arenoso se la realizo con la ayuda de correlaciones entre el número de golpes y el ángulo de fricción propuesta por Muni Budhu.

N	N_{60}	Compactness	γ (kN/m ³)	D_r (%)	ϕ' (degrees)
0-4	0-3	Very loose	11-13	0-20	26-28
4-10	3-9	Loose	14-16	20-40	29-34
10-30	9-25	Medium	17-19	40-70	35-40*
30-50	25-45	Dense	20-21	70-85	38-45*
>50	>45	Very dense	>21	>85	>45*

Figura 8.3 Correlación entre N , N_{60} , γ , D_r y ϕ .

Fuente: Muni Budhu, 2010.

En la Tabla XCVII se muestran los resultados de los parámetros de resistencia de los estratos del terreno presente en los primeros 12 [m] de profundidad.

Tabla XCVII. Estimación de parámetros de resistencia del suelo

Estrato	Angulo de fricción efectiva ϕ'	Cohesión efectiva c' [T/m²]
Material de relleno (seco)	37	0
Limo elástico consistencia dura (saturado)	18	2,4
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	28	1
Arcilla arenosa consistencia blanda (saturada)	24	1,5
Arena limosa (saturada)	29	0

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

La tablestaca es una obra de contención de tipo flexible por lo cual ante las presiones laterales del suelo esta cederá en forma de deflexiones lo anterior indica que en las paredes de la excavación se producirá un empuje lateral activo mientras que en el anclaje de la tablestaca a una profundidad determinada se producirá un empuje lateral de suelo pasivo.

El objetivo es garantizar la estabilidad de la tablestaca por medio del anclaje de la misma a una profundidad tal que la suma de momentos

provocados por el empuje pasivo iguale los momentos producidos por el empuje activo amplificados por un factor de seguridad al volcamiento. La tablestaca deberá tener suficiente estabilidad estructural para resistir los esfuerzos de flexión producidos por dichos momentos.

8.1.5 Estimación de empujes laterales de suelo.

Para la estimación de los empujes laterales se utilizará la teoría de Rankin que propone las siguientes expresiones para calcular los esfuerzos horizontales efectivos de tipo activo y pasivo respectivamente. Donde K_a se refiere al coeficiente de empuje activo y K_p al coeficiente de empuje pasivo respectivamente.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi')}{1 + \text{sen}(\varphi')} \quad (\text{Ec. 44})$$

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (\text{Ec. 45})$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')} \quad (\text{Ec. 46})$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v - 2c' K_a \quad (\text{Ec. 47})$$

Se debe expresar como comentario que el termino negativo directamente proporcional a la cohesión del estrato expresa que la cohesión contrarrestar tanto el empuje activo como el empuje pasivo.

Se calcularán los coeficientes de empuje activo y pasivo para cada estrato.

Tabla XCVIII. Cálculo de coeficientes de empuje activo y pasivo.

Estrato	Ka	Kp
Material de relleno (seco)	0,25	-
Limo elástico consistencia dura (saturada)	0,53	-
Limo arenoso consistencia blanda (saturada)	0,36	2,77
Arcilla arenosa consistencia blanda (saturada)	0,42	2,37
Arena limosa (saturada)	0,35	2,88

Fuente: Campodónico R. Maldonado D., 2017.

Se propone que con una tablestaca de 12 [m] se pueda lograr la estabilidad requerida. Se estimarán los esfuerzos de presión lateral activa y pasiva a lo largo de la tablestaca. Los resultados se tabulan en la Tabla XCIX.

El factor de seguridad al volcamiento debe ser tomado entre 1.5 a 2 debido a que el carácter de la obra será provisional se buscará un anclaje pasivo que brinde un factor de seguridad de 1.5. Se deben evaluar las fuentes de sobrecargas que podrían inducir empujes laterales a la excavación como son las edificaciones cercanas y el tránsito. Respecto a las edificaciones cercanas se sabe que el

Edificio Marriot se cimienta sobre pilotes por lo cual no induce empujes laterales a la excavación.

El tránsito presente es de tipo liviano y el pavimento es rígido por lo cual los esfuerzos impuesto al suelo serán bajos en general conservadoramente se supondrá una sobrecarga de 1 [T/m²].

Tabla XCIX. Resumen de cálculo de esfuerzos

Estrato	Profundidad [m]	γ [T/m³]	σ'_v [T/m²]	σ'_{ha} [T/m²]	σ'_{hp} [T/m²]
Material de relleno {seco}	0	1,6	1,00	0,12	-
Material de relleno {seco}	1,1	1,6	2,76	0,56	-
Limo elástico consistencia dura (saturado)	1,1	1,907	2,76	-2,29	-
Limo elástico consistencia dura (saturado)	3	1,907	4,48	-1,38	-
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	3	1,639	4,48	0,24	-
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	4,65	1,639	5,54	0,62	-3,33
Excavación					
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	7	1,639	7,04	1,16	0,83
Arcilla arenosa consistencia blanda (saturado)	7	1,75	7,04	0,81	-1,06
Arcilla arenosa consistencia blanda (saturado)	9	1,75	8,54	1,44	2,50
Arena limosa (saturado)	9	1,65	8,54	2,79	9,51
Arena limosa (saturado)	12	1,65	10,49	3,47	23,78

Fuente: Campodónico R., Maldonado., D., 2017.

Se calculan los empujes y su brazo de palanca respecto al punto de rotación, así como los momentos ocasionados por las fuerzas de

empuje activo y las fuerzas de empuje pasivo. Se puede notar que el factor de seguridad para una tablestaca de 12[m] que representa un anclaje pasivo de 7.35 [m] es 1,7 lo cual es más que satisfactorio para una obra de estabilización provisional. El resumen de cálculo de lo anterior explicado puede encontrarse en la Tabla C.

Tabla C. Resumen de cálculo de estabilidad de la tablestaca

Empujes activos	Brazo de palanca	Momentos activos	Empujes pasivos	Brazo de palanca	Momentos pasivos
0,06	11,45	0,71	-	-	-
0,24	11,27	2,71	-	-	-
0,95	7,00	6,62	-	-	-
1,85	6,33	11,69	-	-	-
1,62	4,00	6,48	0,19	7,00	1,36
0,63	3,67	2,32	2,50	3,67	9,16
8,37	1,50	12,55	28,53	1,50	42,80
1,01	1,00	1,01	21,40	1,00	21,72
$\sum Ma$		44,09	$\sum Mp$		75,04
FS = 1,7					

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

8.1.5.1 Muros de sótano

Debido a la rigidez lateral del sistema de muros de sótano, losa de cimentación y losa de primer piso, el sistema no experimentará desplazamientos por lo cual el suelo no tendrá una cuna de falla y los empujes a los que el muro de sótano estará sometido durante su vida útil serán empujes en reposo.

El coeficiente esfuerzo horizontal en reposo puede calcularse de las dos formas que siguen en función de si el estrato tiene predominancia granular o predominancia cohesiva. En general los autores recomiendan evaluar los suelos cohesivos con ambas expresiones para tener una idea más clara de los coeficientes de empuje en reposo que se deben adoptar.

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (\text{Ec. 48})$$

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{Ec. 49})$$

El esfuerzo horizontal en reposo puede calcularse a través de la siguiente expresión

$$\sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_{v0} \quad (\text{Ec. 50})$$

En las siguientes Tablas CII, CII se muestran los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo, así como también el sustento de la adopción del coeficiente de esfuerzo horizontal en reposo.

Tabla CI. Parámetros del suelo

Estrato	φ'	ν
Material de relleno (seco)	18	0,4
Limo elástico consistencia dura (saturado)	18	0,4
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	28	0,2

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla CII. Cálculo de coeficientes de empuje en reposo

Estrato	K0 fricción	K0 cohesión	K0 adoptado
Material de relleno (seco)	0,69	0,67	0,68
Limo elástico consistencia dura (saturado)	0,69	0,67	0,68
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	0,53	0,25	0,39

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se calculan los esfuerzos de empuje del suelo sobre los muros de sótano. Tomando en cuenta que el diseño debe ser satisfactorio a lo largo de la vida útil de la estructura se supondrá una sobre carga de 6 [T/m²] provenientes de edificios colindantes que se puedan construir en un futuro.

En la última columna se toman en cuenta los efectos de la presión hidrostática producida por la poca profundidad del nivel freático)

A continuación, se resume el cálculo de los esfuerzos de empuje en reposo.

