



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema aporticado y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en el barrio de San Carlos, distrito Huancayo 2017

para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Jimmy Percy Ladera Romero

Huancayo, 2019



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESORA

Ing. Nancy Margot Montañez Huamán

Agradecimiento

A Dios, por dotarme de toda capacidad y aptitud ante cada meta que se me presente en el día a día, por permitirme gozar de una buena salud e iluminar este largo camino del conocimiento.

A mis familiares, por no rendirse y ser constantes en su aporte de la lucha de mis éxitos, contribuyendo en mi aprendizaje ante derrotas y amanecidas que enfrenta todo universitario.

A mi asesora, por confiar y poner sus esperanzas en mí, ya que sin su ayuda no hubiera iniciado este largo camino que es sustentar mi tesis, destacando las recomendaciones y la dedicación de tiempo que logro brindarme a diario.

Al Ing. Jaime Rupay Aguilar, por abrirme la puerta de sus aulas, cuando requería opinión de expertos referente a la realización de mi plan de tesis y tesis como tal.

Dedicatoria

El presente trabajo, se lo dedico a mis compañeros y docentes de la universidad quienes me dieron una base sólida. Me encuentro muy agradecido por la buena calidad de profesionales que me formaron en la vida universitaria todos estos años. Por último, quiero decirles a mi esposa e hija, muchas gracias por haber depositado sus esperanzas y parte de su tiempo, debido a que son ustedes quienes me decían que en un momento lograría cada objetivo que me propusiera.

LISTA DE CONTENIDOS

Agradecimiento	III
Dedicatoria.....	IV
Resumen.....	XXVI
Abstract.....	XXVIII
Introducción	XXX

Capítulo I Generalidades

1.1. Planteamiento, Delimitación y Formulación del Problema	32
1.1.1. Planteamiento del Problema	32
1.1.2. Delimitación	41
1.1.3. Formulación del Problema.....	42
a. Problema General.....	42
b. Problemas Específicos	42
1.2. Objetivos	43
1.2.1. Objetivo General.....	43
1.2.2. Objetivo Especifico	43
1.3. Justificación	43
1.3.1. Justificación Social	43
1.3.2. Justificación Personal	44
1.3.3. Justificación Práctica	44
1.4. Hipótesis de la Investigación	45
1.4.1. Hipótesis General	45
1.4.2. Hipótesis Secundarias.....	45

Capítulo II Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la Investigación	46
2.1.1. Investigaciones a Nivel Nacional	46
2.1.2. Investigaciones a Nivel Internacional.....	49
2.2. Bases Teóricas	50
2.2.1. Definición de los Sistemas Estructurales.....	51
a. Sistema Estructural Aporticado	51
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	51
2.2.2. Proceso Constructivo	51
a. Sistema Estructural Aporticado	51
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	52
2.2.3. Transmisión de Cargas	53
a. Sistema Estructural Aporticado	53
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	54
2.2.4. Normas de Diseño	54
2.2.5. Ventajas y Desventajas	55
a. Sistema Estructural Aporticado	55

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	56
2.3. Definición de Términos Básicos.....	57
2.3.1. Mecánica de Suelos (NTP E. 050, 2006).....	57
2.3.2. Sistema de Pórticos de Concreto Armado (NTP E. 060, 2016)	58
2.3.3. Sistema de Albañilería Confinada (NTE E. 070, 2016)	61

Capítulo III **Metodología de la Investigación**

3.1. Metodología de la Investigación	65
3.1.1. Método de la Investigación.....	65
3.1.2. Tipo de Investigación	65
3.1.3. Nivel de Investigación.....	66
3.2. Alcance.....	66
3.3. Población y Muestra	66

Capítulo IV **Arquitectura**

4.1. Descripción del Proyecto Arquitectónico.....	67
4.1.1. Ubicación y Localización del Proyecto	68
4.1.2. Planos Arquitectónicos	68

Capítulo V **Estructuración y Pre-Dimensionamiento**

5.1. Estructuración de la Edificación	73
5.2.1. Criterios de Estructuración	73
a. Simplicidad y Simetría.....	73
b. Resistencia y Ductilidad	74
c. Uniformidad y Continuidad	74
d. Rigidez Lateral.....	75
e. Diafragma Rígido.....	75
5.2.2. Estructuración de los Sistema Estructurales Propuestos	76
a. Sistema Estructural Aporticado	76
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	78
5.2. Pre-Dimensionamiento	80
5.2.1. Sistema Estructural Aporticado	80
a. Vigas Estructurales	80
a.1. Vigas Sísmicas	80
a.2. Vigas No Sísmicas	82
b. Losas de Concreto Armado.....	84
b.1. Losa Aligerada – 01 Dirección	85
b.2. Losa Maciza – 02 Direcciones.....	86
c. Columnas de Concreto Armado.....	88
c.1. Carga de Gravedad por Piso (PG).....	89
d. Escaleras	92
d.1. Recomendaciones del Paso y Contrapaso.....	92
d.2. Espesor de la Losa Inclinada	93

5.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	93
a. Muros Estructurales	93
a.1. Albañilería Confinada.....	93
a.2. Concreto Armado.....	101
b. Vigas Estructurales	102
b.1. Viga Dintel.....	102
b.2. Viga Solera	102
b.3. Viga Chata	103
c. Losas de Concreto Armado.....	103
c.1. Losa Aligerada – 01 Dirección	103
c.2. Losa Maciza – 02 Direcciones.....	104
d. Escaleras	104

Capítulo VI

Análisis Sísmico y Control de Irregularidades

6.1. Análisis Estático	106
6.1.1. Cálculos Pre-Liminares	106
a. Propiedades de los Materiales.....	106
a.1. Concreto Armado (NTE E. 060).....	106
a.2. Acero de Refuerzo Corrugado (NTE E. 060)	106
a.3. Albañilería (King Kong Industrial, NTE E. 070)	106
b. Pesos Unitarios Empleados.....	106
b.1. Carga Muerta (CM)	107
b.2. Carga Viva (CV).....	107
c. Métodos de Modelado en los Sistemas Estructurales	107
c.1. Sistema Estructural Aporticado	107
c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	107
d. Periodo Fundamental de Vibración (T)	108
d.1. Evaluación con el Software	109
d.2. Evaluación Manual	111
d.3. Interpretación de los Periodos Fundamentales Obtenidos.....	111
e. Parámetros de Sitio	112
e.1. Factor de Zona (Z)	112
e.2. Parámetros de Suelo (S, TP y TL).....	113
e.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)	114
f. Categoría y Sistema Estructural de la Edificación.....	115
f.1. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U).....	115
f.2. Categoría y Sistemas Estructurales.....	116
g. Coeficiente de Distribución por Altura (k)	117
g.1. Sistema Estructural Aporticado	118
g.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	118
h. Peso de la Edificación (P).....	118
i. Fuerza Cortante en la Base y su Distribución (Vi).....	118
i.1. Evaluación Manual	120
i.2. Evaluación con el Software	121
i. Excentricidad Accidental	123
i.1. Evaluación con el Software	123

i.2. Evaluación Manual	124
6.1.2. Datos Ingresados al Programa	126
a. Patrones de Carga	126
a.1. Sismo Estático en “X”	127
a.2. Sismo Estático en “y”	128
b. Peso de la Edificación (P)	129
6.1.3. Resultados.....	130
a. Desplazamientos Lateral Máximo y Promedio.....	130
a.1. Sistema Estructural Aporticado	130
a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	131
b. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo	132
b.1. Sistema Estructural Aporticado	133
b.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	134
c. Límites de Distorsión de Entre-Piso	136
c.1. Sistema Estructural Aporticado	136
c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	137
6.2. Análisis Dinámico.....	139
6.2.1. Cálculos Pre-Liminares	139
a. Espectro de Aceleración	139
a.1. Sistema Estructural Aporticado	140
a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	141
6.2.2. Datos Ingresados al Programa	141
a. Fuerza Sísmica Vertical	141
a.1. Sismo Dinámico en Dirección “X”.....	141
a.2. Sismo Dinámico en Dirección “Y”	142
6.2.3. Resultados.....	143
a. Desplazamiento Lateral Máximo y Promedio	143
a.1. Sistema Estructural Aporticado	143
a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	144
b. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo	145
b.1. Sistema Estructural Aporticado	146
b.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	147
c. Límites de Distorsión de Entre-Piso	148
c.1. Sistema Estructural Aporticado	149
c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	150
6.3. Otros Criterios	152
6.3.1. Separación Entre Edificios (s)	152
a. Calculando el Valor de “s”	154
a.1. Sistemas Estructural Aporticado.....	154
a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	155
6.3.2. Fuerza Cortante Mínima	156
a. Sistema Estructural Aporticado	157
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	158
6.4. Análisis de Irregularidades	158
6.4.1. Restricciones a la Irregularidad	159
a. Categoría de la Edificación e Irregularidad	159

a.1. Sistema Estructural Aporticado	159
a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	160
6.4.2. Factores de Irregularidad (Ia, Ip).....	160
a. Irregularidad en Altura.....	160
a.1. Rigidez – Piso Blando.....	160
a.2. Resistencia o Piso Débil	161
a.3. Masa o Peso	163
a.4. Geométrica Vertical.....	163
b. Irregularidad en Planta.....	165
b.1. Torsional (Ip).....	165
b.2. Esquinas Entrantes (Ip).....	166
b.3. Discontinuidad de Diafragma (Ip).....	167
b.4. Discontinuidad de Sistemas No Paralelos (Ip)	168
c. Interpretación de los Periodos Fundamentales Obtenidos	170
c.1. Sistema Estructural Aporticado	170
c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	170
6.4.3. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R).....	171
a. Sistema Estructural Aporticado	171
b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	172

Capítulo VII

Diseño de los Elementos Estructurales

7.1. Sistema Estructural Aporticado	175
7.1.1. Diseño de Losa Aligerada.....	175
a. Espesor de la Losa	175
b. Metrado de Cargas	175
b.1. Carga Muerta (CM)	175
b.2. Carga Viva (CV).....	176
b.3. Carga Última (CU).....	176
c. Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector	176
c.1. Diagrama de Fuerza Cortante	176
c.2. Diagrama de Momento Flector	177
d. Diseño a Flexión	178
d.1. Aceros de Temperatura	178
d.2. Aceros Longitudinales	178
e. Diseño por Fuerza Cortante	178
e.1. Cortante Resistente del Concreto.....	179
e.2. Distancia del Ensanche	180
f. Detallado de la Losa Aligerada.....	180
7.1.2. Diseño de Vigas Peraltadas	181
a. Momento Último Obtenido con el Software.....	182
b. Diseño por Flexión.....	191
b.1. Verificando la Fluencia.....	194
c. Diseño a Corte.....	196
d. Detallado de la Viga Peraltada.....	197
7.1.3. Diseño de Columna	197
a. Área Bruta de Concreto	198

b. Área Mínima de Acero.....	198
c. Distribución del Área de Acero	198
d. Excentricidad	199
e. Pares Ordenados.....	200
e.1. Primer Par Ordenado: Compresión Pura	200
e.2. Segundo Par Ordenado: El Eje Neutro (As1)	201
e.3. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As2).....	202
e.4. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As3).....	203
e.5. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As4).....	204
e.6. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As5).....	205
e.7. Quinto Par Ordenado: Falla Balanceada.....	206
e.8. Séptimo Par Ordenado: Tracción Pura	207
f. Cargas de Servicio de la Columna	208
g. Diagrama de Interacción	208
7.1.4. Diseño de Zapata	209
a. Factor de Suelo	210
b. Área Tentativa.....	211
b.1. Calculando “L” y “B”	211
b.2. Calculando el Vuelo “c”	211
b.3. Área de Zapata Final.....	212
c. Verificación de Momentos.....	212
c.1. Momentos en “x” por Cargas de Gravedad	212
c.2. Momentos Biaxiales “x” e “y” por Cargas de Gravedad.....	212
c.3. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “x”.....	213
c.4. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “y”.....	213
d. Factor Ponderado	213
d.1. Para Cargas de Gravedad Amplificadas	213
d.2. Cargas de Gravedad y Sismo Amplificadas	214
e. Presiones Ultimas de Diseño (qu).....	214
e.1. Condición Biaxial Sin Sismo	214
e.2. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “x”.....	214
e.3. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “y”	214
f. Verificación por Punzonamiento	215
f.1. Calculando Vu.....	217
f.2. Calculando el Esfuerzo Cortante Admisible (Vc) – ACI 318.....	217
f.3. Calculo del Esfuerzo Cortante Límite (Vc Limite) – ACI 318.....	217
g. Verificación por Fuerza Cortante.....	218
g.1. Calculando Vu.....	218
g.2. Calculando ϕV_c	218
h. Peralte Mínimo por el Criterio de Longitud de Desarrollo a Compresión	219
i. Diseño por Flexión.....	220
i.1. Momento Último.....	220
i.2. Cuantía Mecánica	220
i.3. Cuantía de Acero	221
i.4. Determinando el As Requerido.....	221
i.5. Calculo de los As Mínimo (RNE E. 060)	221

i.6. Calculando el Espaciamiento de los Aceros “S”	221
j. Detallado de la Zapata	221
7.1.5. Diseño de Escalera.....	222
a. Espesor de la Losa Inclinada.....	223
a.1. Espesor Mayor	223
a.2. Espesor Menor	223
a.3. Espesor Elegido	223
b. Espesor Efectivo de la Escalera	223
c. Metrado de Cargas	224
c.1. Carga Muerta (CM)	224
c.2. Carga Viva (CV).....	225
c.3. Carga Última (CU).....	225
d. Análisis Estructural.....	225
d.1. Calculo de la Reacciones (RA y RB).....	226
d.2. Calculo del Momento Máximo de Diseño	226
e. Diseño por Flexión.....	227
e.1. Acero Positivo o Acero Principal (As +).....	227
e.2. Acero Negativo o Monolítico en los Apoyos (As –).....	228
e.3. Área de Acero Mínimo Negativo (As – Mínimo).....	228
e.4. Acero de Temperatura (AsT°).....	229
f. Espaciamiento de los Aceros (S)	229
f.1. Calculando el Espaciamiento de los As Positivos (As +)	230
f.2. Calculando el Espaciamiento de los As Negativos (As –).....	231
f.3. Calculando el Espaciamiento de los Aceros de Temperatura (AsT°) .	231
g. Diseño por Corte	232
g.1. Calculando el Vud	232
g.2. Calculando el Vud'	232
g.3. Calculando el ϕV_n	233
h. Detallado de la Escalera.....	233
7.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada	233
7.2.1. Diseño por Sismo Moderado, Resistencia al Corte Global, Fuerzas Internas Ante Sismo Severo y Verificación del Agrietamiento en Pisos Superiores.....	233
7.2.2. Diseño de Muros Agrietados por Sismo Severo.....	241
7.2.2. Diseño de Muros No Agrietados por Sismo Severo.....	252
7.2.3. Diseño de Viga Dintel	267
a. Generalidades.....	267
b. Requisitos del Diseño	268
c. Diseño por Flexión.....	269
c.1. Metrado de Vigas Dintel.....	269
c.2. Clasificación de las Vigas Dintel.....	270
c.3. Cálculo del Área de Acero.....	271
c.4. Comprobaciones	274
c.5. Diseño por Corte.....	275
7.2.4. Diseño de Placas de Concreto Armado	276
a. Esbeltez de la Placa.....	277
b. Área Axial Bruta (Área de Corte).....	277

c.	Momento de Inercia de la Sección Bruta.....	277
d.	Fuerzas Internas en el 1° Nivel (La Carga Axial Sísmica es Mínima)	277
d.1.	Carga Vertical Mín. (FC = 0.90) y Momento Flector Máximo (FC = 1.25)	277
d.2.	Carga Vertical Máx. (FC = 1.25) y Momento Flector Máximo (FC = 1.25)	278
e.	Esfuerzo Axial Máximo.....	278
f.	Diseño a Compresión Pura.....	278
f.1.	Calculando ϕP_n	279
g.	Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes	279
h.	Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MR).....	280
i.	Refuerzo Vertical y Momento Flector Nominal (Mn).....	280
j.	Refuerzo Horizontal.....	282
j.1.	Fuerza Cortante (Vu) Asociada al Mecanismo de Falla por Flexión..	282
j.2.	Resistencia Nominal al Corte (Vn)	282
k.	Diseño por Deslizamiento.....	284
l.	Confinamiento en los Bordes.....	284
l.1.	Primera Verificación.....	284
l.2.	Segunda Verificación.....	285
l.3.	Detallado de los Estribos	286
7.2.5.	Diseño de Cimientos Corridos.....	286
a.	Factor de Suelo (fs).....	288
b.	Ancho (B) del Cimiento Corrido	288
c.	Área Tentativa del Cimiento Corrido	289
c.1.	Calculando el Vuelo (c)	289
d.	Verificación de Momentos.....	290
d.1.	Momentos en “x” por Cargas de Gravedad	290
d.2.	Momentos Biaxiales “x” e “y” por Cargas de Gravedad.....	290
d.3.	Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “x”	290
d.4.	Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “y”	290
e.	Factor Ponderado	291
e.1.	Para Cargas de Gravedad Amplificadas	291
e.2.	Cargas de Gravedad y Sismo Amplificadas	291
f.	Presiones Ultimas de Diseño (qu).....	292
f.1.	Condición Biaxial Sin Sismo	292
f.2.	Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “x”	292
f.3.	Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “y”	292
h.	Verificación por Fuerza Cortante.....	292
i.	Verificación por Punzonamiento	292
j.	Resistencia a Tracción del Concreto.....	293
j.1.	Esfuerzo de Tracción por Flexión Actuante en la Base del Cimiento	293
k.	Área de Acero Requerido y Espaciado	293
k.1.	Momento Último “Mu”.....	294
k.2.	Momento Resistente “Mr”	294
k.3.	Momento Nominal “Mn”	294
l.	Detallado del Cimiento Corrido.....	294