Tabla CIII. Esfuerzos de empuje en reposo

Estrato	Profundidad [m]	γ [T/m ³]	σ'_{v0} [T/m ²]	σ'_{h0} [T/m ²]	σ'_{h0} + presión hidrostática [T/m ²]
Material de relleno {seco}	0,00	1,28	6,00	4,07	4,07
Material de relleno {seco}	1,10	1,29	7,42	5,04	5,04
Limo elástico consistencia dura (saturado)	1,10	1,91	7,42	5,04	5,04
Limo elástico consistencia dura (saturado)	3,00	1,91	9,14	6,21	8,11
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	3,00	1,64	9,14	3,57	5,47
Limo arenoso consistencia blanda (saturado)	3,50	1,64	9,46	3,69	6,09

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se modela el muro de sótano como una viga en voladizo y se obtienen los diagramas de cortante y de momento del muro de sótano, ver Figura 8.4.

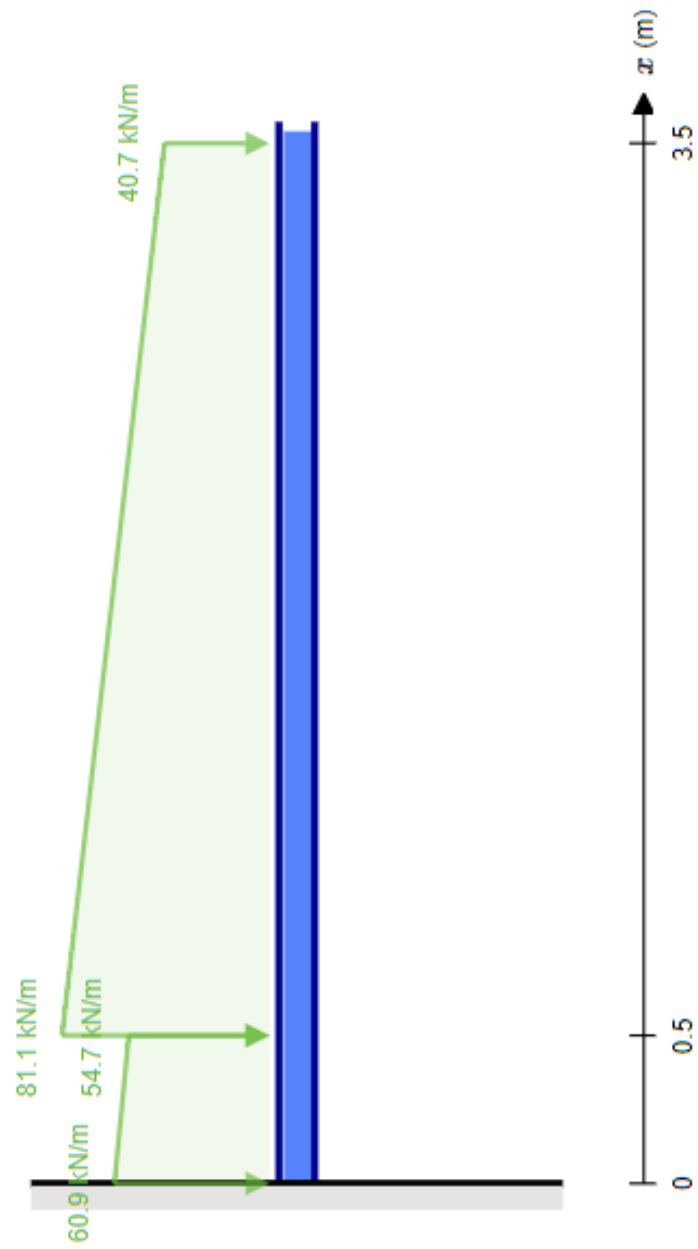


Figura 8.4 Modelo de esfuerzos a los que estarán sometido los muros de sótano.

Fuente: Campodónico R. Maldonado D., 2017.

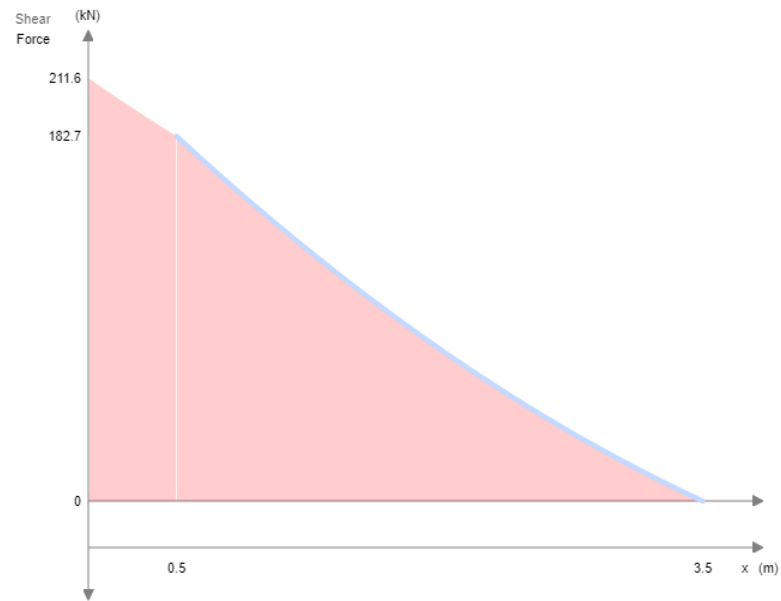


Figura 8.5 Diagrama de cortante del muro de sótano.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

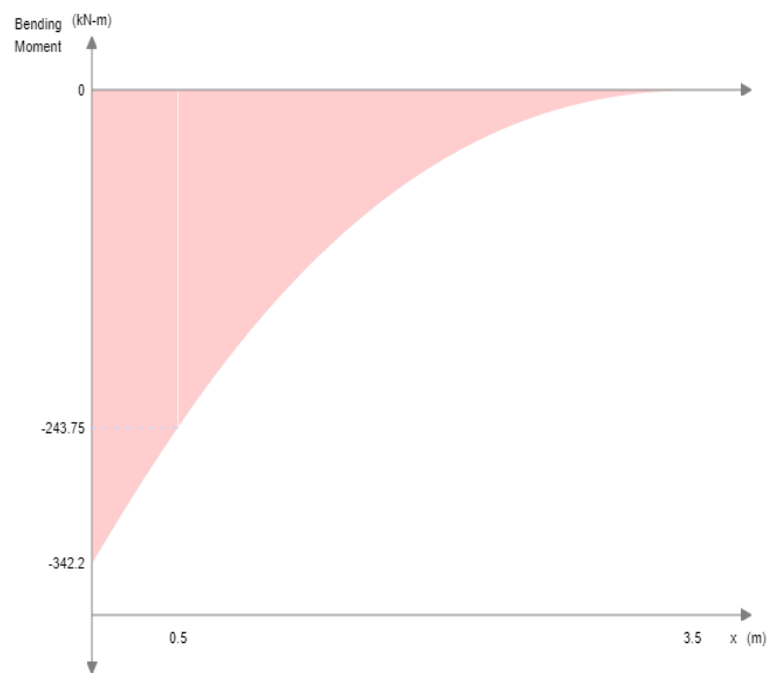


Figura 8.6 Diagrama de momento flector del muro de sótano.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

8.1.6 Diseño a flexión del muro de sótano

Se diseñara el muro de sótano por los momentos flectores causados por el empuje del suelo en reposo y la acción de la presión hidrostática. Los momentos que se tienen en el muro son todos negativos y se diseñara para el momento máximo el cual es igual a 34.22 [Tm/m].

El espesor mínimo requerido para muros de sótano es de 30 [cm] sin embargo debido a la demanda de momento flector y al recubrimiento requerido de 7,5 [cm] se optara por utilizar un espesor de 35 [cm].

A continuación se muestra el Cálculo del acero de refuerzo. La dirección Y es paralela a la altura del muro.

Tabla CIV. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo del muro de sótano en la dirección Y

Mu/m (-) [Tm/m]	34,2
As requerido [cm²]	36,6
As disponible [cm²]	39,3
Se usarán varillas ϕ 25mm	c/125mm
Cuantía = 0,01 < 0,02 (Cuantía máxima)	

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

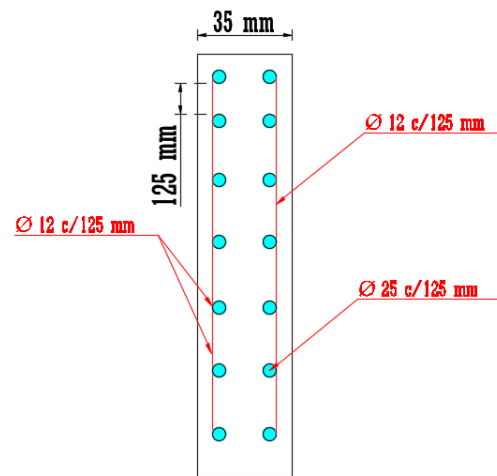


Figura 8.7 Muro de sótano.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

8.1.7 Revisión por cortante

Del diagrama de cortante se puede observar que la demanda máxima a la cual estará sometido el muro de sótano es de 18,27 [T].