7.2.6. Diseño de Alféizar	295
a. Esfuerzo Admisible por Tracción	296
b. Fuerza Sísmica	296
c. Momento Sísmico	298
d. Tipos de Arriostramientos.....	298
d.1. 4 Bordes Arriostrados	298
d.2. 3 Bordes Arriostrados	299
d.3. 2 Bordes Arriostrados	299
d.4. 1 Borde Arriostrado	300
e. Diseño del Alféizar más Critico.....	300
e.1. Fuerza Sísmica (F)	302
e.2. Coeficiente Adimensional (m).....	302
e.3. Momento Sísmico (Ms)	303
e.4. Verificación del Esfuerzo Admisible a Tracción.....	303
e.5. Diseño por Flexión.....	303
e.6. Diseño por Corte	305
f. Detallado del Alféizar	305

Capítulo VIII

Estudio de Mecánica de Suelos

8.1. Alcances Referentes al Modo de Verificar la Calidad de Datos del EMS	306
8.1.1. Ítems que Comprende un Informe de EMS	307
a. Memoria Descriptiva	307
a.1. Resumen de las Condiciones de Cimentación	307
a.2. Información Previa	307
a.3. Exploración de Campo.....	307
a.4. Ensayos de Laboratorio	307
a.5. Perfil del Suelo.....	308
e.6. Análisis de la Cimentación	308
e.7. Efecto del Sismo	309
b. Planos y Perfiles de Suelos	309
b.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración	309
b.2. Perfil Estratigráfico por Punto Investigado	310
c. Resultados de los Ensayos del Laboratorio	311
8.1.2. Verificación de la Concordancia del EMS con la Cimentación	312
a. Tipo de Cimentación.....	312
b. Información del Suelo.....	313
c. Parámetros de Diseño para la Cimentación	313
8.1.3. Consideraciones para el Ensayo de Corte Directo.....	313
8.1.4. Calculo de la Capacidad Portante del Suelo	314
a. Capacidad de Carga Última	314
a.1. Factores de Capacidad de Carga	315
b. Capacidad de Carga Admisible (qadm)	315
c. Presión de Contacto de la Estructura	316
8.1.5. Clasificación de Cimentación Rígida y Flexible	317
8.1.6. Asentamiento de la Cimentación	320
Discusión de Resultados	321

Conclusiones	328
Recomendaciones	331
Referencias Bibliografía	333
Anexos	335

Lista de Tablas

Tabla 1 Hogares en Viviendas Propias por Condición de Tenencia de Título de Propiedad, Provincia de Junín, 2013-2015	33
Tabla 2 Hogares en Viviendas Particulares, Según Tipo de Vivienda que Ocupan, 2014 – 2016.....	33
Tabla 3 Viviendas, Según Material Predominante en las Paredes Exteriores y Área de Residencia, 2014 – 2016.....	34
Tabla 4 Luces y Pre-Dimensionamiento de Vigas en Dirección “x” y “y”	81
Tabla 5 Espesor de Losa Aligerada, Según la Sobre-Carga y Luz Libre (1 Dirección).....	86
Tabla 6 Cargas Debido a Sismo y Factor “n”	88
Tabla 7 Calculo del Área Correspondiente de Cada Columna	91
Tabla 8 Sumatoria del Área de Corte de los Muros Reforzados en Dirección “x”	96
Tabla 9 Sumatoria del Área de Corte de los Muros Reforzados en Dirección “y”.....	97
Tabla 10 Resumen del Metrado de Cargas del Muro Y-13	100
Tabla 11 Periodo Fundamental de la Estructura por el Sistema Estructural Aporticado.....	109
Tabla 12 Periodo Fundamental de la Estructura por el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	110
Tabla 13 Procedimiento del Periodo Fundamental de Vibrar Manual para el Sistema Estructural Aporticado	111
Tabla 14 Procedimiento del Periodo Fundamental de Vibrar Manual para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	111
Tabla 15 Comparación de los Periodos Fundamentales Obtenidos del Procedimiento Manual y con el Programa para el Sistema Estructural Aporticado	112
Tabla 16 Comparación de los Periodos Fundamentales Obtenidos del Procedimiento Manual y con el Programa para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	112
Tabla 17 Provincias y Distritos Correspondientes a Cada Zona.....	112
Tabla 18 Factor de Suelo “S”.....	113
Tabla 19 Periodos “TP” y “TL”	114
Tabla 20 Categoría de las Edificaciones y Factor “U”	115
Tabla 21 Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones.....	117
Tabla 22 Exponente “k” Relacionado con el Periodo Fundamental de Vibración del Sistema Estructural Aporticado	118
Tabla 23 Exponente “k” Relacionado con el Periodo Fundamental de Vibración del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	118
Tabla 24 Parámetros Sísmicos	119
Tabla 25 Fuerza Sísmica por Altura del Sistema Estructural Aporticado	121
Tabla 26 Fuerza Sísmica por Altura del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	121
Tabla 27 Calculo de la Excentricidad (Software) – Sistema Estructural Aporticado.....	124

Tabla 28 Calculo de la Excentricidad (Software) – Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	124
Tabla 29 Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “x” (Sistema Estructural Aporticado)	133
Tabla 30 Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “y” (Sistema Estructural Aporticado)	134
Tabla 31 Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “x” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada).....	134
Tabla 32 Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “y” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada).....	135
Tabla 33 Limites Para la Distorsión del Entre-Piso.....	136
Tabla 34 Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”	136
Tabla 35 Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”	137
Tabla 36 Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”	138
Tabla 37 Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”	138
Tabla 38 Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “x” (Sistema Estructural Aporticado).....	146
Tabla 39 Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “y” (Sistema Estructural Aporticado).....	146
Tabla 40 Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “x” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada)	147
Tabla 41 Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “y” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada)	148
Tabla 42 Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”	149
Tabla 43 Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”	149
Tabla 44 Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural de Albañilería confinada en Dirección “x”	150
Tabla 45 Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural de Albañilería confinada en Dirección “y”.....	151
Tabla 46 Separación Entre Edificios “s” para el Sistema Estructural de Aporticado en Direcciones “x” y “y”	154
Tabla 47 Separación Entre Edificios “s” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Direcciones “x” y “y”.....	155
Tabla 48 Cortante Basal por Sismo Estático y Sismo Dinámico Máximo en el Sistema Estructural Aporticado.....	157

Tabla 49 Cortante Basal por Sismo Estático y Sismo Dinámico Máximo en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	158
Tabla 50 Categoría y Regularidad de las Edificaciones	159
Tabla 51 Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”	160
Tabla 52 Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”	161
Tabla 53 Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”	161
Tabla 54 Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”	161
Tabla 55 Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”	162
Tabla 56 Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”	162
Tabla 57 Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”	162
Tabla 58 Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”	162
Tabla 59 Irregularidad de Masa o Peso del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x” y “y”	163
Tabla 60 Irregularidad de Masa o Peso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x” y “y”	163
Tabla 61 Irregularidad Torsional del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”	165
Tabla 62 Irregularidad Torsional del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”	165
Tabla 63 Irregularidad Torsional del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”	166
Tabla 64 Irregularidad Torsional del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”	166
Tabla 65 Discontinuidad de Diafragma del Sistema Estructural Aporticado	168
Tabla 66 Discontinuidad de Diafragma del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	168
Tabla 67 Resultados del Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura para los Sistemas Estructurales Propuestos	170
Tabla 68 Resultados del Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta para los Sistemas Estructurales Propuestos	170
Tabla 69 Coeficiente Básico de Reducción R_o	171
Tabla 70 Distribución de Aceros Longitudinales	178
Tabla 71 Ensanche Según la Cortante Resistente en las Caras de los Apoyos	179
Tabla 72 Cuantía y Distribución de Aceros	191
Tabla 73 Momentos Resistentes en las Caras de los Apoyos	192

Tabla 74 Centroide Plástico de la Columna Circular.....	199
Tabla 75 Resumen de los Pares Ordenados del Diagrama de Interacción.....	208
Tabla 76 5 Combinaciones para el Diagrama de Interacción	208
Tabla 77 Factor Ponderado de Carga Muerta y Carga Viva.....	214
Tabla 78 Factor Ponderado de Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo.....	214
Tabla 79 Espaciado de los Aceros Positivos, Según el Diámetro de Aceros Comerciales...	230
Tabla 80 Espaciado de los Aceros Negativos, Según el Diámetro de Aceros Comerciales.	231
Tabla 81 Espaciado de los Aceros de Temperatura, Según el Diámetro de Aceros Comerciales.....	231
Tabla 82 Nivel 1 – Sismo en Dirección “x” (Vei = 220.00 Ton)	234
Tabla 83 Nivel 1 – Sismo en Dirección “y” (Vei = 230.54 Ton)	235
Tabla 84 Nivel 2 – Sismo en Dirección “x” (Vei = 199.12 Ton)	236
Tabla 85 Nivel 2 – Sismo en Dirección “y” (Vei = 209.00 Ton)	237
Tabla 86 Nivel 3 – Sismo en Dirección “x” (Vei = 155.84 Ton)	237
Tabla 87 Nivel 3 – Sismo en Dirección “y” (Vei = 163.78 Ton)	238
Tabla 88 Nivel 4 – Sismo en Dirección “x” (Vei = 88.92 Ton)	239
Tabla 89 Nivel 4 – Sismo en Dirección “y” (Vei = 93.32 Ton)	240
Tabla 90 Estructura para el Cálculo de Muros Agrietados en el Primer Nivel.....	241
Tabla 91 Diseño de los Muros Agrietados en Dirección “x” – Primer Nivel.....	244
Tabla 92 Diseño de los Muros Agrietados en Dirección “y” – Primer Nivel.....	246
Tabla 93 Diseño de los Muros Agrietados en Dirección “x” – Segundo y Cuarto Nivel.....	248
Tabla 94 Diseño de los Muros Agrietados en Dirección “y” – Segundo y Tercer Nivel	250
Tabla 95 Estructura para el Cálculo de Muros Agrietados en el Resto de Niveles	252
Tabla 96 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “x” – Segundo Nivel.....	254
Tabla 97 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “y” – Segundo Nivel.....	256
Tabla 98 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “x” – Tercer Nivel	258
Tabla 99 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “y” – Tercer Nivel	260
Tabla 100 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “x” – Cuarto Nivel.....	262
Tabla 101 Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “y” – Cuarto Nivel.....	264
Tabla 102 Vigas Dinteles (VD) Provenientes de Ventanas	270
Tabla 103 Vigas Dinteles (VD) Provenientes de Puertas	270
Tabla 104 Factor de Altura Efectiva, Según el Tipo de Muro y la Condición de Apoyo.....	279
Tabla 105 Factor Ponderado de Carga Muerta y Carga Viva – Cimiento Corrido.....	291
Tabla 106 Factor Ponderado de Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo – Cimiento Corrido	291
Tabla 107 Valores de C1.....	297

Tabla 108 Valores del Coeficiente de Momento “m” y Dimensiones Crítica “a” (4 Bordes Arriostrados)	298
Tabla 109 Valores del Coeficiente de Momento “m” y Dimensiones Crítica “a” (3 Bordes Arriostrados)	299
Tabla 110 Fuerza Lateral y Peso por Niveles	302
Tabla 111 Interpolando el Valor de “m”	302
Tabla 112 Propuestas de Áreas de Aceros en la Columna de Confinamiento	304
Tabla 113 Técnicas de Investigación	309
Tabla 114 Ensayos de Laboratorios Realizados	311
Tabla 115 Calculo de la Capacidad de Carga Admisible del Suelo.....	315
Tabla 116 Parámetros Elásticos de Varios Suelos	318
Tabla 117 Módulo de Reacción del Suelo	319
Tabla 118 Peso en Cada Nivel (Ton) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto	321
Tabla 119 Periodo Fundamental (seg.) - Según la NTP E. 030 y el ETABS	322
Tabla 120 Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “x” (Sismo Estático).....	323
Tabla 121 Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “y” (Sismo Estático).....	323
Tabla 122 Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “x” (Sismo Dinámico).....	323
Tabla 123 Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “y” (Sismo Dinámico).....	323
Tabla 124 Resumen de Cortantes en la Base por Sismo Estático y Dinámico – Según el Tipo de Sistema Estructural Planteado.....	324
Tabla 125 Área en Planta de Elementos Estructurales y No Estructurales de los Sistemas Estructurales Aporticado y de Albañilería Confinada	325
Tabla 126 Volumen de Concreto Ciclópeo en Cimientos y Sobre-Cimientos (m3) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto	326
Tabla 127 Volumen de Excavación (m3) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto	327

Lista de Figuras

Figura 1. Hogares en Viviendas Particulares, Según Tipo de Vivienda que Ocupan, 2014 – 2016.....	34
Figura 2. Viviendas, Según Material Predominante en las Paredes Exteriores y Área de Residencia, 2014 – 2016.	35
Figura 3. Cinturón de Fuego del Pacífico o Anillo de Fuego del Pacífico.	36
Figura 4. Mapa de Zonificación del Perú.	36
Figura 5. Porcentaje de Población en los Distritos de Huancayo, El Tambo y Chilca, Respecto a la Provincia de Huancayo.	37
Figura 6. Edificaciones Ubicadas en el Distrito de El Tambo.....	37
Figura 7. Edificación Ubicada en el Distrito de El Tambo.....	38
Figura 8. Edificación Ubicada en el Distrito de El Tambo.....	38
Figura 9. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.	39
Figura 10. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.	39
Figura 11. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.	40
Figura 12. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.	40
Figura 13. Proceso Constructivo del Sistema Estructural Aporticado.....	52
Figura 14. Proceso Constructivo del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	53
Figura 15. Camino de Cargas para el Sistema Estructural Aporticado.	53
Figura 16. Camino de Cargas para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	54
Figura 17. Plano de Ubicación y Localización del Proyecto.....	68
Figura 18. Plano Arquitectónico de la Distribución de Planta del 1° Nivel.	69
Figura 19. Plano Arquitectónico de la Distribución de Planta del 2° - 4° Nivel.	69
Figura 20. Plano Arquitectónico de Elevación Frontal.....	70
Figura 21. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación A-A'.....	70
Figura 22. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación B-B'.....	70
Figura 23. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación C-C'.....	71
Figura 24. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación D-D'.....	71
Figura 25. Estructuración y Pre-Dimensionamiento.....	73
Figura 26. Estructuración Simétrica.	74
Figura 27. Discontinuidad en Elevación de Elementos Resistentes.	75
Figura 28. Diafragma Rígido Con/Sin Abertura.....	76
Figura 29. Estructuración del Sistema Estructural Aporticado.....	76
Figura 30. Estructuración del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	78
Figura 31. Sección Desconocida de Viga Peralta.	80
Figura 32. Diagrama de Fuerza Cortante para la Viga Chata.....	83

Figura 33. Dimensiones de la Viga Chata Propuesta.....	84
Figura 34. Losa Aligerada en 1 Dirección.....	85
Figura 35. Losa Maciza Armada en 2 Direcciones.....	87
Figura 36. Plano de Área Tributarias y Tipo de Columnas.	89
Figura 37. Paso y Contra-Paso.....	92
Figura 38. Longitud Mínima de la Albañilería Confinada.	94
Figura 39. Anchos Tributarios de los Muros Portantes.	98
Figura 40. Corte en Elevación del Muro 13 en Dirección “y”.	99
Figura 41. Representación de Muro de Corte.	101
Figura 42. Representación de la Viga Dintel.....	102
Figura 43. Representación de la Viga Solera.....	102
Figura 44. Corte en Elevación y Secciones de la Viga Chata.....	103
Figura 45. Resumen del Análisis Sísmico de los Sistemas Estructurales Propuestos.	105
Figura 46. Diagrama de Corte y Momento de Volteo, Producidos por las Fuerzas de Inercia.	120
Figura 47. Excentricidad en Ambas Direcciones “x” e “y”.....	125
Figura 48. Ejemplificación de Excentricidad en Dirección “x”	125
Figura 49. Ejemplificación de Excentricidad en Dirección “y”.	125
Figura 50. Definiendo Patrones de Carga “x”.	127
Figura 51. Definiendo la Excentricidad en “x”.....	128
Figura 52. Definiendo Patrones de Carga “y”.	128
Figura 53. Definiendo la Excentricidad en “y”.....	129
Figura 54. Definiendo el Peso Total de la Edificación.....	129
Figura 55. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural Aporticado.....	130
Figura 56. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural Aporticado.....	131
Figura 57. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	132
Figura 58. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.....	132
Figura 59. Cálculo de los Desplazamientos Absolutos y Relativos.	132
Figura 60. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativos para el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “x”.....	133
Figura 61. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “y”.....	134

Figura 62. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.	135
Figura 63. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.	135
Figura 64. Distorsión Angular del Sistema Estructural Aporticado – Sismo “x”.	137
Figura 65. Distorsión Angular del Sistema Estructural Aporticado – Sismo “y”.	137
Figura 66. Distorsión Angular del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.	138
Figura 67. Distorsión Angular del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.	139
Figura 68. Espectro de Aceleración en Dirección “x” del Sistema Estructural Aporticado.	140
Figura 69. Espectro de Aceleración en Dirección “y” del Sistema Estructural Aporticado.	140
Figura 70. Espectro de Aceleración en Dirección “x” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	141
Figura 71. Espectro de Aceleración en Dirección “y” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	141
Figura 72. Patrón de Carga para Sismo Dinámico en Dirección “x”.	142
Figura 73. Patrón de Carga para Sismo Dinámico en Dirección “y”.	142
Figura 74. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Aporticado.	143
Figura 75. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural Aporticado.	144
Figura 76. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	145
Figura 77. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.	145
Figura 78. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “x”.	146
Figura 79. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “y”.	147
Figura 80. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.	148
Figura 81. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.	148
Figura 82. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”.	149
Figura 83. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”.	150
Figura 84. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”.	151

Figura 85. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”.....	151
Figura 86. Separación Entre Edificios “s”.....	153
Figura 87. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”.....	155
Figura 88. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”.....	155
Figura 89. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”.....	156
Figura 90. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”.....	156
Figura 91. Discontinuidad Geométrica Vertical.....	164
Figura 92. Esquinas Entrantes.....	166
Figura 93. Discontinuidad de Diafragma.....	168
Figura 94. Discontinuidad de Sistemas No Paralelos.....	169
Figura 95. Diseño de los Elementos Estructurales.....	174
Figura 96. Diagrama de Fuerza Cortante en el Aligerado.....	177
Figura 97. Diagrama de Momento Flector en el Aligerado.....	177
Figura 98. Criterio para el Ensanche de Viguetas.....	180
Figura 99. Detallo Final de la Losa Aligerada.....	181
Figura 100. Viga Principal del Eje 2-2' y Eje 5-5'.....	181
Figura 101. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico A-A'.....	183
Figura 102. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico B-B'.....	184
Figura 103. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico B-B'.....	185
Figura 104: Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico C-C'.....	186
Figura 105. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico D-D'.....	187
Figura 106. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 1-1' y 6-6'.....	188
Figura 107. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 2-2' y 5-5'.....	189
Figura 108. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 3-3' y 4-4'.....	190
Figura 109. Momentos de la Envolvente de Momentos (ETABS).....	191
Figura 110. Cortes Recomendados por la NTP E. 060.....	193
Figura 111. Cortes Realizados a los Aceros Negativos y Positivos.....	194
Figura 112. Corte de la Sección A-A'.....	194
Figura 113. Diagrama de Deformaciones Máximas.....	195
Figura 114. Detallado Final de la Viga Más Crítica.....	197
Figura 115. Área Tributaria de la Columna Más Cargada del Sistema Estructural Aporticado.....	198

Figura 116. Propuesta de Probable Distribución de los Aceros	199
Figura 117. Centros de Gravedad de los Aceros Propuestos.....	199
Figura 118. Centroides Plástico de la Columna Circular.	200
Figura 119. Eje Neutro del Primer Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.....	201
Figura 120. Eje Neutro del Segundo Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.	202
Figura 121. Eje Neutro del Tercer Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.	203
Figura 122. Eje Neutro del Cuarto Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.....	204
Figura 123. Eje Neutro del Quinto Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.	205
Figura 124. Eje Neutro por Falla Balanceada de la Columna Circular.	206
Figura 125. Cargas de Gravedad y Sismo (Sin Amplificar).....	208
Figura 126. Diagrama de Interacción y las Combinaciones de Cargas Últimas.....	209
Figura 127. Boceto de Zapata Aislada y sus Variables.	210
Figura 128. Sección y Distribución de los Aceros de la Columna Circular.	210
Figura 129. Vuelos en las Cuatro Caras de la Zapata.....	212
Figura 130. Falla por Punzonamiento.....	215
Figura 131. Corte A-A' de la Falla por Punzonamiento.....	215
Figura 132. Corte B-B' de la Falla por Punzonamiento.	216
Figura 133. Interpretación de la Cortante en la Zapata.....	218
Figura 134. Interpretación de la Cortante en la Zapata.....	219
Figura 135. Momento en Producido a la Distancia “d”.....	220
Figura 136: Detallado Final en la Zapata Aislada Más Crítica.	222
Figura 137. Forma General de la Escalera a Diseñar.	222
Figura 138. Ancho Efectivo de la Losa de la Escalera.	224
Figura 139. Idealización Matemática de la Escalera.	226
Figura 140. Espaciado a lo Largo del Ancho de la Escalera.	230
Figura 141. Cortante Última Producida por la Escalera.	232
Figura 142. Detallado Final del Primer Tramo de la Escalera.....	233
Figura 143. Distribución de las Columnas de Confinamiento de los Muros Portantes en Dirección “x” y “y”.....	241
Figura 144. Fuerzas Internas Producidas en la Viga Dintel por Sismo.	267
Figura 145. Deducción de la Cuantía Balanceada.	272
Figura 146. Variables Empleadas en la Placa de Concreto Armado.	276
Figura 147. Distribución Final de los Aceros en la Placa 3.....	281
Figura 148. Diagrama de Interacción de la Placa 3.	282
Figura 149. Vista en Planta del Cimiento Corrido.....	286

Figura 150. Vista en Elevación de los Casos de Cimientos Corridos.....	287
Figura 151. Corte de la Sección Transversal del Cimiento Corrido.	289
Figura 152. Interpretación del Momento Ultimo en el Cimiento.	294
Figura 153. Detallado Final del Cimiento Más Critico	295
Figura 154. Acción del Momento Sísmico en el Alféizar.	296
Figura 155. Muro con 4 Bordes Arriostrados.	298
Figura 156. Muro con 3 Bordes Arriostrados.	299
Figura 157. Muro con 2 Bordes Arriostrados.	300
Figura 158. Muro con 1 Bordes Arriostrados.	300
Figura 159. Dimensiones del Alféizar a Diseñar.	301
Figura 160. Peso de la Tabiquería y del Propio Elementos.	303
Figura 161. Detallado Final del Alfeizar.	305
Figura 162. Plano de Puntos de Investigación.	309
Figura 163. Perfil Estratigráfico por Punto Investigado.	310
Figura 164. Simbología de Suelos (Referencial).	311
Figura 165. Profundidad de Cimentación Profunda.	312
Figura 166. Factores de Capacidad de Carga del Suelo.	315
Figura 167. Criterios de Clasificación para Cimentación Rígida y Flexible (Caso I).	317
Figura 168. Criterios de Clasificación para Cimentación Rígida y Flexible (Caso II).	319

Resumen

En el presente trabajo de investigación se realizó el análisis y diseño estructural sismorresistente comparativo entre el sistema aporticado y el de albañilería confinada de una vivienda multifamiliar de 4 niveles, que se encuentra ubicada en el barrio de San Carlos, perteneciente al distrito de Huancayo. La arquitectura fue brindada por la Sra. Maritza La Torre Salome, quien es propietaria del inmueble en la actualidad, el área de construcción de terreno es de 200 m², fue en función a esta arquitectura que se procedió a realizar la estructuración. Así mismo se efectuó un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) cumpliendo con lo establecido en la NTP E. 050.

Se realizó un comparativo entre los sistemas estructurales aporticado y de albañilería confinada, con el fin de mostrar las ventajas que tiene un sistema estructural frente al otro y dar valor agregado al uso que vaya a destinar el propietario. El primer sistema estructural es el aporticado, caracterizado por tener en el primer nivel una altura de 3.50 m y un uso de sala de recepciones, mientras que los tres niveles restantes tienen una altura de 2.70 m, destinados al uso de vivienda multifamiliar. El segundo sistema estructural es el de albañilería confinada, caracterizado por tener una altura constante en todos sus niveles de 2.70 m, destinados exclusivamente a un uso de vivienda multifamiliar.

La etapa del análisis y diseño estructural, dio inicio con el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, seguidamente se utilizó la NTP E. 020, para extraer los valores de las cargas vivas y muertas de cada ambiente de nuestra edificación, posteriormente se empleó la NTP E. 030, con la finalidad de realizar el análisis sísmico estático y/o dinámico, logrando así obtener los desplazamientos máximos laterales en cada dirección de. Para el diseño de los elementos estructurales de los sistemas estructurales propuestos, se empleó los parámetros de la NTP E. 060 y E. 070. Por último, se procedió a tomar en cuenta las recomendaciones para

el detallado de los planos según la norma ACI 318-14, sin dejar de lado el proceso constructivo real en obra.

Finalmente se puede afirmar que se logró cumplir con los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación, logrando obtener los resultados deseados para el análisis comparativo, tales como: arquitectura, análisis estructural y diseño de los elementos estructurales y no estructurales, frente a una eventual acción sísmica.

Abstract

In the present research work, the analysis and comparative seismic-resistant structural design between the contributed system and the confined masonry of a 4-level multi-family dwelling, located in the neighborhood of San Carlos, belonging to the district of Huancayo, was carried out. The architecture was provided by Mrs. Maritza La Torre Salomé, who is the owner of the property at present, the area of the construction of the land is 200 m², it was in the function of this architecture that the structuring takes place. Likewise, a Soil Mechanics Study (EMS) was carried out that complies with the provisions of NTP E. 050.

A comparison was made between the systems provided and the confined masonry, in order to show the advantages of the structural system. The first structural system is the contribution, the results for having the first level at a height of 3.50 m. And the use of the reception room, while the three levels have a height of 2.70 m, for the use of multifamily housing. The second structural system is the one of the confined masonry, the fact of having a constant height in all the levels of 2.70 m, destined to a use of multifamily housing.

The stage of the analysis and the structural design, began with the pre-sizing of the structural elements, then the NTP E. 020 will be used, to extract the values of the live loads and the lives of each environment of our building. used the NTP E. 030, in order to carry out the static and / or dynamic seismic analysis, thus obtaining the maximum displacements in each direction of. For the design of the elements of the structure of the proposed systems, the parameters of NTP E. 060 and E. 070 were used. Finally, the recommendations for the detail of the plans according to the standard were taken into account ACI 318 -14, without neglecting the actual construction process at the construction site.

Finally, it can be affirmed that the objectives set out in this research work will be met, achieving the desired results for the comparative analysis, stories such as: architecture,

structural analysis and design of the related and unrelated elements, in the face of an eventual action Seismic.

Introducción

A nivel mundial, desde hace muchos años atrás se viene evidenciado un gran crecimiento poblacional tanto así que hoy en día se tiene una tasa de crecimiento anual de 69.50%. Este crecimiento tiene como consecuencia un incremento proporcional en el sector de salud y educación. Es necesario recordar que la población en el mundo desde el año 1804 fue de 1 000 000 000 de habitantes, mientras que en el año 2011 se registró 7 000 000 000 habitantes, y conforme se va realizando las estimaciones para el año 2042 se tendrá una población de aproximadamente 2 018 000 000 000 para la fecha actual no se sabe el crecimiento poblacional pero se estima que para el año 2042 se tendrá una población de 9 000 000 000 000 (Fuente: Fondo de Población de la ONU); esos crecimientos poblacionales, demanda de viviendas.

Según el Banco Mundial, el Perú ocupa el quinto lugar de los países de América Latina con una población aproximada de 29 500 000 habitantes, mientras que Brasil ocupa el primer lugar con 194 900 000 habitantes y México en un segundo lugar con 108 500 000 habitantes. El crecimiento poblacional a lo largo de los años en Perú, se comportó de la siguiente manera: en el año 1993 se tuvo registro de 22 639 443 habitantes, en el año 2005 se tuvo un registro aproximado de 27 219 264 habitantes y el último censo en el año 2016 se contabilizó una población total de 31 488 625 habitantes.

Según el INEI, para los años 2014, 2015 y 2016, en el Perú se tienen registro de valores promedios, en cuanto a la clasificación de viviendas según el material predominante, donde el 51.77% son de “ladrillo o bloque de cemento”, 33.72% compuesto por “adobe o tapia” y 14.51% por “otros”. Por otro lado, los materiales para construcción, tales como el cemento y el acero de construcción, claramente mostraron un amplio crecimiento en cuanto a su producción, ya que el cemento para el año 2010 fue de 8 396 294 Ton, mientras que para el

año 2011 fue de 8 593 292 Ton, y el 2012 que fue el último año que se tiene registro alcanzó los 10 005 805 Ton, evidenciando una gran demanda en el sector construcción. En cuanto a la producción y venta de barras de construcción desde el año 2000 al 2012, tienen una tendencia creciente, ya que la producción en el año 2010 fue de 826 875 Ton, en el año 2011 de 836 905 Ton, y en el año 2012 se tuvo un registro aproximado de 955 586 Ton (Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - INEI).