La resistencia proporcionada por el concreto se calculará con la expresión correspondiente ya usada tantas veces en este texto.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto es igual a 24,39 [T] por lo cual el diseño es satisfactorio por cortante.

8.2 Diseño de cimentación

8.2.1 Losa de cimentación por sótanos

La losa de cimentación deberá ser impermeable y durable debido a la exposición a sulfatos y la presión hidrostática a la cual estará expuesta. Por estas razones se deberán tomar medidas en el diseño

de la mezcla de hormigón como la inclusión de aditivos que mejoren sus propiedades.

Las especificaciones adecuadas para este tipo de hormigón se explicaron con mayor detalle en el capítulo I. Además, la losa de cimentación deberá tener una construcción monolítica con los muros de sótano para evitar filtraciones.

8.2.2 Cimentación compensada

Cuando las cargas que bajan por las columnas de primer piso son elevadas y los estratos de suelo sobre el cual se cimentara la edificación presentan resistencias al esfuerzo cortante muy bajas es conveniente realizar una cimentación compensada.

La cimentación compensada consiste en la excavación de suelo con la finalidad de construir pisos de subsuelo el caso de esta edificación con el fin de tener un espacio de parqueo subterráneo. De esta manera el incremento de la presión neta en el suelo debajo de la cimentación se puede reducir notablemente. Dependiendo de la reducción que se obtenga del incremento de presión neta en el suelo la cimentación puede considerarse como:

8.2.2.1 Cimentación totalmente compensada

Se considera que la cimentación es totalmente compensada cuando el incremento de presión neta $q_n = 0$. Es decir, el estado de esfuerzos que experimenta el suelo no cambia tras la construcción de la edificación. Esto se logra cuando se desplanta la cimentación a una altura tal que el peso excavado sea igual al peso del edificio.

8.2.2.2 Cimentación sub compensada

Se considera que la cimentación es sub compensada cuando el incremento de presión neta $q_n > 0$. Es decir, el estado de esfuerzos que experimenta el suelo aumenta tras la construcción de la edificación, sin embargo, la excavación del suelo ayuda a que este incremento de carga neta se reduzca.

8.2.2.3 Cimentación sobre compensada

Se considera que la cimentación es sobre compensada cuando el incremento de presión neta $q_n < 0$. En este caso el estado de esfuerzos final del suelo luego de la construcción de la edificación es menor que el que presentaba antes de la misma. Se consigue cuando la

profundidad de desplante de la losa es tal que el peso del suelo excavado es mayor al peso de la edificación.

8.2.3 Requerimientos NEC 2015 Cimentación y Geotecnia

La normativa NEC 2015 recomienda que para el diseño de la losa de cimentación deben calcularse las excentricidades entre el punto de aplicación de las cargas resultantes y el centro geométrico de la losa de cimentación en ambas direcciones de análisis.

Dichas excentricidades deben de tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla por capacidad de carga, estabilidad de la losa ante la posibilidad de volteo, asentamientos máximos y diferenciales.

El diseño estructural de la cimentación deberá ser capaz de resistir adecuadamente todas las combinaciones de carga, por lo general se puede realizar un análisis para identificar la combinación más crítica en función de la combinación de esfuerzos de carga axial y esfuerzos de flexión a la que estará sometida la losa.

8.2.4 Método Rígido Convencional

El método rígido convencional se basa en la suposición de que la losa de cimentación es suficientemente rígida y por tanto

Indeformable de tal forma que no se presentaran asientos localizados. Braja Das (2012).

El método se ejemplificará mediante la Figura y contendrá los siguientes incisos.

8.2.4.1 Cargas de Columnas

Se necesita obtener las cargas que bajan desde las columnas en el estado de carga más crítico. Es decir, el que presente mayores descargas hacia la cimentación. Para este caso la combinación crítica es 1,2D+1,6L. Dichas cargas se las obtendrá con el programa ETABS y son las que se presentan en la Tabla y la carga total vendrá dada por la ec.

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots \quad (\text{Ec. 51})$$

Tabla CV. Cargas axiales correspondientes a la carga crítica de diseño

Columna	Q [T]
C1	99,2
C2	175,1
C3	174,7
C4	174,7
C5	175,2
C6	99,2
C7	168,9
C8	312,0
C9	315,8
C10	315,7
C11	316,4
C12	173,3
C13	168,9
C14	312,1
C15	315,9
C16	315,8
C17	316,5
C18	173,3
C19	173,3
C20	316,5
C21	315,8
C22	315,8
C23	316,5
C24	173,3
C25	173,3
C26	316,5
C27	315,8
C28	315,8
C29	316,5
C30	173,3
C31	173,3
C32	316,5
C33	315,7
C34	315,7
Q [T]	9834,6

Fuente: Campodónico R., Maldonado., 2017.

8.2.4.2 Cálculo del peralte de la losa

El peralte de la losa debe ser tal que resista el cortante por tensión diagonal provocado por el punzonamiento de las columnas que llegan a ella.

En función de la posición de la columna respecto a la losa se consideran distintos anchos colaborantes para resistir estos esfuerzos de punzonamiento se tienen tres casos:

- Columnas internas
- Columnas perimetrales
- Columnas de esquina

Las mismas se presentan ordenadas de mayor a menor respecto al ancho colaborante que proporcionan este ancho llamado b_0 se evidencia en la Figura

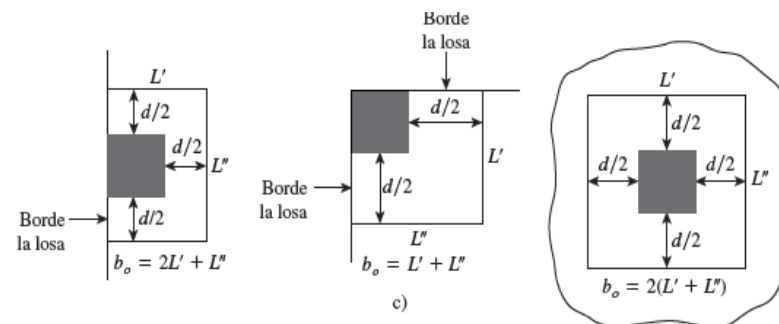


Figura 8.8 Ancho colaborante para resistencia a cortante de la losa.

Fuente: Braja Das, 2012.

Se necesitará conocer la carga axial más crítica con el objetivo de estimar el peralte necesario para resistir su punzonamiento. Sin embargo, la carga crítica no solo dependerá de la magnitud de la fuerza sino también de la posición de la columna por la cual baje dicha carga ya que en función de esta el ancho colaborante disminuirá requiriendo así mayor peralte.

Se analizarán las mayores cargas axiales para columnas interiores, exteriores y esquineras, ver Tabla CVII.

Tabla CVI. Cargas axiales máximas.

Columna esquinera	99,2
Columna de borde	175,3
Columna interior	316,5

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

El ancho colaborante para cada una de ellas se obtendrá en función del peralte de la losa la Tabla CVIII, se recuerda al lector que las columnas de sótano presentan secciones de 60x60 resume dicho Cálculo

Tabla CVII. Anchos colaborantes b_0

Posición	b_0
Columna esquinera	1,2+d
Columna de borde	1,8+2d
Columna interior	2,4+4d

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

ACI 318 11 recomienda evaluar la expresión para obtener la resistencia de diseño al cortante de una losa de cimentación.

Donde el valor de ϕ para cortante se toma igual a 0,75.

$$\phi V_c = \phi 0.34 \sqrt{f'_c} b_o d . \quad (\text{Ec. 52})$$

Del método de diseño LRFD se necesita conseguir que la resistencia de diseño sea mayor que la demanda última esto es $\phi V_c \geq V_u$ con esta premisa se procede a calcular el peralte necesario para cada caso y se elegirá el más crítico como peralte de la losa, ver Tabla CVIII.

Tabla CVIII. Cálculo de peralte

Posición	d [m]
C esquinera	0,49
C de borde	0,52
C interior	0,56

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se requerirá un peralte de 56 cm. El reglamento ACI 318 11 exige un recubrimiento de 7,5 cm para elementos que estén en constante contacto con el suelo además suponiendo refuerzo longitudinal de varillas de 2,5 cm el espesor h de la losa será de 65 cm.