En un estudio reciente, se evidenció que, en la ciudad de Huancayo, los sistemas estructurales que mayor predominan, son el de albañilería confinada con un 63.20%, el aperticado con 26.13% y con otros sistemas estructurales con 10.67% (Delgado, 2018). Según la INEI, la informalidad de viviendas en Junín, para el año 2013 alcanzó un 52.40%, mientras que el año 2014 se registró un 52.20% y por último el año 2015 un 57.80 (INEI, 2018). Por las razones ya mencionadas y el hecho de encontrarnos en una zona de alta sismicidad, es necesario incluir en los cálculos un análisis estático y/o dinámico, que asegure el diseño sismorresistente en las edificaciones y salvaguarde la vida e integridad de los habitantes.

Por tal sentido, la presente tesis se divide en siete capítulos, referidos a los siguientes temas: 1) Generalidades, 2) Marco Teóricos, 3) Estudio de Mecánica de Suelos, 4) Arquitectura y Estructuración, 5) Pre-Dimensionamiento, 6) Análisis Sísmico y 7) Análisis de Irregularidades y 8) Diseño Estructural.

Capítulo I

Generalidades

1.1. Planteamiento, Delimitación y Formulación del Problema

1.1.1. Planteamiento del Problema

El 11 de Julio del 2016 se tuvo registros de que el Perú tiene una población de 31 millones 488 mil 625 habitantes, fue el decimonoveno país más extenso del mundo, se espera una densidad poblacional de 24.5 personas por Km² (INEI, 2016). Lo que conlleva a tener la necesidad de adquirir mayor cantidad de viviendas, se proyecta para el año 2017 un crecimiento en el sector construcción del 4% (Arbulú, 2016).

En el departamento de Junín la informalidad de viviendas registro en el año 2013 un 52.40%, el 2014 un 52.20% y el último registro realizado en el 2015 arrojó un 57.80%, tal y como se evidencia en la **Tabla 1**. *“Uno de los más graves problemas que afecta a nuestro país es el alto índice de construcción informal de viviendas. Ello no solamente genera un crecimiento desordenado*

de las ciudades, sino también es un peligro para las familias que edifican en terrenos vulnerables” (Aranda, 2015).

Tabla 1

Hogares en Viviendas Propias por Condición de Tenencia de Título de Propiedad, Provincia de Junín, 2013-2015

Junín	2013	2014	2015
Viviendas Con Título de Propiedad	47.60%	47.80%	42.20%
Viviendas Sin Título de Propiedad	52.40%	52.20%	57.80%
Σ Total	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

La población en el constante crecimiento que evidencia en los últimos años, se ve con la necesidad de adquirir hogares en viviendas particulares, según el tipo de vivienda que ocupan, tales como: casa independiente, departamento de edificio, vivienda en casa de vecindad (callejón, solar o corralón) y otros que permitan desarrollarse. Según la **Tabla 2** y **Figura 1**, se puede afirmar que la población tiende a optar por tener una casa independiente, esto se evidencia en los altos porcentajes de 86.39, 85.82 y 86.04, para los años 2014, 2015 y 2016 respectivamente.

Tabla 2

Hogares en Viviendas Particulares, Según Tipo de Vivienda que Ocupan, 2014 – 2016

Tipos de Vivienda	2014	2015	2016
Casa Independiente	86.39%	85.82%	86.04%
Departamento de Edificio	6.28%	7.22%	7.12%
Vivienda en Casa de Vecindad (Callejón, Solar o Corralón)	4.26%	4.01%	4.27%
Otros	3.06%	2.95%	2.58%
Σ Total	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

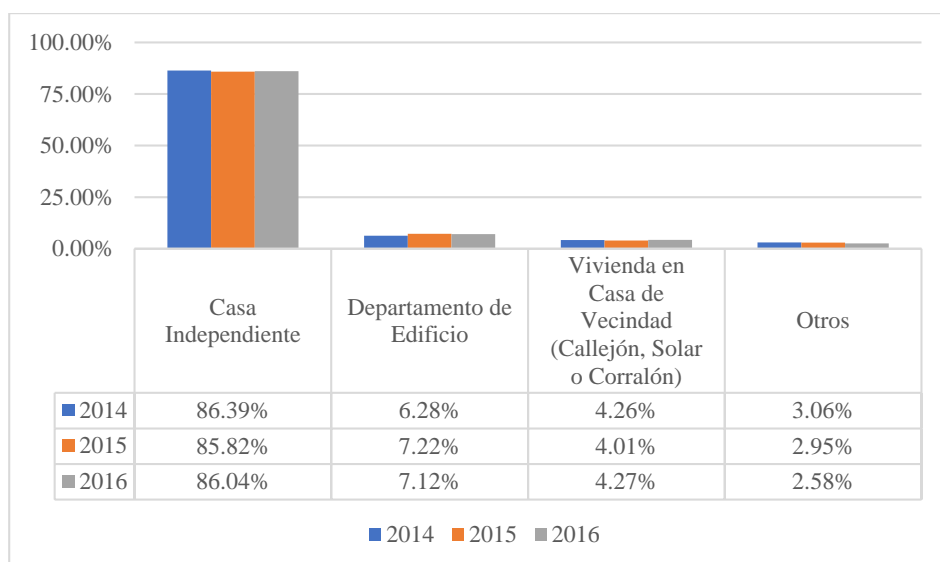


Figura 1. Hogares en Viviendas Particulares, Según Tipo de Vivienda que Ocupan, 2014 – 2016.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares

De la **Tabla 3** y **Figura 2**, se puede discernir que los propietarios de terrenos tienen una notoria necesidad de adquirir viviendas de un material de mayor calidad (ladrillo o bloque de cemento), con un 51.70%, 51.74% y 51.87%, para los años 2014, 2015 y 2016 respectivamente.

Tabla 3
Viviendas, Según Material Predominante en las Paredes Exteriores y Área de Residencia, 2014 – 2016

Tipos de Vivienda	2014	2015	2016
Ladrillo o Bloque de Cemento	51.70%	51.74%	51.87%
Adobe o Tapia	34.29%	33.54%	33.34%
Madera	7.68%	8.48%	8.70%
Otros	6.33%	6.24%	6.09%
Σ Total	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

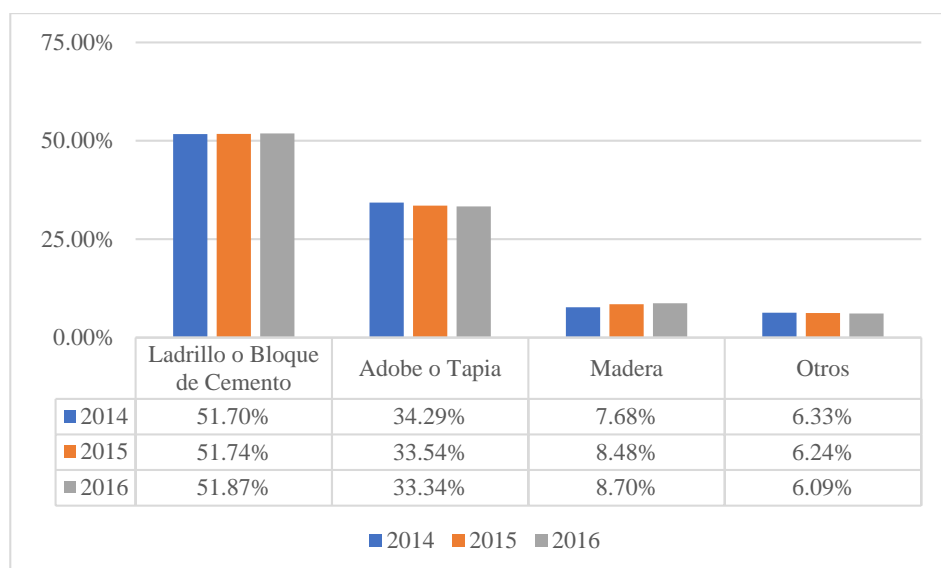


Figura 2. Viviendas, Según Material Predominante en las Paredes Exteriores y Área de Residencia, 2014 – 2016.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Encuesta Nacional de Hogares.

Los datos estadísticos emitidos por la INEI, pone en evidencia al “ladrillo o bloque de cemento” como material predominante en las viviendas, con un promedio de 51.77% para los tres últimos años registrados. Por el tipo de material, se puede afirmar que son los sistemas estructurales de albañilería confinada y aporticado, los que más abundan en la mayoría de las edificaciones.

De acuerdo a datos estadísticos emitidos por el Sistema Sismológico Nacional (SSN), todos los sismos de gran magnitud entre 2.9 y 4.3 en la escala de Richter, se encuentran ubicados dentro del Cinturón de Fuego o Cinturón Circumpacífico, tal como se muestra en la **Figura 3**. En nuestra región de Junín, principalmente en el Valle del Mantaro, no está libre de sufrir un movimiento sísmico, teniendo en cuenta que está amenazado por la falla geológica del Huaytapallana y un silencio sísmico de 49 años. Al revisar la historia se evidencia que “*Los principales sismos que ocurridos en las zonas aledañas a Huancayo se dieron en el año 1969, en el mes de Julio (Pariahuanca, Magnitud de 5.6) y en el mes de Octubre (Pariahuanca, Magnitud de 6.2) que ocasionaron*

daños, estos dos sismos ocurrieron por la reactivación de la Falla del Huaytapallana” (Silgado, 1978).



Figura 3. Cinturón de Fuego del Pacífico o Anillo de Fuego del Pacífico.
Fuente: Equipo Editorial de El Centinela (2017).

En la actualidad el Perú, se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas (ver la **Figura 4**), según las características de los sismos, la ubicación de los terrenos y otros, según esta división la sierra peruana se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico (NTP E. 030, 2016).



Figura 4. Mapa de Zonificación del Perú.
Fuente: NTE E. 030 (2016), Capítulo 02 – Figura 01

El Distrito de El Tambo, es el primero en cuanto a población de habitantes se refiere según el **Figura 5**, por lo que se debe prestar mucha

atención a los detalles constructivos que manejan en los diferentes proyectos realizados. En la **Figura 6.a**, se puede evidenciar que los muros portantes de albañilería en la parte lateral, no tienen continuidad en todos sus niveles. Mientras que en la **Figura 6.b**, se puede evidenciar una posible falla por columna corta en el 5 nivel, además que la norma recomienda que para más de 4 niveles debería emplearse ladrillo industrial.

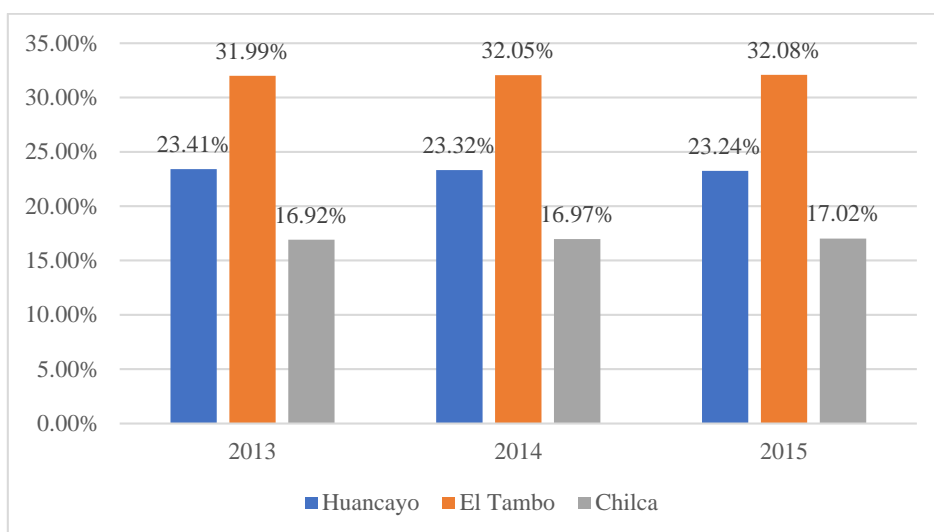


Figura 5. Porcentaje de Población en los Distritos de Huancayo, El Tambo y Chilca, Respecto a la Provincia de Huancayo.

Fuente: INEI, Estimaciones y Proyecciones de Población 2000 – 2015 en Junín.



Figura 6. Edificaciones Ubicadas en el Distrito de El Tambo.

Figura 6.a. Edificación de Tres Niveles (Hospedaje).

Figura 6.b. Edificación de Cinco Niveles (Vivienda Multifamiliar).

En la mayoría de edificios, tal y como se puede apreciar en la **Figura 7.a**, existe la ausencia de columnetas en los parapetos, lo que podría generar un desplome ante acciones sísmicas. No obstante, en la **Figura 7.b**, se puede

apreciar que los muros portantes no están conformados por unidades de albañilería industrial.



Figura 7. Edificación Ubicada en el Distrito de El Tambo.

Figura 7.a. Edificación de Cuatro Niveles (Vivienda Multifamiliar).

Figura 7.b. Edificación de Cinco Niveles (Hospedaje).

La norma recomienda la utilización de ladrillos de arcilla industriales, siempre en cuando la edificación cuente con 3 pisos a más, lo que no es evidenciado en la edificación de 5 pisos perteneciente a la **Figura 8**.



Figura 8. Edificación Ubicada en el Distrito de El Tambo.

El Distrito de Huancayo, es el segundo más grande en cuanto a población de habitantes se refiere según el **Figura 5**, lo que conlleva a esperar una buena práctica del proceso constructivo en los diferentes sistemas estructurales existentes. En la **Figura 9.a**, se puede apreciar la ausencia de vigas chatas que resistan la losa aligerada y el peso del tanque de agua, haciéndose notoria una excesiva deflexión. La falta de continuidad, en los muros de albañilería confinada son un problema que persiste en la actualidad, un claro ejemplo se puede evidenciar en la **Figura 9.b**.



Figura 9. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.
Figura 9.a. Edificación de Cinco Niveles (Vivienda Multifamiliar).
Figura 9.b. Edificación de Cinco Niveles (Hospedaje).

El problema de la falta de continuidad y no utilizar ladrillo industrial en edificaciones de albañilería confinada, persiste en la ciudad de Huancayo, como es mostrado en la **Figura 10.a**. No se debe realizar ductos o espacios vacíos en los muros portantes, como es evidenciado en la **Figura 10.b**, debido a que reducen su capacidad de resistencia real ante la ocurrencia de posibles sismos.



Figura 10. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.
Figura 10.a. Edificación de Cinco Niveles (Centro Comercial).
Figura 10.b. Edificación de Cinco Niveles (Vivienda Multifamiliar).

Se prohíbe el empleo de ladrillo pandereta, en edificaciones de albañilería confinada, tal y como se evidencia en la **Figura 11.a**, debido a que ante una posible acción sísmica, estos tienen un comportamiento frágil. Es necesario confinar bien los parapetos cada 3 a 4 m, con la finalidad de dar mayor rigidez y primar la vida de los transeúntes a la edificación mostrada en la **Figura 11.b**.



Figura 11. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.

Figura 11.a. Edificación de Cinco Niveles (Hospedaje).

Figura 11.b. Edificación de Cinco Niveles (Universidad).

Son muy pocos los edificios realizados de manera correcta, desconociéndose el adecuado proceso constructivo de cada sistema estructural empleado, los dos sistemas estructurales más conocidos como el de albañilería confinada y el aporticado, aún carecen de técnica en el proceso constructivo. En la **Figura 12**, se puede apreciar aparentemente un adecuado manejo del sistema aporticado, pero no se contempló el diseño sísmico de los alfeizares. En los distritos de El Tambo y Huancayo, se puede afirmar por las Figuras mostradas, que la mayoría no cumplen con la separación mínima entre los 3 cm , $2/3$ de la suma de los desplazamientos o $0.006h$ (Vásquez, 2016).