8.2.4.3 Excentricidad de la carga resultante

Se debe calcular la excentricidad de la carga resultante aplicada a la losa para esto se necesita conocer el punto de aplicación de la carga resultante el cual sigue la siguiente expresión

$$x' = \frac{Q_1x'_1 + Q_2x'_2 + Q_3x'_3 + \dots}{Q} \quad (\text{Ec. 53})$$

Donde x'_i es el punto de acción de las fuerzas que actúan la losa. Se tabulan los resultados como sigue:

Tabla CIX. Coordenadas de aplicación de la fuerza resultante

x' [m]	17,825
y' [m]	21,319

Fuente: Campodónico R., Maldonado., 2017.

Las excentricidades de la losa serán iguales a

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad (\text{Ec. 54})$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} \quad (\text{Ec. 55})$$

A continuación, se tabulan las excentricidades de la carga resultante respecto al centro geométrico de la losa, ver Tabla CX.

Tabla CX. Cálculo de excentricidades

ex [m]	0,025
ey [m]	0,019

Fuente: Campodónico R., Maldonado., 2017

8.2.4.4 Presión sobre el suelo debajo de la losa

Mediante la teoría de esfuerzos se realiza la combinación de esfuerzos por carga axial y flexión obteniendo la expresión () la cual representa el esfuerzo aplicado sobre la losa en cualquier punto con coordenadas X y Y.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde $A = BL$

$I_x = (1/12)LB^3 =$ momento de inercia respecto al eje x

$I_y = (1/12)LB^3 =$ momento de inercia respecto al eje y

$M_x =$ momento de las cargas de las columnas respecto al eje x = Q_{ey}

$M_y =$ momento de las cargas de las columnas respecto al eje y = Q_{ex} . Se tabulan los resultados en las siguientes

Tablas, CXI, CXII

Tabla CXI. Propiedades de la losa DE cimentación

A [m2]	1516,56
Ix [m4]	229349
Iy [m4]	160169

Fuente: Campodónico R, Maldonado D., 2017.

Tabla CXII. Momentos debido a la excentricidad de la carga

Mx [Tm]	190
My [Tm]	244

Fuente: Campodónico R, Maldonado D., 2017.

Se puede usar entonces la ecuación 8.13 para calcular los esfuerzos en cada punto perimetral de la losa para (puntos A, B, C, D, E., mostrados en la Figura 8.7 con el fin de dividir la losa en franjas y evaluar según los esfuerzos que estas experimenten el refuerzo longitudinal necesario. La

evaluación de la Ec. 56 se muestra resumida en la Tabla CXIII.

Tabla CXIII. Cálculo de presiones en los puntos perimetrales de la losa de cimentación según el Método Rígido Convencional.

Columna	Q [T]	X [m]	Y [m]	q [t/m ²]
C1	99,1716	-17,8	-21,3	6,440
C2	175,1092	-10,5	-21,3	6,451
C3	174,7444	-3,5	-21,3	6,462
C4	174,744	3,5	-21,3	6,472
C5	175,152	10,5	-21,3	6,483
C6	99,2037	17,5	-21,3	6,494
C7	168,9426	-17,8	-14	6,446
C12	173,2997	17,5	-14	6,500
C13	168,9354	-17,8	-7	6,452
C18	173,2938	17,5	-7	6,506
C19	173,2514	-17,8	0	6,458
C24	173,2861	17,5	0	6,511
C25	173,302	-17,8	7	6,463
C30	173,295	17,5	7	6,517
C31	173,3081	-17,8	14	6,469
C36	173,3023	17,5	14	6,523
C37	99,2116	-17,8	21	6,475
C38	175,3024	-10,5	21	6,486
C39	174,7453	-3,5	21	6,497
C40	174,7424	3,5	21	6,508
C41	175,1493	10,5	21	6,518
C42	99,2038	17,5	21	6,529

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

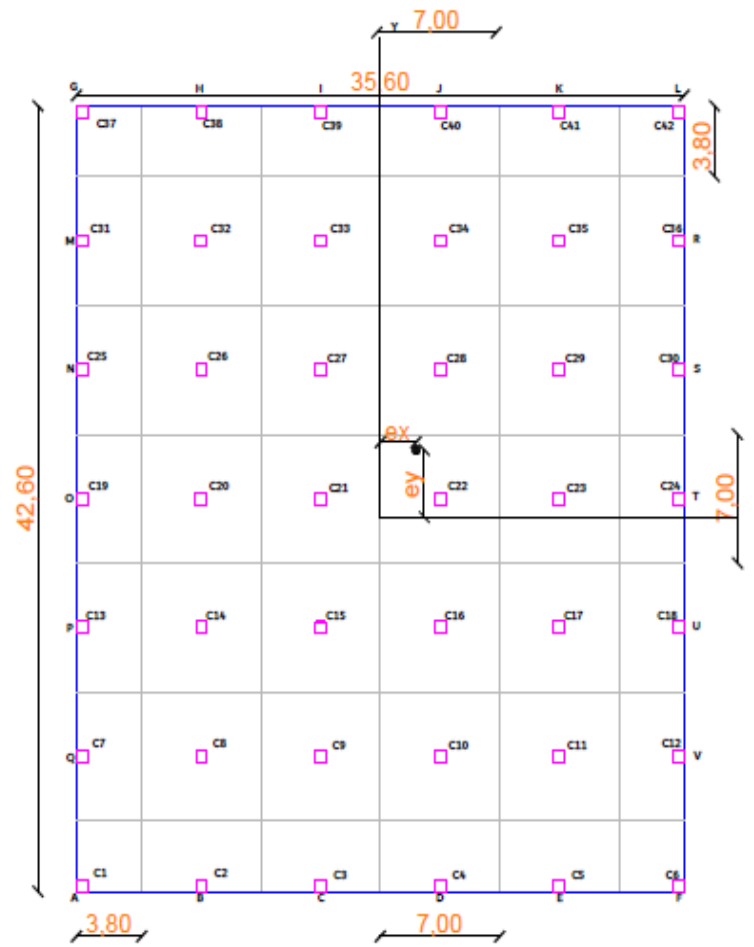


Figura 8.9 Método Rígido Convencional aplicado a la Edificación de estudio.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

8.2.4.5 Diseño por flexión eje X

Se dividirá la losa en franjas de columnas para el análisis en la dirección X se tendrán 7 franjas de columnas. Las cuales estarán sujetas a una carga distribuida de reacción del suelo y las cargas de columnas. La reacción del suelo como carga distribuida sobre la franja se calculará como el promedio de las presiones de extremo de cada franja.

La reacción total del suelo sobre la franja será igual a la carga promedio por el área de la franja. Se obtiene el total de las cargas de columnas que descargan sobre la franja de estudio y se saca un promedio entre la reacción total del suelo y la carga total de las columnas a fin de obtener un factor de corrección.

Las cargas de columnas también son corregidas por el factor F el cual se calcula mediante la siguiente expresión.

Se obtienen las reacciones distribuidas del suelo por ancho unitario a razón de realizar el diseño de la franja como si de una viga se tratara. La Tabla resume el cálculo anteriormente explicado para las franjas en dirección X mientras el modelo estructural puede revisarse en la Figura

Tabla CXIV. Cálculo de las reacciones del suelo modificadas y del factor de modificación de cargas de columna para cada franja

Franja	q1 [T/m ²]	q2 [T/m ²]	q [T/m ²]	B1 [m]	L [m]	R suelo [T]	Q colu mnas [T]	Q prom [T]	q prom mod [T/m]
F1	6,44	6,49	6,467	3,8	35	860	898	879	25,12
F2	6,45	6,50	6,473	7	35	1586	1602	1594	45,54
F3	6,45	6,51	6,479	7	35	1587	1603	1595	45,57
F4	6,46	6,51	6,485	7	35	1589	1611	1600	45,71
F5	6,46	6,52	6,490	7	35	1590	1611	1601	45,73
F6	6,47	6,52	6,496	7	35	1592	1611	1601	45,75
F7	6,48	6,53	6,502	3,8	35	865	898	882	25,19

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla CXV. Cálculo de las cargas de columna modificadas para cada franja

Franja	Posición de la columna					
	0,3	7,3	14,3	21,3	28,3	35,3
F1	97,07	171,40	171,04	171,04	171,44	97,10
F2	168,08	310,40	314,19	314,13	314,81	172,42
F3	168,13	310,60	314,37	314,31	315,01	172,47
F4	172,05	314,26	313,61	313,60	314,30	172,08
F5	172,17	314,44	313,74	313,74	314,44	172,16
F6	172,26	314,63	313,83	313,83	314,51	172,25
F7	97,36	172,02	171,48	171,48	171,87	97,35

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

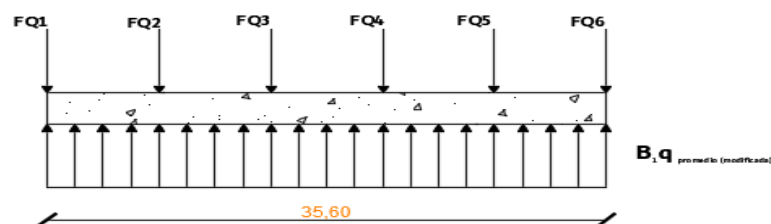


Figura 8.10 Modelo estructural de una franja de columna.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Los valores de FQ_1, FQ_2, \dots fueron calculados en la Tabla CXIV. mientras que los valores de reacción modificada del suelo se calcularon en la Tabla CXV. Mediante un análisis estructural aplicando conceptos básicos de resistencia de materiales se calculó del diagrama de momentos de cada franja. Luego con fines de diseño se dividió este momento para el ancho de la franja para obtener una demanda de momento por metro lineal.