Figura 12. Edificación Ubicada en el Distrito de Huancayo.

Por lo tanto, se concluye que realizar un diseño apropiado de una edificación por los sistemas estructurales de albañilería confinada y aporticado, para viviendas unifamiliares y/o multifamiliares, en la actualidad representa una urgencia. Sin dejar de lado, los parámetros físico-mecánicos de los materiales,

tales como el ladrillo artesanal e industrial con resistencias a la compresión de $f_b = 50 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_b = 130 \text{ Kg/cm}^2$ respectivamente, concreto estructural empleado con una resistencia a la compresión de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y por último el acero con una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. Los aspectos mencionados, son quienes serán factores determinantes en la calidad del entregable de todo proyecto en zonas de alta sismicidad.

1.1.2. Delimitación

La presente tesis representa al proyecto de una vivienda multifamiliar de 4 niveles propuesta por el propietario de dicho inmueble, el presente estudio tendrá como punto de inicio el plano de arquitectura brindado por el propietario, con lo cual se pretende realizar el diseño con dos sistemas estructurales diferentes. El primer diseño será con el sistema de albañilería confinada, el cual tendrá como uso exclusivo el de vivienda multifamiliar. Por último, el segundo diseño será con el sistema aporticado, el que se caracteriza por dejar todo el primer nivel libre de muros dándole un uso de sala de recepciones, mientras que los tres niveles restantes serán utilizados como vivienda unifamiliar.

Se diseñará un edificio de 4 niveles con sistemas estructurales diferentes, el cual nos permitirá evaluar entre las dos alternativas la distribución arquitectónica, diseño estructural y el modelamiento estructural. Posterior a analizar todos los parámetros ya mencionados se procederá a realizar el diseño de los siguientes elementos estructurales: losa aligerada, losa maciza, vigas, columnas, placas, muros de albañilería y cimentaciones (cimientos corridos y zapatas). Para que todo el proyecto sea real y se encuentre acorde a la realidad,

se realizó un estudio de mecánica de suelos real para poder obtener el esfuerzo admisible del terreno.

1.1.3. Formulación del Problema

a. Problema General

- ¿Qué diferencias comparativas existen en el eficaz comportamiento estructural, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017?

b. Problemas Específicos

- ¿Qué diferencias comparativas existen en la Distribución Arquitectónica, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017?
- ¿Qué diferencias comparativas existen en el Análisis Sísmico, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017?
- ¿Qué diferencias comparativas existen en el Diseño Sísmico, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017?

1.2 Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Analizar qué diferencias comparativas existen en el eficaz comportamiento estructural, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.

1.2.2. Objetivo Especifico

- Analizar las diferencias comparativas existen en la Distribución Arquitectónica, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.
- Analizar las diferencias comparativas que existen en el Análisis Sísmico, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.
- Analizar diferencias comparativas que existen en el Diseño Sísmico, de los sistemas, Aporticado y Albañilería Confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación Social

El presente trabajo de investigación permite conocer el proceso adecuado de diseño para viviendas multifamiliares, mediante la utilización de los sistemas estructurales aporticado y de albañilería confinada para una

vivienda multifamiliar. El que finalmente terminara ayudando a todos los profesionales de la ingeniería civil y otras carreras afines, logrando así enriquecer parte de la formación obtenida en las aulas universitarias.

1.3.2. Justificación Personal

Con el presente trabajo de investigación se pretende consolidar lo aprendido en clases, para así poder entender de manera más práctica toda la parte teórica abordada en los diferentes cursos relacionados al campo de la ingeniería estructural. Como profesional me permite conocer las desventajas y ventajas de los diferentes sistemas estructurales que puedan adaptarse ante la eventualidad de un determinado sismo en nuestro país.

1.3.3. Justificación Práctica

El presente trabajo de investigación pretende mejorar el sector construcción, mediante la propuesta de la utilización de los sistemas estructurales apertado y el de albañilería confinada, el que generara información muy valiosa, ante el desconocimiento de un adecuado diseño sísmico. Ayudará a resolver los problemas de tener amplios espacios en el primer nivel, destinados para el uso de: locales de recepción, sala de juegos y otros que requieran de espacios ininterrumpidos. Con ello se mejorará el concepto de construir por construir, ya que se pretende dar una solución al primer nivel, sin perjudicar los niveles más arriba de la edificación ante un eventual sismo.

1.4 Hipótesis de la Investigación

1.4.1. Hipótesis General

- El sistema aporticado tiene mejor comportamiento estructural, que el sistema de albañilería confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.

1.4.2. Hipótesis Secundarias

- El sistema aporticado tiene mejor Distribución Arquitectónica, que el sistema de albañilería confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.
- El sistema aporticado tiene mejor Análisis Sísmico, que el sistema de albañilería confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.
- El sistema aporticado tiene mejor Diseño Sísmico, que el sistema de albañilería confinada, frente a un evento sísmico en la construcción de una vivienda multifamiliar en el barrio San Carlos, Distrito Huancayo 2017.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Investigaciones a Nivel Nacional

Hernández (2012). Desarrolló la tesis titulada “*Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada*”, la presente investigación le permitió obtener el grado de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Cuyo objetivo de la investigación fue: el análisis y diseño estructural de un edificio de 5 pisos con tanque elevado destinado al uso de viviendas, ubicado en Lima. Llegando a las siguientes conclusiones: 1) La distribución de muros de albañilería en la estructura tuvo que ajustarse a la geometría en planta para no generar efectos de torsión ante la posibilidad de un sismo. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a costo y comportamiento sísmico, 2) En el análisis sísmico se empleó el coeficiente de reducción sísmico $R = 6$ como base del análisis. Es importante recalcar que dicho factor se comprobó posteriormente comparando la resistencia

sísmica absorbida por las placas estructurales versus el cortante total en la base, cuyo valor requerido por la norma asciende al 80%, 3) La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos.

Macetas (2014). Desarrollo la tesis titulada “*Comparación Técnico Económica Entre el Sistema Estructural Dual de Concreto Armado y Albañilería Confinada en un Edificio Multifamiliar de 5 Pisos*”, la presente investigación le permitió obtener el grado de Ingeniero Civil en la Universidad Continental de Ciencias e Ingeniería. El objetivo de la investigación fue: Analizar cuál de los sistemas estructurales planteados tiene mejor comportamiento estructural en el diseño de un edificio multifamiliar de 5 niveles en Lima. Llegando a las siguientes conclusiones: 1) En el Comportamiento Estructural: a) La estructura de albañilería confinada tiene desplazamientos laterales moderados y no genera irregularidad torsional, para llegar a ello se requiere una adecuada configuración estructural, b) En la estructura de albañilería confinada los muros largos se llevaron la mayor cantidad de esfuerzos, lo que generó problemas de torsión en los análisis previos al definitivo y cimentaciones sujetas a momentos flectores muy elevados, lo cual origina dar mayores dimensiones. 2) Funcionalidad Arquitectónica: a) La estructura de albañilería confinada tiene demasiadas limitaciones en el momento de realizar remodelaciones que impliquen quitar y colocar muros. En la estructura de albañilería confinada la configuración obliga en la mayoría de los

casos a poner muros portantes donde están los muros divisorios. b) Con el fin de que las vigas soleras desarrollen su longitud de anclaje, las columnas de confinamiento del edificio de albañilería deben sobresalir generando las llamadas mochetas que arquitectónicamente no es bien visto ni deseable. 3) Comparación Económica: a) La propuesta de albañilería confinada es más económica que la de concreto armado aun cuando en el caso del edificio analizado la configuración exige una mayor parte de los muros de aparejo de cabeza; si los muros tuvieran disposición simétrica y longitudes más o menos parecidas las edificaciones de albañilería pueden ser todavía más económicas.

Shaquihuanga (2014). Desarrollo la tesis titulada “*Evaluación del Estado Actual de dos Muros de Albañilería Confinada en las Viviendas del Sector Fila Alta - Jaén*”, la presente investigación le permitió obtener el grado de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Cajamarca. Cuyo objetivo de la investigación fue: evaluar el estado actual de los muros de albañilería confinada en las viviendas del sector de Fila Alta a través de las deficiencias técnicas y patologías presentes en dichas unidades de estudio. Llegando a las siguientes conclusiones: 1) Las deficiencias técnicas obtenidas en el estudio es que el 100% de muros estudiados están conformados por unidades de albañilería del tipo king - kong artesanal. El 88% de muros de albañilería confinada del sector Fila Alta tienen espesores de juntas (vertical y horizontal) mayores a 1,5 cm. El 81% de muros se encuentran aplomados, mientras que el 19% se encuentran desplomados, 2) Las patologías presentes en los muros de albañilería del sector de Fila Alta fueron por grietas de nivel moderado en un 1,39%, grietas del nivel fuerte en un 11,11 %, mientras que un 2,78% presentan grietas del tipo severo. El 23,61% de muros de albañilería del sector Fila Alta tienen presencia

de eflorescencia del tipo moderado y a su vez el 13,89% presentan eflorescencia de nivel severo. El 37,5% de muros de albañilería presentan problemas de humedad.

2.1.2. Investigaciones a Nivel Internacional

Viera & Campaña (2015). Desarrollo la tesis titulada “*Análisis Comparativo de los Sistemas Estructurales: Aporticado y Muros Portantes, Edificio de 10 Pisos en Quito*”, la presente investigación le permitió obtener el grado de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Ecuador. Cuyo objetivo de la investigación fue: Comparar parámetros estructurales globales en dos alternativas constructivas, una aporticada y la otra estructura de la misma área con muros portantes, aplicadas para un edificio de diez pisos en la ciudad de Quito. Llegando a las siguientes conclusiones: 1) El edificio con muros portantes presenta los mayores valores de cortante basal estático y dinámico, esto se debe a que este edificio tiene el mayor peso de las estructuras que se están comparando, esto quiere decir que el sismo le afectara más al edificio más pesado, 2) El edificio aporticado presenta derivas máximas mayores que el edificio con muros lo que lo hace menos rígido y a la vez más susceptible de daños. Estas derivas máximas suceden en el piso siete mientras que las derivas máximas del edificio con muros suceden en el piso diez, 3) El edificio con muros portantes nos da una limitación en la distribución de espacios, ya que una vez construido los muros portantes que a la vez son paredes divisorias no las podemos mover, podríamos hacer perforaciones, pero este hace que la rigidez varíe en ese lugar.

Cango (2010). Desarrollo la tesis titulada “*Análisis Sismorresistente y Comparación de Costos en la Construcción de Edificaciones de Baja Altura con Mampostería de Relleno y Confinada*”, la presente investigación le permitió obtener el grado de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica Particular de Loja. Cuyo objetivo de la investigación fue: Realizar el análisis del aporte de la mampostería a la rigidez en edificios de cuatro y cinco pisos. Llegando a las siguientes conclusiones: 1) Al observar el comportamiento de las estructuras de mampostería con respecto a las de concreto se puede observar que la presencia de la mampostería en la estructura tiene fundamental participación en lo que se refiere a la distribución tanto de las fuerzas laterales como del peso de la estructura, es por esto que deben tener una cimentación continua a lo largo del muro de mampostería, 2) El daño que tendrán los muros de mampostería está gobernado por las derivas laterales a las que están sometidas las estructuras ante un sismo, 3) De esta forma nos podemos dar cuenta que esta tipología estructural tiene ventajas de tipo económico en construcción de viviendas, y es aplicable en edificios de hasta seis piso, la aplicación de este método de construcción para edificios de mayor altura enfrenta incertidumbres en lo que corresponde a la rigidez, resistencia y capacidad de deformación.

2.2. Bases Teóricas

Para poder entender cada paso a realizarse en el proceso del diseño de un edificio por los dos sistemas estructurales propuestos en el presente trabajo de investigación, es necesario conocer sus respectivas definiciones.

2.2.1. Definición de los Sistemas Estructurales

a. Sistema Estructural Aporticado

“Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E. 060 - Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez” (Vásquez, 2016).

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

“Sistemas en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base” (Vásquez, 2016).

Para los sistemas estructurales planteados, se puede resaltar 5 aspectos fundamentales, tales como: 2.2.1. Proceso Constructivo, 2.2.2. Transmisión de Cargas, 2.2.3. Análisis Estructural, 2.2.4. Diseño y 2.2.5. Ventajas y Desventajas, los cuales serán detallados a continuación:

2.2.2. Proceso Constructivo

Los procesos constructivos, se encuentran relacionados con la disposición de materiales, detalles constructivos y tiempos de ejecución, todo esto con la finalidad de poder alcanzar lo proyectado.

a. Sistema Estructural Aporticado

En la **Figura 13**, se puede apreciar el proceso constructivo para el sistema estructural aporticado, el cual se resumen en tres etapas, la primera etapa consta de construir las zapatas, quienes serán el soporte de la segunda

etapa conformada por columnas y por último la tercera estará comprendida en el vaciado en conjunto de vigas (peraltadas y chatas) y losas por efectos de monolitismo.

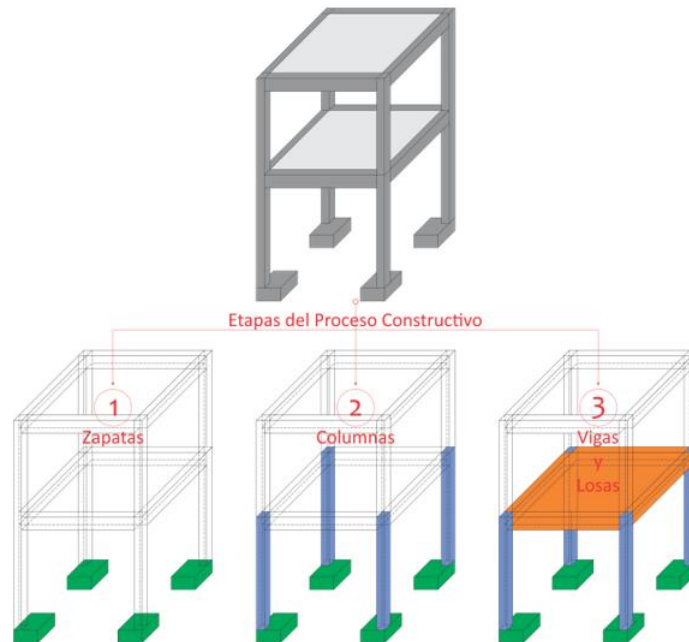


Figura 13. Proceso Constructivo del Sistema Estructural Aporricado.
Fuente: Elaboración Propia.

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

En la **Figura 14**, se puede apreciar el proceso constructivo para el sistema estructural de albañilería confinada, el cual se resume en tres etapas, la primera etapa consta de construir los cimientos corridos, quienes serán el soporte de la segunda etapa conformada por muros endentados y columnas de confinamiento, por último, la tercera estará comprendida en el vaciado en conjunto de vigas (soleras, dinteles y chatas) y losas por efectos de monolitismo.

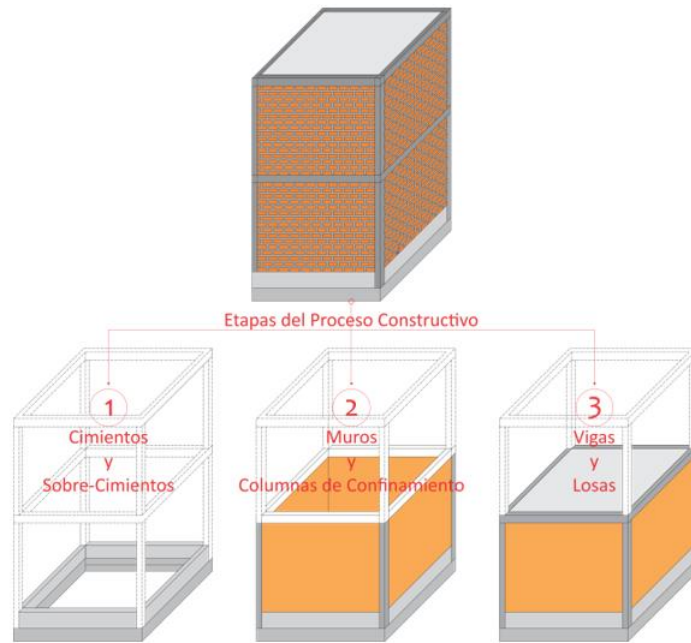


Figura 14. Proceso Constructivo del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: Elaboración Propia.

2.2.3. Transmisión de Cargas

a. Sistema Estructural Aporticado

Las fuerzas o cargas que soportan las estructuras se van repartiendo por los diferentes elementos de la estructura, pero las cargas siempre van a ir a parar al mismo sitio, a los cimientos o zapatas, tal como se muestra en la **Figura 15**.

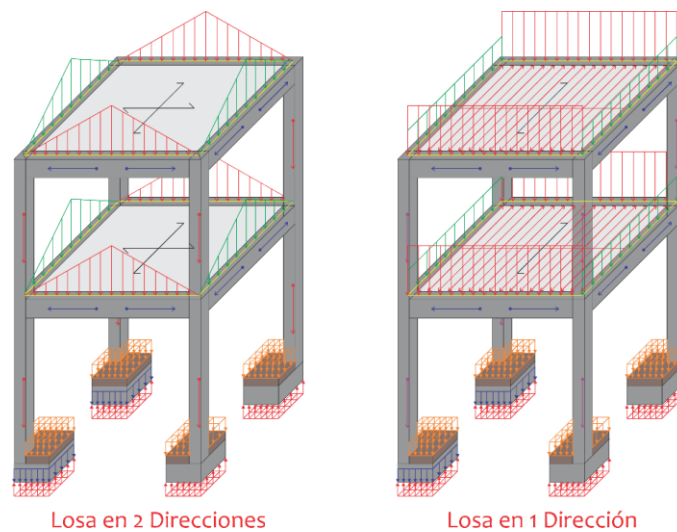


Figura 15. Camino de Cargas para el Sistema Estructural Aporticado.
Fuente: Elaboración Propia.

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

El proceso de transmisión de cargas, es igual a lo expuesto en el enunciado del **Ítem 2.2.2 (a)**, teniendo en consideración que son los muros quienes tienen la responsabilidad de resistir cargas de gravedad (ver **Figura 16**) y laterales, ya que las columnas solo cumplen función de confinamiento.

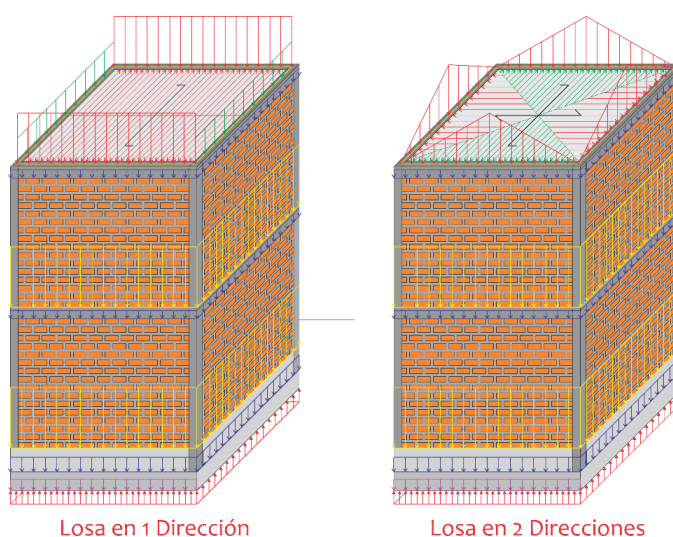


Figura 16. Camino de Cargas para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: Elaboración Propia.

2.2.4. Normas de Diseño

Las normas empleadas para el desarrollo del presente trabajo de investigación son las establecidas en el NTE 2006.

- Norma E. 020 – Cargas
- Norma E. 030 – Diseño Sismorresistente
- Norma E. 050 – Suelos y Cimentaciones
- Norma E. 060 – Concreto Armado
- Norma E. 070 - Albañilería

Para el sistema estructural aporricado, se empleará fundamentalmente la NTE E. 060, donde las vigas y losas se diseñan por flexión y corte, las columnas

en flexo-compresión y corte. Mientras que, para el sistema estructural de albañilería confinada, se emplearán todas las recomendaciones propuestos en la NTE E. 070, mencionando que las vigas serán diseñadas por tracción producido por las fuerzas laterales, las columnas por compresión y efecto de corte fricción, mientras que los muros se diseñarán para que no se fisuren ante un sismo moderado y fallen por corte ante un sismo severo y por último para las vigas dinteles se hará uso de la NTE E. 060.

2.2.5. Ventajas y Desventajas

a. Sistema Estructural Aporticado

Ventajas

- Se pueden obtener amplios espacios internos dentro de la edificación, lo que permite modificar los ambientes de utilización constantemente.
- Son estructuras muy livianas, por lo que la masa es muy reducida, convirtiéndolo en un sistema muy flexible, el que atrae a su vez muy poca carga sísmica.
- Son estructuras diseñadas para que puedan tener una gran ductilidad, el que junto a su hiper-estaticidad permite disipar gran cantidad de energía sísmica.

Desventajas

- Los elementos estructurales carecen de alta rigidez ante cargas laterales, puesto que las secciones de área de corte en las columnas son muy reducidas en ambas direcciones de análisis.
- Debido a su gran flexibilidad, se manejan grandes derivas a diferencias de otros sistemas estructurales, este comportamiento afecta a los

elementos no estructurales, tales como: tabiques, parapetos y alféizares.

- Presenta mayores derivas, por lo que produce fisuras en los muros de albañilería confinada, siendo este el material predominante en los elementos no estructurales.

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Ventajas

- Al encontrarse compuesto por ladrillos de arcilla, que fueron cocidos a altas temperaturas, lo vuelve incombustible ante la acción de fuego.
- A diferencia de otros sistemas estructurales, es el más empleado en la construcción de viviendas familiares y/o multifamiliares en nuestro país.
- Se caracteriza por tener una alta rigidez lateral, por lo que podemos construir edificaciones de hasta de 5 niveles, asegurando la integridad del habitante, ante un eventual sismo.
- Según estudios anteriores, cuando se aplica el adecuado diseño sismorresistente, es una alternativa muy económica a diferencia de otros sistemas estructurales.

Desventajas

- Los muros deben tener continuidad desde el nivel primer nivel, para que pueda tener un mayor desenvolvimiento sísmico, lo que se ve reflejado en la reducción de espacios libres.
- La gran amenaza sísmica que genera la autoconstrucción, por ser un sistema estructural muy empleado, el que viene acompañado de
- El desconocimiento de un correcto diseño y proceso constructivo, el que viene acompañado de ser un sistema estructural bien empleado, lleva

muchas veces a la autoconstrucción que puede volverse en una amenaza para las familias que la habitan.

2.3. Definición de Términos Básicos

A continuación, se definirá de manera técnica cada término utilizado en el presente proyecto de tesis. Todos los términos utilizados tienen como fuente la NTP E.050, E. 060 y E. 070 por ser fuentes informativas de primera mano para todos los estudiantes, profesionales y público en general relacionados al ámbito de la construcción.

2.3.1. Mecánica de Suelos (NTP E. 050, 2006)

Asentamiento Diferencial.- Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.

Asentamiento Diferencial Tolerable.- Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.

Carga Admisible.- Sinónimo de presión admisible.

Carga de Servicio.- Carga viva más carga muerta, sin factores de amplificación.

Cimentación.- Parte de la edificación que transmite al subsuelo las cargas de la estructura.

Cimentación Profunda.- Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes o pilares.

Cimentación Superficial.- Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho (D_f/B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).- Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las solicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

Presión Admisible.- Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamiento excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el Artículo 17.

Profundidad de Cimentación.- Profundidad al que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

2.3.2. Sistema de Pórticos de Concreto Armado (NTP E. 060, 2016)

Agregado.- Material granular, de origen natural o artificial, como arena, grava, piedra, triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado como un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulico.

Agregado Denominado Hormigón.- Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción.

Agregado Fino.- Agregado proveniente de la desintegración natural o artificial, que pasa el tamiz 9.50 mm (3/8").

Agregado Grueso.- Agregado retenido en el tamiz 4.75 mm (N° 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas.

Carga de Servicio.- La carga (sin amplificar) especificada en la Norma NTE E. 020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte.

Carga Amplificada o Factorizada.- La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño pro resistencia de esta Norma.

Cemento.- Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos.

Cemento Portland.- Producto obtenido por la pulverización del Clinker portland con la adición eventual del sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker.

Columna.- Elemento con una mayor dimensión en altura y menor dimensión lateral, usando principalmente para resistir carga axial de compresión.

Concreto.- Mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto Estructural.- Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

Concreto Ciclópeo.- Es el concreto simple en cuya masa se incorporan piedras grandes.

Estribo.- Refuerzo colocado perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal, empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural. Los estribos también cumplen función de control de pandeo de las barras longitudinales y de confinamiento al concreto.

Longitud Embebida.- Longitud del refuerzo embebido en el concreto que se extiende más allá de una sección crítica.

Longitud de Desarrollo.- Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de pre-esforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

Losa.- Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.

Pórtico Resistente a Momentos.- Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las cargas a través de flexión, cortante y fuerza axial.

Refuerzo Corrugado.- Barras de refuerzo corrugado, mallas de barras, alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre, que cumpla con 3.5.3.

Resistencia a la Fluencia.- Resistencia a la fluencia mínima especificada o punto de fluencia del refuerzo. La resistencia a la fluencia o el punto de fluencia deben determinarse en tracción, de acuerdo con las Normas Técnicas Peruanas (NTP) aplicables, con las modificaciones de 3.5 de esta Norma.

Resistencia de Diseño.- Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.

Resistencia Especificada a la Compresión del Concreto.- Resistencia a la compresión del concreto empleada en el diseño y evaluada de acuerdo con las consideraciones del Capítulo 5, expresada en MPa (Kg/cm²). Cuando dicha cantidad este bajo un signo radical, se quiere indicar solo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado está en MPa (Kg/cm²).

Resistencia Nominal.- Resistencia que un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta Norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia.

Resistencia Requerida.- Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en esta Norma.

Viga.- Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante.

2.3.3. Sistema de Albañilería Confinada (NTE E. 070, 2016)

Albañilería o Mampostería.- Material estructural compuesto por “unidades de albañilería” asentadas con mortero o por “unidades de albañilería” apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido.

Albañilería Confinada.- Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería.

Altura Efectiva.- Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerara como el doble de su altura real.

Arriostre.- Elemento de refuerzo (horizontal o vertical) o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano.

Borde Libre.- Extremo horizontal o vertical no arriestrado de un muro.

Columna.- Elemento de concreto armado diseñado y construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la cimentación. La columna puede funcionar simultáneamente como arriostre o como confinamiento.

Confinamiento.- Conjunto de elementos de concreto armado, horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante.

Construcciones de Albañilería.- Edificaciones cuya estructura está constituida predominante por muros portantes de albañilería.

Espesor Efectivo.- Es igual al espesor del muro sin tarrajeo y otros revestimiento descontando la profundidad de bruñas u otras indentaciones. Para el caso de los muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto

líquido, el espesor efectivo es igual al área neta de la sección transversal medida entre la longitud del muro.

Muro Arriostrado.- Muro provisto de elementos de arriostre.

Muro No Portante.- Muro diseñado y construido en forma tal que solo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.

Muro Portante.- Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.

Placa.- Muro portante de concreto armado, diseñado de acuerdo a las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación E. 060 Concreto Armado.

Tabique.- Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral.

Unidad de Albañilería.- Ladrillos y bloques de arcilla cocida, de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar o tubular.

Unidad de Albañilería Alveolar.- Unidad de albañilería sólida o hueca con alveolos o celdas de tamaño suficiente como para alojar el refuerzo vertical. Estas unidades son empleadas en la construcción de muros armados.

Unidad de Albañilería Sólida (o Maciza).- Unidad de albañilería cuya sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie e de asiento tiene un área igual o mayor que en 70% del área bruta en el mismo plano.

Viga Solera.- Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento.

Capítulo III

Metodología de la Investigación

3.1. Metodología de la Investigación

3.1.1. Método de la Investigación

Se aplicó el método cuantitativo, debido que se realizaron cálculos con el programa y verificaciones manuales, para los momentos flectores y fuerzas cortantes pertenecientes a cada elemento estructural. Se realizaron verificaciones matemáticas, basadas en los resultados obtenidos con cada sistema estructural propuesto.

3.1.2. Tipo de Investigación

Según su finalidad la investigación es del tipo aplicada, debido a que se aplicaran todos los conocimientos teórico-prácticos adquiridos, para dar solución al desconocimiento de los sistemas estructurales aporticado y de albañilería confinada. Este tipo de investigación pretende generar una

alternativa de solución a todos los diseños de viviendas multifamiliares, siendo como único beneficiario la sociedad.

3.1.3. Nivel de Investigación

El nivel de investigación es descriptivo, ya que no alteraremos la realidad, solo se describirán y evaluarán las variables, tal y como se encuentran planteadas en nuestra investigación.

3.2. Alcance

Se realizará el análisis y diseño estructural para una edificación de 4 niveles, por el sistema aporticado y el sistema de albañilería confinada. Para el sistema estructural aporticado se establecerá en el primer nivel un uso para local de recepciones con una altura de piso terminado a piso terminado de 2.70 m, mientras que el sistema de albañilería confinada será destinado netamente para uso de vivienda multifamiliar. El terreno donde se encontrará asentado los cimientos de la edificación multifamiliar se encuentra ubicada en la Calle Gardenias 113, ubicado en el distrito de San Carlos.

Se pretende determinar la capacidad portante del terreno con el estudio de mecánica de suelos realizado en el terreno a edificar. Los materiales que predominan son el acero, concreto y el ladrillo industrial. Finalmente debemos de garantizar el buen comportamiento sismorresistente, según los parámetros establecidos por la NTP E. 030.

3.3. Población y Muestra

No se aplica por ser una investigación de caso específico, de características no estadísticas, por lo tanto, se tendrá como población y muestra:

El edificio de 4 niveles con un área a construir de 200 m², de un área total de 580.64 m², el cual se encuentra ubicado en el barrio de San Carlos – Huancayo.

Capítulo IV

Arquitectura

4.1. Descripción del Proyecto Arquitectónico

El presente proyecto es un edificio de 4 niveles destinado a la utilización de una vivienda multifamiliar, el cual se encuentra ubicado en Calle Gardenias 113 en el distrito de San Carlos. El área a construir es de 200 m² (20x10 m) de un área total de 580 m², los pisos son típicos y están dedicados a 2 departamentos por nivel, contemplando un total de 8 departamentos en cada piso. Se considerarán ductos de ventilación en los baños internos que no permitan el escape de gases productos de los desechos biológicos de la actividad humana.

Se pretende diseñar la edificación mediante dos sistemas estructurales, por ello las alturas de los entrepisos no serán constantes en el diseño, esto debido al diferente uso que se le dará y las ventajas arquitectónicas que tiene un sistema frente al otro. Para el caso del diseño con el sistema estructural aporticado, tendrá una altura típica de 2.70 m partiendo del nivel de piso terminado. Por último, el diseño mediante el sistema

estructural de albañilería confinada, tendrá la misma altura de 2.70 m partiendo del nivel de piso terminado al igual que el otro sistema estructural propuesto, con la finalidad de tener condiciones iguales y poder realizar un comparativo.