A continuación, se muestran los diagramas de momento para las franjas críticas tanto a momento positivo como a momento negativo. Los diagramas de momentos solo se graficaron para la mitad de la franja debido a la simetría que presenta la configuración estructural.

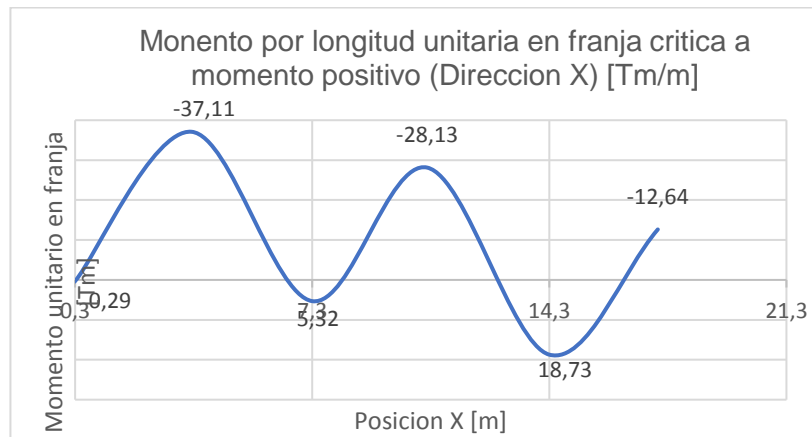


Figura 8.11 Momento por longitud unitaria en franja crítica a momento positivo en la dirección X.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

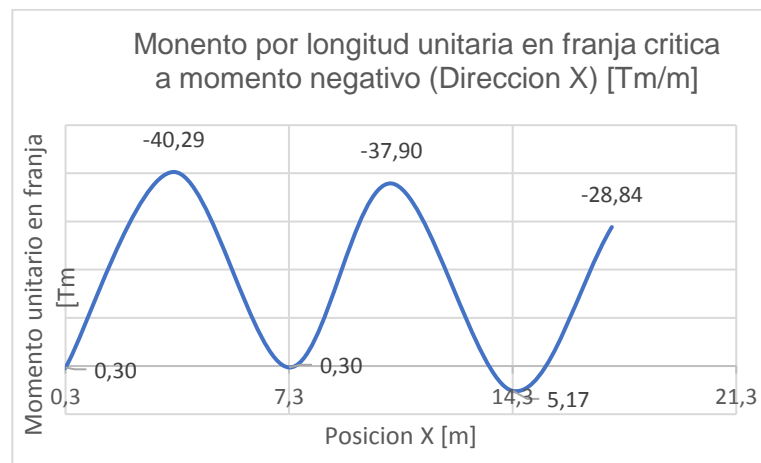


Figura 8.12 Momento por longitud unitaria en franja crítica a momento negativo en la dirección X.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

A continuación, se calcula el refuerzo longitudinal positivo y negativo necesario para que la losa de cimentación resista adecuadamente las demandas de flexión. El resumen de dicho Cálculo puede encontrarse en las Tablas CXVI, CXVII.

Tabla CXVI. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo en la dirección X Losa de Cimentación

Mu/m (-) [Tm/m]	40,3
As requerido [cm²]	21,1
As disponible [cm²]	21,2
Se usarán varillas ϕ 25mm	c/225mm

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Tabla CXVII. Cálculo del refuerzo longitudinal positivo en la dirección "X" Losa de Cimentación

Mu/m (+) [Tm/m]	18,7
As requerido [cm²]	9,8
As disponible [cm²]	11,0
Se usarán varillas ϕ 18mm	c/225mm

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

8.2.5 Diseño por flexión eje Y

Se puede realizar un proceso homologado al anterior para calcular el acero de refuerzo longitudinal necesario en la dirección X con la diferencia que se tendrán 6 franjas de columnas en las cuales se tendrán las cargas puntuales de 7 columnas. El modelo estructural de una franja de losa en la dirección Y se muestra a continuación

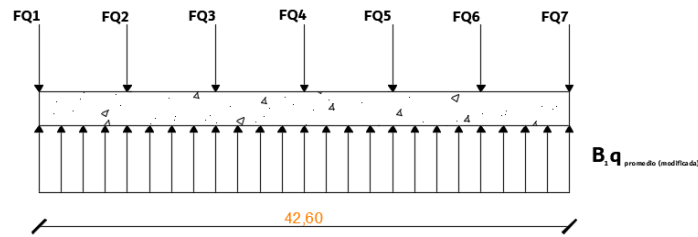


Figura 8.13 Franja de losa de cimentación eje "Y".
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Se tabulan los resultados de reacción modificada del suelo, así como las cargas modificadas de columnas para el análisis estructural.

Tabla CXVIII. Cálculo de las reacciones del suelo modificadas y del factor de modificación de cargas de columna para cada franja.

Franjas	q1 [T/m 2]	q2 [T/m 2]	q [T/m2]	B1 [m]	R suelo [T]	Q columnas [T]	Q prom [T]	q prom mod [T/m2]	q prom mod [T/m]
F1	6,44	6,52	6,482	3,8	1034	1056	1045	6,55	24,89
F2	6,45	6,48	6,463	7	1900	1924	1912	6,50	45,53
F3	6,46	6,49	6,474	7	1903	1929	1916	6,52	45,62
F4	6,47	6,50	6,485	7	1906	1928	1917	6,52	45,65
F5	6,48	6,51	6,495	7	1910	1933	1921	6,53	45,74
F6	6,49	6,52	6,506	3,8	1038	1065	1052	6,59	25,04

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla CXIX. Cálculo de las cargas de columna modificadas para cada franja.

Franja	Posición de la columna						
	0,3	7,3	14,3	21,3	28,3	35,3	42,3
F1	98,15	167,21	167,20	171,47	171,52	171,53	98,19
F2	174,02	308,79	308,88	313,21	313,27	313,29	173,50
F3	173,60	312,55	312,63	312,56	312,57	312,50	172,95
F4	173,75	312,50	312,57	312,56	312,57	312,50	172,95
F5	174,11	313,18	313,27	313,25	313,27	313,18	173,35
F6	97,97	171,52	171,52	171,51	171,52	171,52	98,19

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Para el modelo estructural de la franja de losa mostrada en la Figura 8.12 se calcula la mitad de su diagrama de momento debido a su aparente simetría. Los diagramas de momento presentados representan a la franja más crítica respecto a momento positivo y la franja más crítica respecto a momento negativo las cuales determinaran el refuerzo longitudinal de la losa

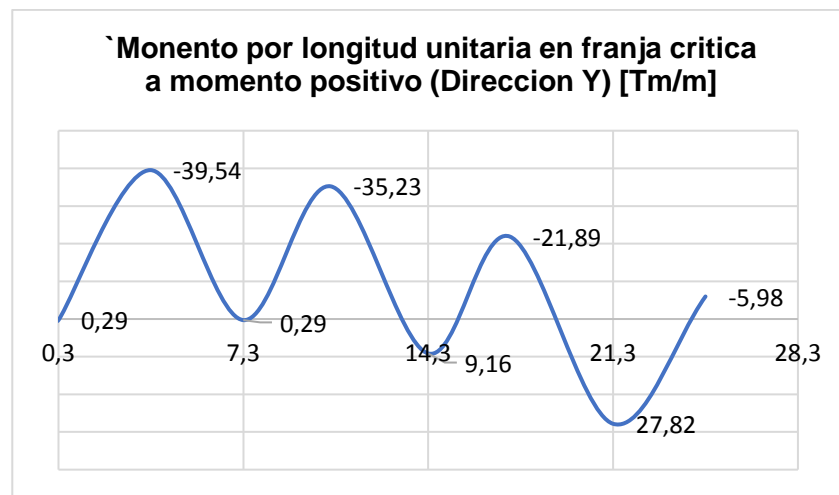


Figura 8.14 Momento por longitud unitaria en franja critica a momento positivo en la dirección "Y".

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

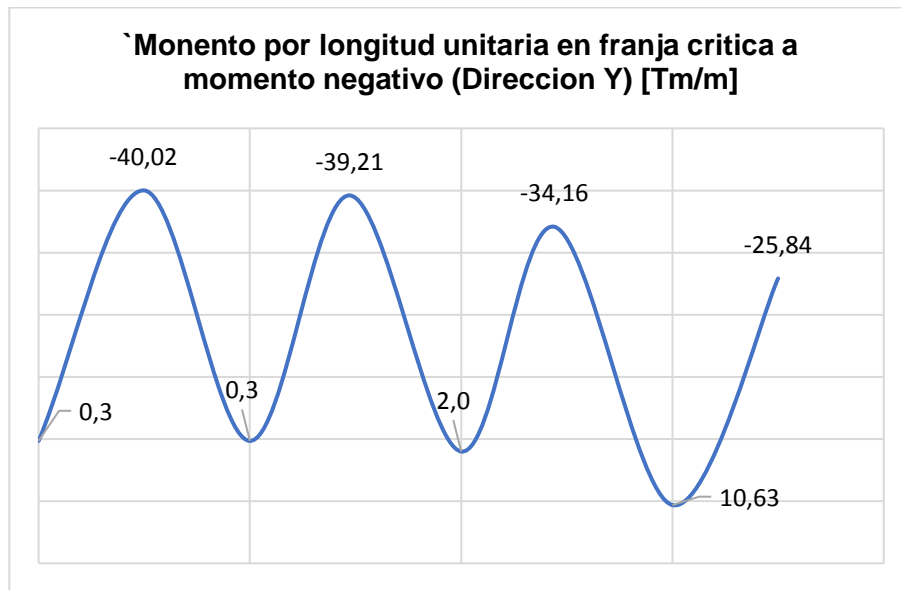


Figura 8.15 Momento por longitud unitaria en franja critica a momento negativo en la dirección Y.

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

De acuerdo con los momentos máximos positivos y negativos se calcula el refuerzo longitudinal necesario a lo largo de la dirección Y para la losa de cimentación, ver Tabla CXX. y CXXI.

Tabla CXX. Cálculo del refuerzo longitudinal negativo en la dirección Y
Losa de Cimentación

Mu/m (-) [Tm/m]	40,02
As requerido [cm²]	21,01
As disponible [cm²]	21,2
Se usarán varillas ϕ 25mm	c/225mm

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla CXXI. Cálculo del refuerzo longitudinal positivo en la dirección Y
Losa de Cimentación

Mu/m (+) [Tm/m]	27,8
As requerido [cm²]	14,6
As disponible [cm²]	15,2
Se usarán varillas ϕ 22mm	c/250mm

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

8.2.6 Detalle estructural

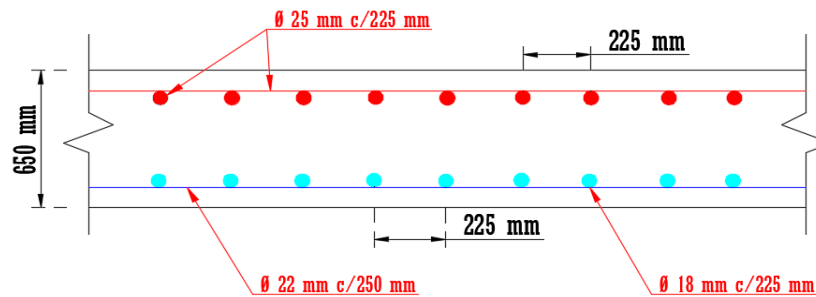


Figura 8.16 Corte de losa de cimentación.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

8.2.7 Incremento de la carga neta

El incremento de carga neta en la estructura esta dado por la siguiente ecuación

$$q_{neta} = q_{edificacion} - q_{excavado} \quad (\text{Ec. 57})$$

La carga total Q que baja por las columnas de primer piso se la obtiene para la combinación de cargas de servicio (Carga viva + Carga muerta) mediante el análisis estructural obtenido del software computacional ETBAS. Ver Tabla CXXII.

Tabla CXXII. Cargas que bajan por las columnas de primer piso
(Análisis estructural)

Columna	Caso de carga	P [T]
C1	Servicio	77,5
C2	Servicio	135,6
C3	Servicio	135,3
C4	Servicio	135,3
C5	Servicio	135,7
C6	Servicio	77,6
C7	Servicio	130,6
C8	Servicio	239,4
C9	Servicio	242,6
C10	Servicio	242,6
C11	Servicio	243,1
C12	Servicio	134,2
C13	Servicio	130,6
C14	Servicio	239,5
C15	Servicio	242,7
C16	Servicio	242,6
C17	Servicio	243,2
C18	Servicio	134,2
C19	Servicio	134,2
C20	Servicio	243,1
C21	Servicio	242,6
C22	Servicio	242,6
C23	Servicio	243,2
C24	Servicio	134,2
C25	Servicio	134,2
C26	Servicio	243,2
C27	Servicio	242,6
C28	Servicio	242,6
C29	Servicio	243,2
C30	Servicio	134,2
C31	Servicio	134,2
C32	Servicio	243,2
C33	Servicio	242,6
C34	Servicio	242,6
C35	Servicio	243,1
C36	Servicio	134,2
C37	Servicio	77,6

C38	Servicio	135,8
C39	Servicio	135,3
C40	Servicio	135,3
C41	Servicio	135,7
C42	Servicio	77,6
Q [T]		7579,3

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se calcula la presión producida por la Edificación la cual incluirá las cargas de servicio obtenidas mediante el análisis estructural además del peso de la losa de cimentación, ver Tabla CXXIV.

Tabla CXXIII. Resumen del cálculo de la presión producida por la Edificación

Q servicio [T] (Análisis Estructural)	7579,3
L [m]	35,6
B [m]	42,6
A[m²]	1516,56
e [m]	0,65
Peso propio de Losa	$= 2,4 * 0,65 * 1516,6 = 2365,8$ [T]
q(Edificación)	$= (7579,3 + 2365,8) / 1516,56 = 6,56$ [T/m ²]

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

La profundidad de la excavación será de 4.15 [m] con lo cual del modelo geotécnico del terreno se obtienen los esfuerzos geostático equivalentes al suelo excavado del terreno, ver Tabla CXXIV.

Tabla CXXIV. Cálculo del esfuerzo geostático retirado por causa de la excavación

Nivel freático a 1,1 m de profundidad			
Peso específico [T/m³]		Excavación [m]	Esfuerzo geostático equivalente a la excavación [T/m²]
Material de relleno	1,4	1,1	1,54
Material de relleno saturado	1,8	0,4	0,72
Limo Elástico saturado	1,907	1,5	2,86
Limo Arenoso saturado	1,639	1,15	1,88
TOTAL		4,15	$q_{excavacion} = 7$ [T/m ²]

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

Se obtiene entonces una presión equivalente al suelo excavado de 7 [T/m²]. Del análisis anterior se puede concluir que la cimentación estará bajo condiciones sobre compensadas debido a que

$$q_{neta} = 6,56 \text{ [T/m}^2\text{]} - 7 \text{ [T/m}^2\text{]} = -0,44 \text{ [T/m}^2\text{]} < 0$$

El suelo sobre el cual se cimentará la estructura estará experimentando esfuerzos menores a los que experimentaba cuando estaba sometido a los esfuerzos geostático causados por el suelo excavado por lo cual no es necesario el cálculo de la capacidad de carga de la cimentación.

8.2.8 Estabilidad por volteo

Debido a la excentricidad con la cual se aplican las cargas a la losa de cimentación se debe evaluar que esta excentricidad aplicada no sea tal que ponga el riesgo el despegue de la misma de la superficie del suelo.

El autor Braja Das propone un método basado el cálculo del esfuerzo máximo y mínimo al que estará expuesto el elemento.

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (\text{Ec. 58})$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (\text{Ec. 59})$$

En la Figura 8.17, puede notarse que para excentricidades mayores a $B/6$ se tendrá el despegue de la losa de cimentación del terreno y por lo tanto puede experimentar volteo.