4.1.1. Ubicación y Localización del Proyecto

La **Figura 17**, muestra el plano de ubicación y localización del proyecto, así como el área a construir del proyecto dentro del terreno disponible.

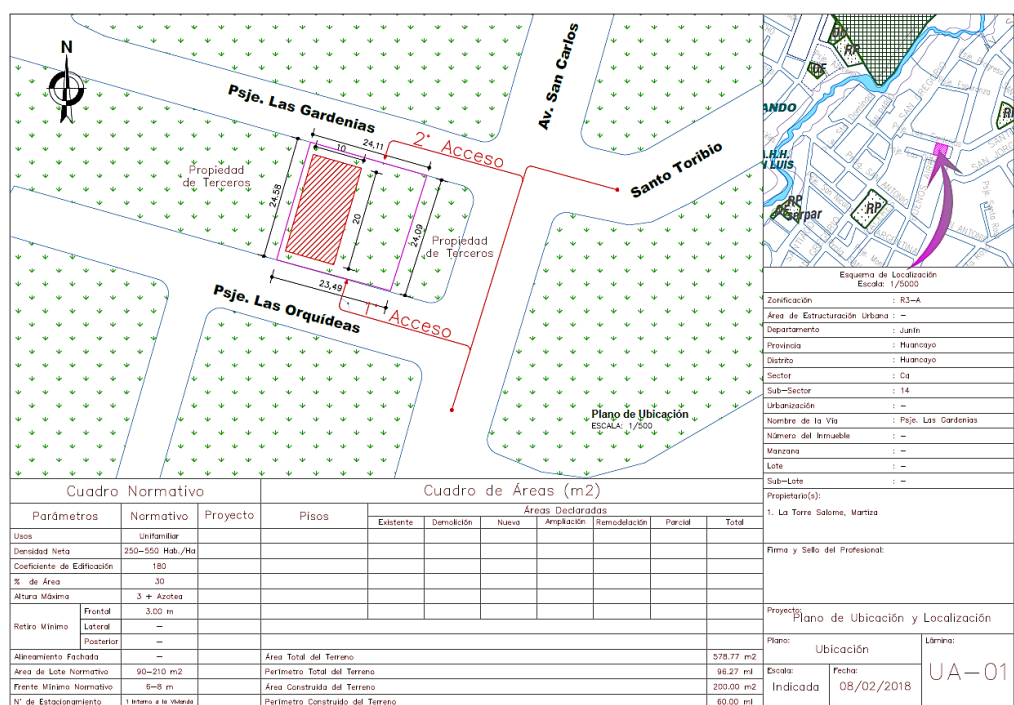


Figura 17. Plano de Ubicación y Localización del Proyecto.
Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Planos Arquitectónicos

En la **Figura 18**, **Figura 19**, **Figura 20**, **Figura 21**, **Figura 22**, **Figura 23** y **Figura 24**, se muestran los planos arquitectónicos de distribución en planta, elevación y cortes de la edificación.

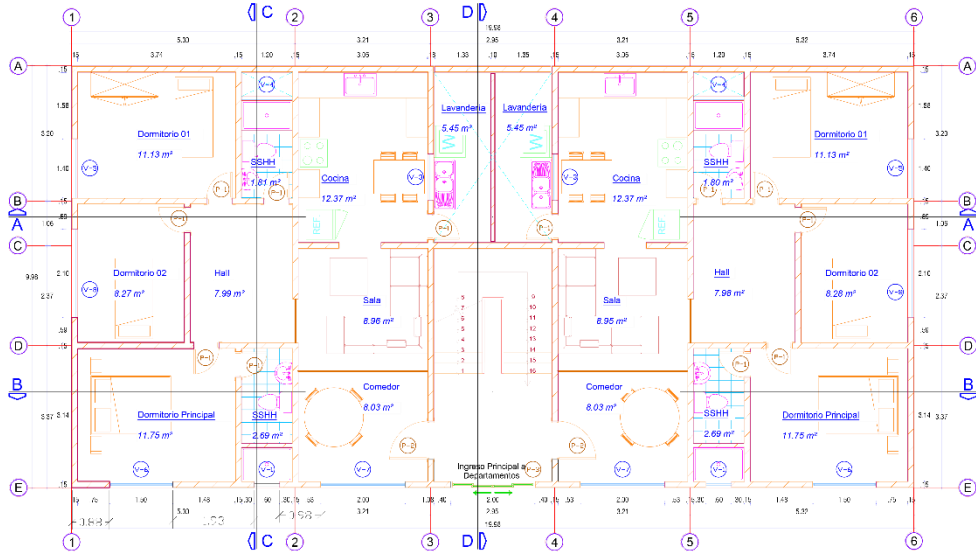


Figura 18. Plano Arquitectónico de la Distribución de Planta del 1º Nivel.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

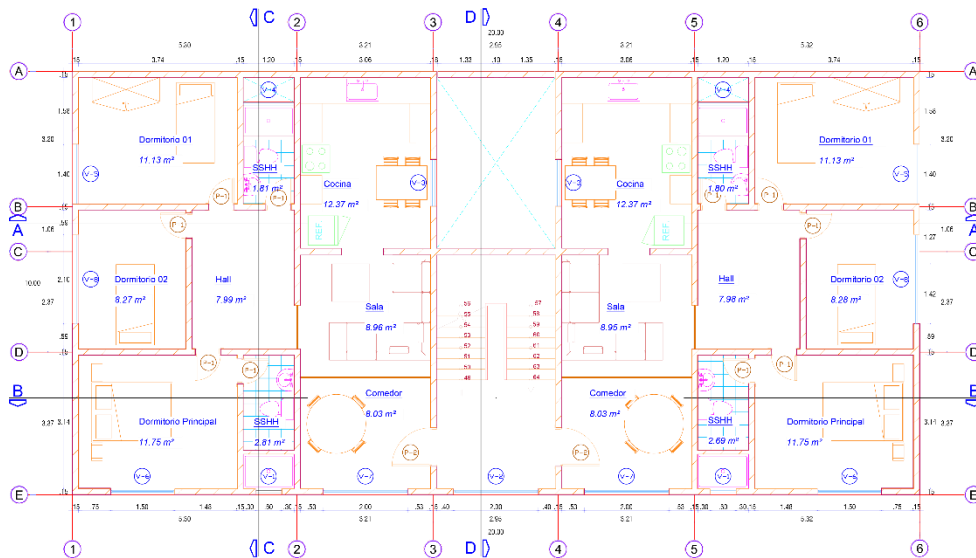


Figura 19. Plano Arquitectónico de la Distribución de Planta del 2º - 4º Nivel.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

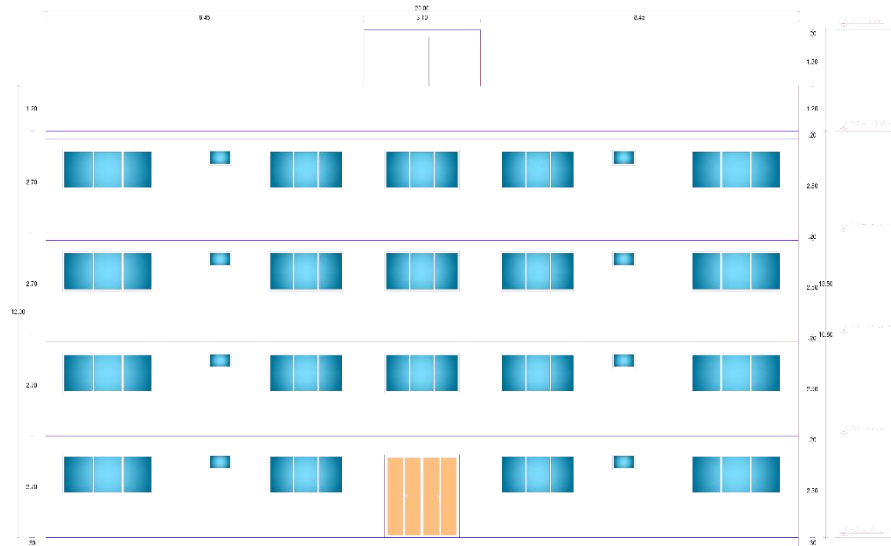


Figura 20. Plano Arquitectónico de Elevación Frontal.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

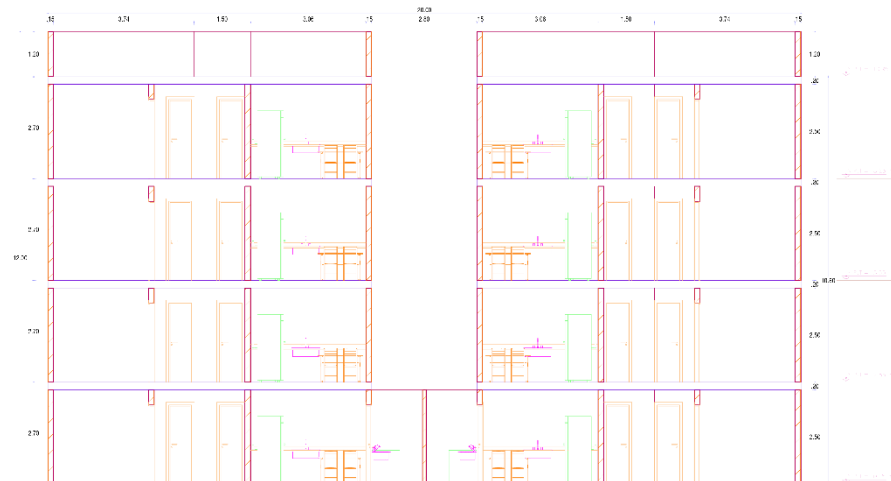


Figura 21. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación A-A'.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

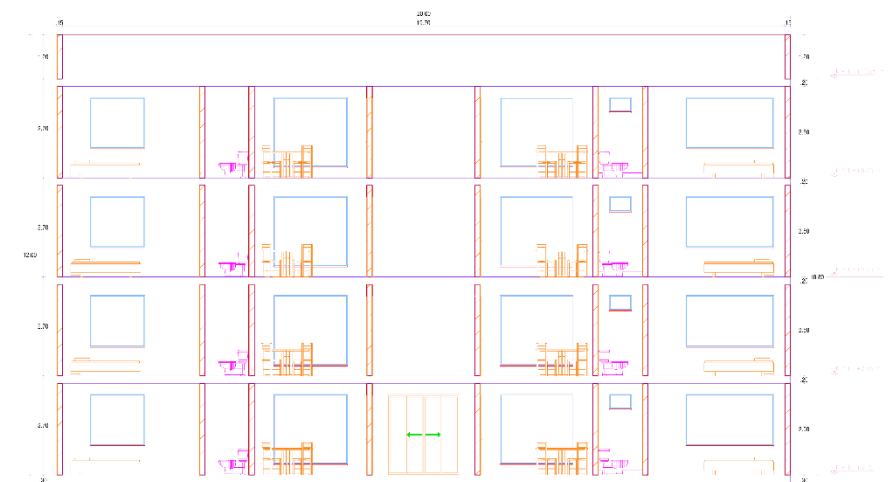


Figura 22. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación B-B'.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

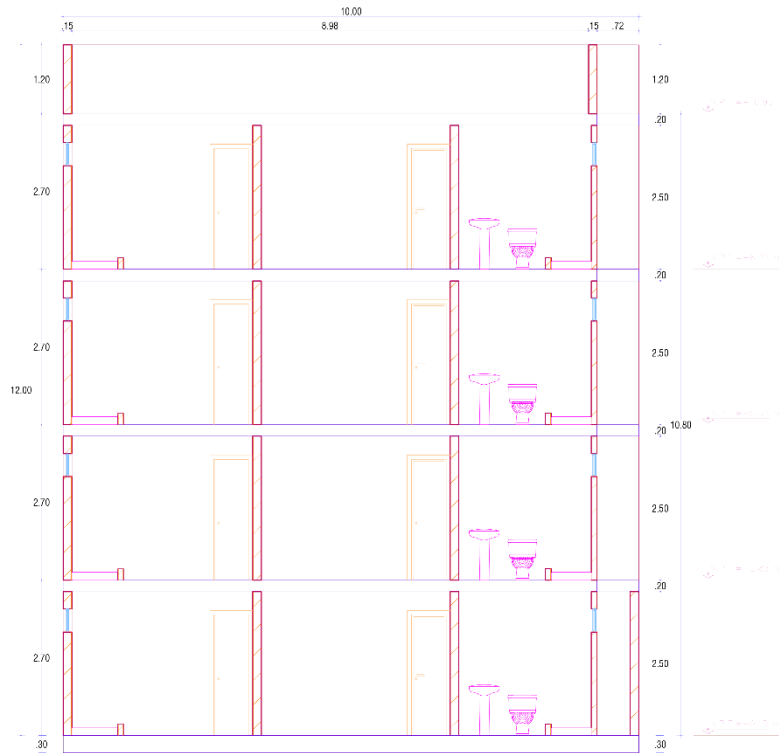


Figura 23. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación C-C'.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

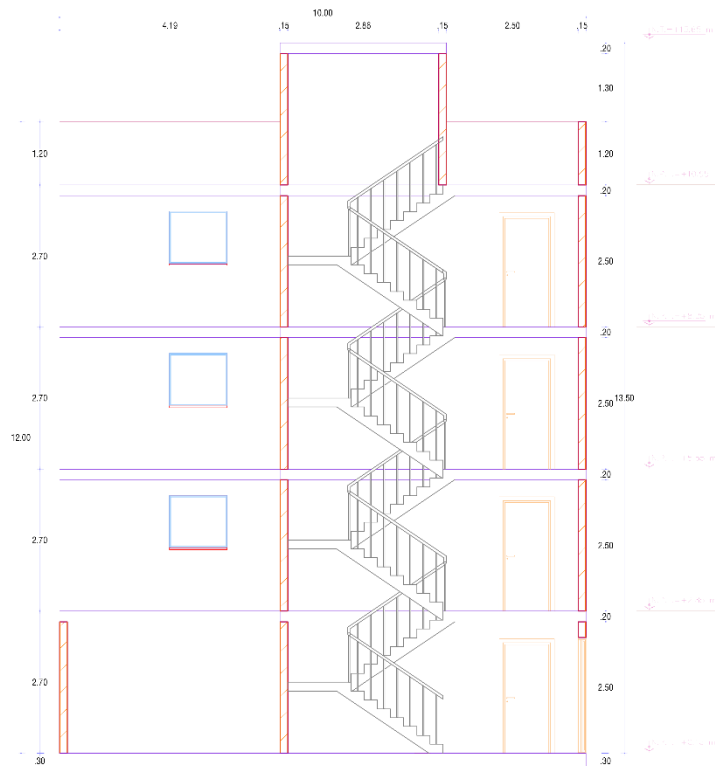


Figura 24. Plano Arquitectónico de Corte en Elevación D-D'.
Fuente: Propietaria del Inmueble, Sra. Maritza La Torre Salome.

Capítulo V

Estructuración y Pre-Dimensionamiento

“La estructuración adoptada deberá de satisfacer los requerimientos arquitectónicos estructurales definidos, de tal manera, que el proyecto otorgue un nivel de seguridad razonable respetando los parámetros urbanísticos” (Lermo, 2015). Por otra parte, el pre-dimensionamiento, es el conjunto de técnicas que nos permiten calcular las dimensiones tentativas de los elementos estructurales, que serán verificadas posteriormente en la etapa del diseño sismorresistente. Por esta razón, el presente capítulo tiene los puntos de la estructuración y el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales propuestos en el presente proyecto, tal y como se muestra en la **Figura 25**.



Figura 25. Estructuración y Pre-Dimensionamiento.
Fuente: Elaboración Propia.