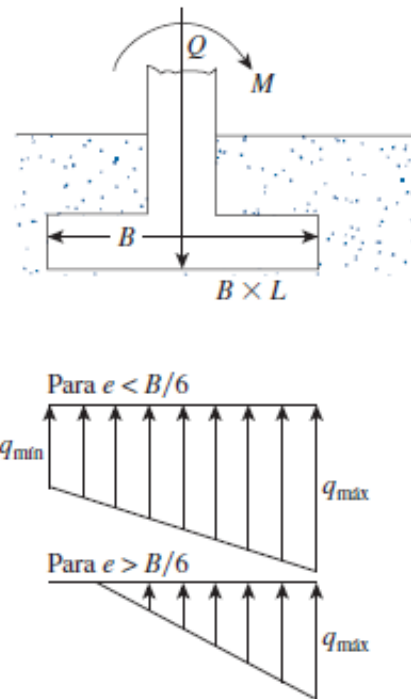


Figura 8.17 Casos de estabilidad al volteo para una losa de cimentación.

Fuente: Braja Das., 2012.

Las excentricidades obtenidas del análisis para los casos de carga mas críticos que son los casos de carga sísmica se obtienen excentricidades

$$e_x = 18 \text{ [cm]}$$

$$e_y = 19 \text{ [cm]}$$

Los cuales son mucho menores a $B/6$ y $L/6$ respectivamente por lo cual la cimentación es satisfactoria por volteo

8.2.9 Asentamientos tolerables

NEC 2015 considera asentamientos máximos para las edificaciones en función de su colindancia con otras estructuras

- Para construcciones aisladas 20 cm
- Para construcciones entre medianeros 10 cm

Además, la normativa ecuatoriana brinda recomendaciones para controlar los asentamientos diferenciales entendiéndose a estos como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura expresados en función de la distancia entre columnas L .

Para edificaciones con pórticos de concreto sin acabados susceptibles a dañarse ante asentamientos menores la normativa específica un asentamiento diferencial permitido de hasta $L/300$. Para la Edificación que aquí se muestra con una distancia entre ejes de columnas igual a 7 [m] los asentamientos diferenciales no deberán ser mayores a 2,3 [cm].

8.2.10 Asentamientos esperados

Se está tratando con una cimentación sobre compensada por lo cual los asentamientos de la edificación se presentarán por medio del

siguiente mecanismo. Debido a que el proceso de descarga y carga no es simultáneo inicialmente se generará una expansión de los estratos arcillosos que posteriormente al cargar el suelo con la Edificación se recuperará parcialmente en forma de asentamientos.

Sin embargo, si analizamos la curva de la deformación unitaria vertical vs la tensión efectiva podemos observar dos ramas de diferente pendiente la primera rama corresponde a la rama de carga del suelo en condiciones sobre consolidadas y mientras que la segunda considera condiciones de carga cuando se sobrepasa el esfuerzo de pre consolidación, ver Figura 8.18.

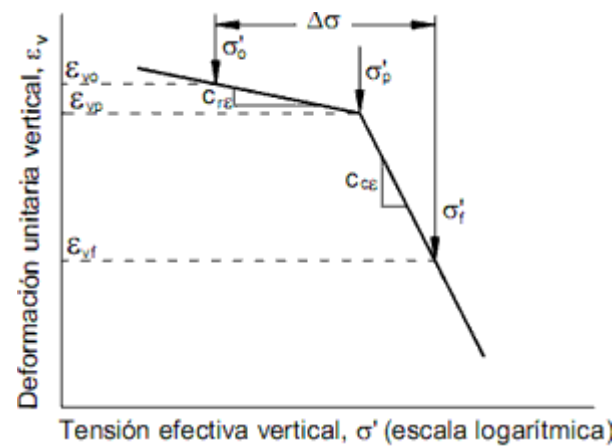


Figura 8.18 Deformación unitaria Vs Esfuerzo efectivo.
Fuente: Terzaghi., 1925.

Debido a que la cimentación es sobre compensada las expansiones y posteriores asentamientos que experimentará la estructura no

sobre pasaran la primera rama donde para grandes diferencias de esfuerzos efectivos se tienen muy bajos asentamientos.

Lo anterior justifica que para la estructura se esperaran asentamientos de pocos centímetros que cumplen sin problema con los niveles de serviciabilidad de la estructura.

Para un análisis más detallado se recomienda realiza ensayo de consolidación a los estratos de suelo arcilloso encontrados en el sitio.

8.2.11 Análisis de la flotabilidad de la Edificación

Debido a la excavación la losa de cimentación desplanta a una profundidad de 4,2 [m] debido al nivel freático alto característico de La Puntilla debe estudiarse la probabilidad de flotación de la estructura ya que la losa de cimentación estará expuestas a fuerzas de supresión elevadas. El nivel freático en el terreno según el informe proporcionado por Geocon S.A se encuentra a una profundidad de 1,1 [m].

Se deberá calcular entonces el peso de la Edificación en su estado más crítico ante este fenómeno es decir cuando la

estructura este totalmente desocupada esto es solamente en presencia de carga muerta.

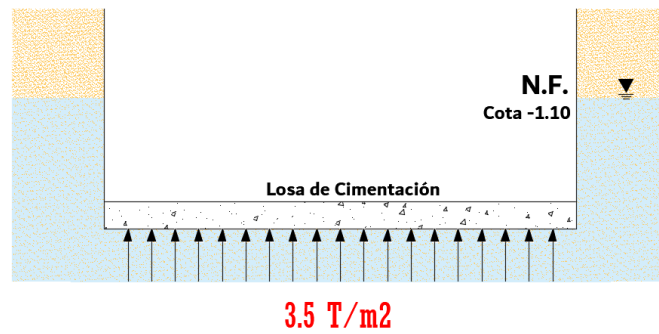


Figura 8.19 Corte de losa de cimentación.
Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Tabla CXXV. Análisis de Flotabilidad

Carga muerta (Análisis estructural)	= 5835,86 [T]
Carga muerta (Peso de la losa)	= $2,4 \cdot 0,65 \cdot 35,6 \cdot 42,6$ = 2365,83 [T]
Carga Muerta	= 8201,69 [T]
Presión (Carga Muerta)	= $\frac{8201,69}{(35,6 \cdot 42,6)}$ = 5,41 [T/m ²]
Presión (Hidrostática)	= $3,5 + 0,65 - 1,1$ = 3,05 [T/m ²]
Factor de seguridad a la flotabilidad (FS)	= $5,15 / 3,05 = 1,8$

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2018.

El factor de seguridad a la flotabilidad se calculará como la relación entre las presiones por carga muerta de la estructura y la presión hidrostática de sub presión debajo de la losa. La Tabla CCXV,

resume el cálculo de la revisión de flotabilidad donde el objetivo determinante es obtener un factor de seguridad mayor a 1.5.

CAPITULO 9
ANÁLISIS DE COSTO DE LA OBRA

9.1 Análisis de costo de obra

El análisis de precios se presenta a continuación, el cual fue construido con precios referenciales del 2017; sin embargo hay que considerar que algunos rubros, como el acero de refuerzo, puede variar su costo durante el año. Los precios referenciales se obtuvieron de la revista Domus, del mes de septiembre.

Tabla CXXVI. Presupuesto de la obra

PROYECTO INTEGRADOR: "DISEÑO ESTRUCTURAL Y SOLUCIÓN GEOTÉCNICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE USO EMPRESARIAL SOBRE SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES EN LA PARROQUIA "LA PUNTILLA", SAMBORONDÓN.					
PRESUPUESTO					
Cod.	Capitulo/Rubro	Unid .	Cant.	Costo Unitario	Costo Total
1.0	PRELIMINARES				
1.1	Caseta de guardían y bodega	m2	35,00	\$44,70	\$1.564,45
1.2	Limpieza de terreno	m2	1516,6	1,4	\$2.123,24
1.3	Instal. provicicional eléctrica	Glob	1,00	\$161,87	\$161,87
1.4	Instal. provicicional de agua	Glob al	2,00	\$58,00	\$116,01
1.5	Trazado y replanteo	m2	1548,00	\$1,40	\$2.168,90
1.6	Cerramiento perim. Y paso cubierto	ml	176,40	\$38,72	\$6.829,98
				Subtotal 1	\$12.964,45
2.0	MOVIMIENTO DE TIERRA				
2.1	Excavación	m3	5727,60	\$6,29	\$36.015,15
2.2	Desalojo del material de excavación	m3	7159,50	\$6,83	\$48.906,54
2.3	Relleno compactado (grava)	m3	774,00	\$17,84	\$13.808,16

				Subtotal 2	\$98.729,85
3.0	CIMENTACIÓN				
3.1	Columnas de grava	ml	1584	\$87,00	\$137.808,00
3.2	Hormigón simple en losa f'c= 280kg/cm2	m3	1083,6	\$308,59	\$334.388,12
3.3	Hormigón simple en Columnas f'c= 280kg/cm2	m3	62,11	\$308,59	\$19.166,52
3.4	Vigas de hormigón simple f'c= 280kg/cm2	m3	112,12	\$292,91	\$32.841,07
3.5	Contrapiso e= 10 cm	m2	1548	\$13,16	\$20.366,11
3.6	Acero de refuerzo de cimentación (Losa)	kg	83509,21	\$1,39	\$116.077,80
3.7	Acero de refuerzo de cimentación (Columnas Planta Baja a Piso 3)	kg	20579,73	\$1,37	\$28.194,23
3.8	Acero de refuerzo de muros de sótano	m3	7194,3	\$1,39	\$10.000,08
3.9	Hormigón simple en muros de sótano f'c= 280kg/cm2	m3	169,8	\$308,59	\$52.398,58
				Subtotal 3	\$688.841,85
4.0	ESTRUCTURA				
4.1	Acero de refuerzo estructural (Columnas Piso 3 a Piso 5)	kg	20627,13	\$1,39	\$28.671,71
4.2	Losa Nervada	m2	7468,35	\$59,45	\$443.993,41
4.3	Acero de refuerzo estructural (Vigas)	kg	63299,3672	\$1,39	\$87.986,12
4.4	Hormigón simple en Columnas f'c= 280kg/cm2	m3	191,04	\$322,62	\$61.633,32
4.5	Vigas de hormigón simple f'c= 280kg/cm2	m3	448,48	\$292,91	\$131.364,28
4.9	Hormigón simple en escalera piso 1-2-3-4	m3	272,64	\$51,20	\$13.959,17
				Subtotal 4	\$767.608,01

	COSTO DIRECTO	\$1.568.144,16
	COSTO INDIRECTO 13%	\$203.858,74
	COSTO SIN IVA	\$1.772.002,90
	IVA 12%	\$212.640,35
	TOTAL INCLUIDO EL IVA	\$1.984.643,25

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

El valor total del proyecto es de \$1.984.643,25 que reflejan los costos directos e indirectos incluyendo el iva. El costo total se puede desglosar de la siguiente manera, revisar Tabla CXXVII.

Tabla CXXVII Porcentaje por componente.

Rubro	Precio (\$)	Porcentaje
TRABAJOS PRELIMINARES	12.964,45	0.83%
MOVIMIENTO DE TIERRA	98.729,85	6.30%
CIMENTACIÓN	688.841,85	43.93%
SUPERESTRUCTURA	767.608,01	48.95%
TOTAL COSTOS DIRECTOS(\$)	1568144.16	100%

Fuente: Campodónico R., Maldonado D., 2017.

Al analizar los porcentajes de costo por componentes de obra podemos observar la relación que existe entre el costo de la subestructura y la superestructura el cual es muy alto lo cuál es la consecuencia de construir responsbalemente sobre suelos de compacidad muy suelta y de

consistencia muy blanda como lo son los depósitos aluviales que forman el área de “La Puntilla”.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Debido a la presencia de alto riesgo sísmico en “La Puntilla” con una aceleración máxima medida en roca de 0.4g es necesarios, más aun, cuando se tiene un edificio de demanda comercial dotar a la estructura con la ductilidad requerida para que en caso de un evento sísmico severo la estructura presente disipación de energía por medio de deformaciones inelásticas sin colapsar preservando así la vida de sus ocupantes e incluso los bienes económicos de los usuarios

Se pudo concluir, de acuerdo al análisis de licuefacción, que las columnas de grava como solución geotécnica ante este fenómeno es adecuada, debido a que funcionan como potentes drenes que aumentan la permeabilidad de los suelos disipando la presión de poros cíclica, además de aumentar la resistencia al esfuerzo cortante.

Se analizó la susceptibilidad a la licuefacción de los estratos con predominancia cohesiva encontrados en la zona y se encontró con una gran potencia de estratos susceptibles a la licuefacción. Entiéndase como susceptibilidad a la licuefacción como asentamientos diferenciales o ablandamiento de suelos provocados por una pérdida de resistencia que no es tan considerable como en el caso de los suelos con predominancia arenosa.

El estrato areno limoso presente desde la cota -9.00 hasta la cota -12.00 presenta un alto potencial de licuefacción. Se estima pérdidas considerables o incluso totales de su resistencia al corte durante un evento sísmico severo.

Las derivas inelásticas que experimentara la estructura perminten un funcionamiento correcto durante el sismo y controlan los daños y la estabilidad de la estructura.

En el análisis de costo se concluyó que existe una pequeña diferencia entre el costo de la subestructura y el de la superestructura. Esto se debe a que construir responsablemente en suelos de mala calidad o suelos blandos requiere de soluciones geotécnicas necesarias que pueden elevar los costos de la obra considerablemente.

La Losa de cimentación es de tipo sobre compensada para la cual se estima que la capacidad portante del suelo será suficiente debido a que este estará sometido a esfuerzos tensionales menores a los que experimentaba antes de la construcción del edificio. Los asentamientos esperados son de pocos centímetros.

Una Tablaestaca de 12 m proporciona el anclaje pasivo necesario para poder estabilizar la excavación.

Los muros de sótano se diseñaron para empuje en reposo debido a la gran rigidez del sistema y se dispuso una sobrecarga de 6t/m^2 adyacente a la excavación con la finalidad de preveer construcciones futuras cerca de la excavación.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar nuevos estudios geotécnicos, con un mínimo de 4 sondeo de profundidad de 25 con al menos el 50% de muestras recuperables, con la finalidad de revisar a qué cota se encuentre el nivel freático en la actualidad, así como obtener parámetros que fueron estimados en el presente proyecto, como lo son los parámetros de consolidación del suelo, ángulo de fricción interna efectivo, cohesión efectiva y módulo poisson

Con la finalidad, de reducir los costos provenientes del uso de Tablaestacas se recomienda realizar arriostramientos con anclajes al terreno de tal manera que la profundidad de hincado de la Tablaestacas pueda disminuir sustancialmente.

Se recomienda que el sistema de losa de cimentación y muros de sótano se construya monolíticamente y en el diseño de la mezcla de hormigón se prevea usar un aditivo impermeabilizante para asegurar una durabilidad óptima.

Se recomienda respetar los usos de cada espacio para evitar sobrecargas gravitacionales que no fueron consideradas en el diseño

Debido a la presencia del nivel freático alto en la puntilla, se recomienda el uso de inhibidores de corrosión del acero de refuerzo y revestimiento acrílico para evitar la corrosión del refuerzo y carbonatación del concreto.

Debido a que el terreno cuenta con una gran potencia de estratos licuables. Se recomienda un estudio más detallado de la respuesta dinámica del sitio mediante ensayos de columna resonante y/o triaxiales dinámicos de muestras representativas a fin de obtener los parámetros que permitan realizar un análisis de respuesta dinámica del sitio.

ANEXOS

ANEXO A

PLANOS ESTRUCTURALES

BIBLIOGRAFÍA

Andrews, D.C.A., & Martin, G.R. 2000. Criteria for liquefaction of silty soils. Proceedings of the 12th World. Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Paper No. 0312.

Boulanger, R.W., & Idriss, I.M. 2006. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 132 (11): 1413–1426.

Bray, J.D., & Sancio, R.B. 2006. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 132 (9): 1165–1177.

Seed et al. (2003) Seed, R B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., & Faris, A. 2003. Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.

Wang, W.S. 1979. Some findings in soil liquefaction. Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., & Stokoe, K.H. 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 127 (10): 817–833.

LIAO, S.S.C; WHITMAN, R.V. (1986).- Overburden Correction Factors for SPT in Sand - JGED - ASCE - Vol 112 No. 3, pp. 373-377.

MIDUVI. 2015. Guía de hormigón armado NEC. Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción(Cargas no sísmicas). Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción(Peligro Sísmico – Diseño Sismo resistente). Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción(Estructuras de hormigón armado). Quito, Ecuador.

MIDUVI. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Geotécnica y Cimentaciones). Quito, Ecuador.

Cimentada, A., Da Costa, A. (2009). Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava (Tesis doctoral). Universidad de Cantabria, Santander.

Castro, J., Sagasetta, C. (2008). Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava (Tesis doctoral). Universidad de Cantabria, Santander.