5.1. Estructuración de la Edificación

5.2.1. Criterios de Estructuración

Para poder realizar un buen análisis estructural y posteriormente llegar de manera adecuada a la etapa del diseño, es necesario tener en cuenta los principales criterios de estructuración recomendados en la norma E030, los cuales se describen a continuación:

a. Simplicidad y Simetría

Se recomienda tener simplicidad y simetría en las dos direcciones,

buscando equilibrar el centro de masa con el centro de rigidez, logrando así evitar que existan rotaciones perjudiciales en toda la estructura, un ejemplo claro se presenta en la **Figura 26**, donde se observa la simplicidad y simetría existente en la distribución de los muros de corte.

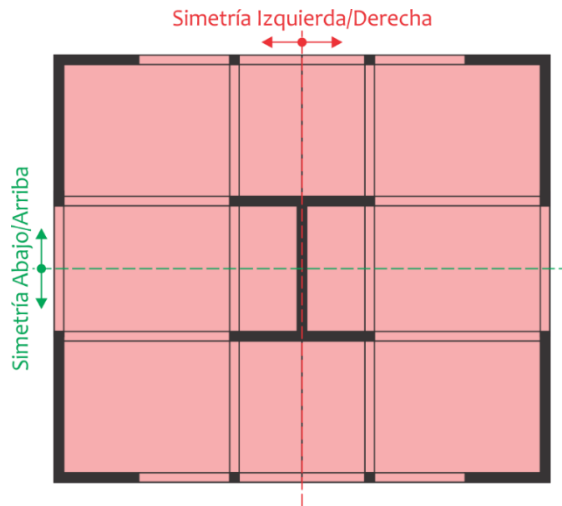


Figura 26. Estructuración Simétrica.
Fuente: Elaboración Propia.

b. Resistencia y Ductilidad

Ante un evento sísmico, el diseño final de la estructura debe ser capaz de resistir las fuerzas actuantes. Esto se logra de dos formas: 1) dotando a la estructura con una adecuada cantidad de elementos sismorresistentes y 2) brindándole a la estructura de una ductilidad que le permita incursionar en el rango inelástico.

c. Uniformidad y Continuidad

Este criterio se da con la finalidad de evitar los cambios bruscos de la rigidez tanto en planta como en elevación, para impedir la concentración de esfuerzos en ciertos puntos. A continuación, en la **Figura 27** se observa la uniformidad de los elementos resistentes constantes (color gris) y no constantes (color rojo) para los elementos verticales en un edificación.

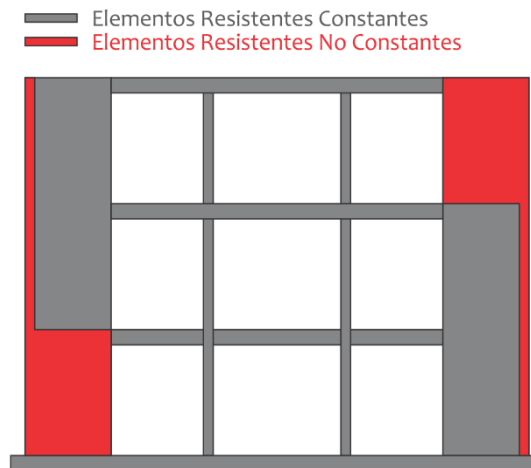


Figura 27. Discontinuidad en Elevación de Elementos Resistentes.
Fuente: Elaboración Propia.

d. Rigidez Lateral

Para que una estructura se encuentre preparada ante cargas laterales sin tener excesivas deformaciones, se debe de proponer elementos estructurales con gran rigidez (Blanco, 2011).

e. Diafragma Rígido

“En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel” (Blanco, 2011). Los criterios que deben darse para que una losa pueda comportarse como un diafragma rígido, son: 1) tener un vaciado en conjunto con las vigas por efectos monolitismo; 2) controlando la relación largo/ancho a un valor máximo de 4 y 3) controlando el porcentaje de aberturas, no es recomendable tener vacíos o ductos en gran cantidad, ya que estos disminuyen la rigidez y el comportamiento en conjunto de los

elementos estructurales de la edificación, tal como se muestra en las **Figura 28**.

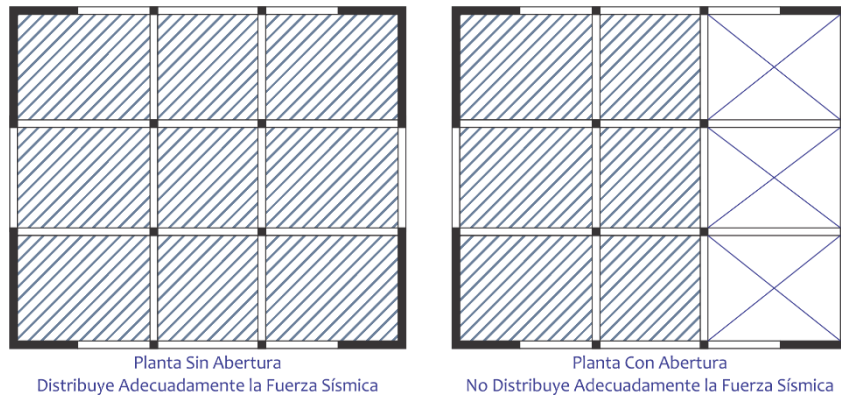


Figura 28. Diafragma Rígido Con/Sin Abertura.
Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2. Estructuración de los Sistema Estructurales Propuestos

a. Sistema Estructural Aperticado

Para llevar a cabo la realización de todo proyecto estructural, es necesario organizar, disponer y planificar de todos los elementos estructurales que intervienen para su concepción (ver **Figura 29**).

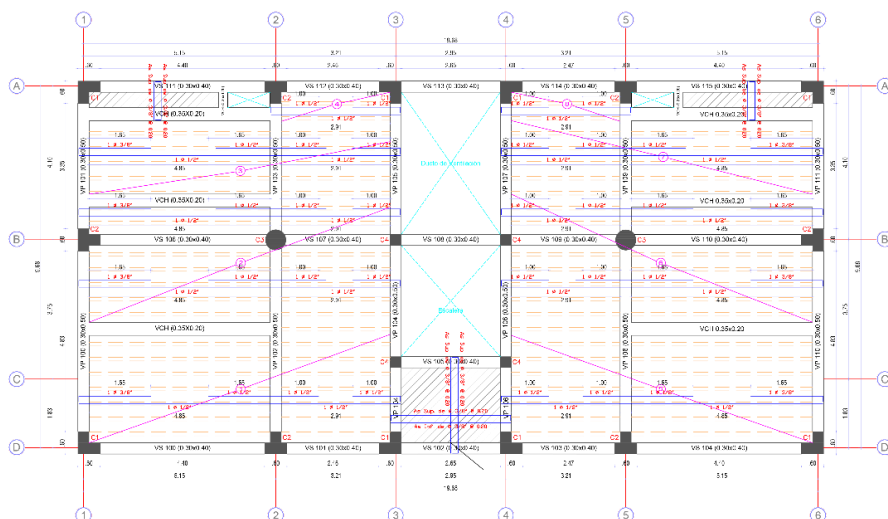


Figura 29. Estructuración del Sistema Estructural Aperticado.
Fuente: Elaboración Propia.

– **Losa Aligerada**

Se emplearán losas aligeradas armadas en una dirección de un espesor de 0.20 m, estas se encontrarán descansando en las vigas peraltadas de los pórticos principales de la edificación.

– **Losa Maciza**

Se utilizarán losas macizas en dos direcciones ($t = 0.15$ m), con la finalidad de cubrir los espacios reducidos de los ambientes reducidos y los corredores de las escaleras.

– **Escalera**

Según la NTE A. 020, el ancho mínimo empleado para viviendas multifamiliares es de 1.20 m. Los descansos y los corredores de cada nivel se encontrarán apoyados en las vigas de dimensiones 0.30 m x 0.40 m. La altura de piso a piso, para el primer nivel es de 3.50 m, donde el primer y segundo tramo de la escalera tendrán 10 pasos y 10 contrapasos, mientras que los niveles restantes tendrán una altura de piso a piso de 2.70 m, donde el primer y segundo tramo de la escalera tendrán 8 pasos y 8 contrapasos.

– **Alfeizares**

Según la NTE E. 070, se recomienda que todos los muros no portantes (alfeizares y muros divisorios) serán aislados de los elementos sismorresistentes (columnas y/o placas).

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

En la **Figura 30**, se muestra la estructuración final del sistema de albañilería confinada.

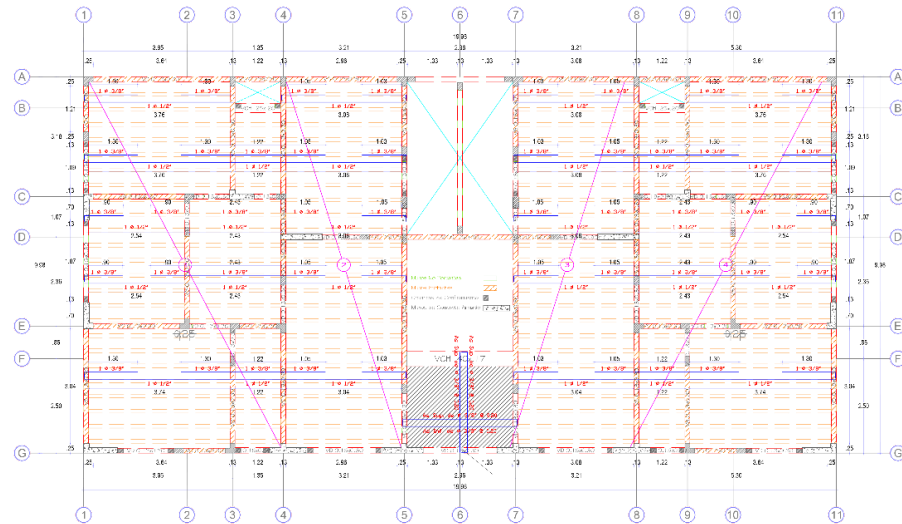


Figura 30. Estructuración del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: Elaboración Propia.

✓ Losa Aligerada

Se emplearán losas aligeradas armadas en una dirección de un espesor de 0.17 m, estas se encontrarán descansando en las vigas soleras de los muros portantes y vigas dinteles de los vanos.

✓ Losa Maciza

Se empleará el mismo criterio, que lo descrito para el sistema estructural aperticado.

✓ Escalera

Los descansos en los tramos de las escaleras y sus respectivos corredores en cada nivel se encontrarán apoyados en las vigas de dimensiones 0.13 m x 0.30 m, esto con la finalidad de aportar la rigidez necesaria a la edificación y adaptarnos a la configuración planteada

inicialmente. Las escaleras tendrán en todos sus niveles una altura de piso a piso de 2.70 m, el que contara con dos tramos, tanto el primer y segundo tramo de la escalera tendrán 8 pasos y 8 contrapasos.

✓ **Muros Portantes**

Según la NTP E. 070, para la estructuración de los muros portantes de albañilería confinada, se tomará en cuenta:

- ✓ Longitud mínima de un muro portante de 1.20 m (el cual incluye las columnas de confinamiento).
- ✓ Los muros portantes deben tener continuidad desde el primer nivel hasta su finalización de la edificación.
- ✓ Los muros portantes deberán estar enmarcados en sus cuatros bordes.
- ✓ Longitud máxima eje a eje entre elemento de confinamiento 5.00m

✓ **Alfeizares**

Se empleará el mismo criterio, que lo descrito para el sistema estructural aporticado.

✓ **Viga Dintel**

Se propone utilizar viga dintel, en el sector de los vanos, con dimensiones de 0.13 m (ancho) y 0.30 m (peralte), con la finalidad de unir e incrementar la rigidez de los muros ante cargas laterales.

✓ **Viga Solera**

Por el proceso constructivo del encofrado en obra, las vigas soleras tendrá el mismo ancho efectivo del muro de albañilería confinada ($t = 0.13$ m), mientras que el peralte tendrá el mismo peralte de la viga

dintel ($h = 0.30$ m), este criterio también se hace con la intención de aumentar la rigidez de la edificación.

5.2. Pre-Dimensionamiento

En esta etapa del pre-dimensionamiento de todos los elementos estructurales, tales como: cimientos corridos, muros portantes, columnas, vigas (peraltadas, chatas y dintel), y losas (aligeradas y macizas), se determinarán dimensiones tentativas que posteriormente serán verificadas en la etapa del diseño.

5.2.1. Sistema Estructural Aporticado

a. Vigas Estructurales

a.1. Vigas Sísmicas

Para poder pre-dimensionar las vigas sismorresistentes se tiene que garantizar tanto la rigidez como la resistencia a cargas de gravedad y laterales por sismo (Sánchez, 2011).

a.1.1. Vigas de Tramos Continuos

En la **Figura 31**, se puede percibir las variables pertenecientes a la base y el peralte de las vigas pertenecientes a los pórticos en dirección “x” y en dirección “y”.

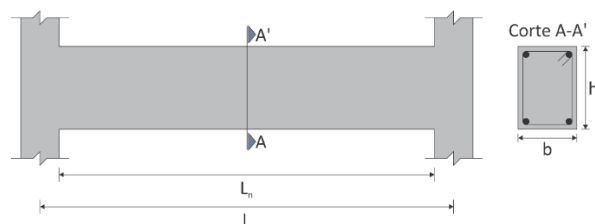


Figura 31. Sección Desconocida de Viga Peraltada.
Fuente: Elaboración Propia.

Peralte

$$h = \frac{L}{12} - \frac{L}{10}$$

Base

$$b = \frac{1}{3}h - \frac{3}{4}h$$

Calculando el Peralte (h) y la Base (b)

Para el cálculo del peralte y el ancho, se emplean las fórmulas mencionadas anteriormente, y se hace un resumen de todas las vigas utilizadas, tal y como se muestra en la **Tabla 4**.

Tabla 4
Luces y Pre-Dimensionamiento de Vigas en Dirección “x” y “y”

Numeración en Vigas	L (m)	$h = \frac{L_n}{12}$ (m)	$h = \frac{L_n}{10}$ (m)	h (m)	$b = \frac{1}{3}h$ (m)	$b = \frac{3}{4}h$ (m)	b (m)
VS 100	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 101	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 102	3.15	0.26	0.32	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 103	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 104	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 105	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 106	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 107	3.15	0.26	0.32	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 108	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 109	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 110	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 111	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 112	3.15	0.26	0.32	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 113	3.11	0.26	0.31	0.40	0.13	0.30	0.30
VS 114	5.05	0.42	0.51	0.40	0.13	0.30	0.30
VP 100	5.48	0.46	0.55	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 101	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 102	5.48	0.46	0.55	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 103	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 104	1.71	0.14	0.17	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 105	3.77	0.31	0.38	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 106	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 107	1.71	0.14	0.17	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 108	3.77	0.31	0.38	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 109	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 110	5.48	0.46	0.55	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 111	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 112	5.48	0.46	0.55	0.50	0.17	0.38	0.30
VP 113	4.00	0.33	0.40	0.50	0.17	0.38	0.30

Observación: La norma peruana de concreto armado especifica que para vigas sísmicas el ancho mínimo en vigas es de 25 cm.

a.2. Vigas No Sísmicas

a.2.1. Viga Chata

No existe formula alguna, que nos permita poder obtener las dimensiones iniciales de la viga chata, esta es la razón, por la cual, algunos autores solo proponen anchos producto de la experiencia. El criterio que se aplicará, se encargará de determinar el ancho con el cual se logré absorber la fuerza cortante ultima producida por la carga que soporta. Sin embargo, se recomienda tener el mismo espesor al de la losa aligerada y/o maciza, con la finalidad de no generar complicaciones en el proceso constructivo.

✓ **Metrado de Cargas y Comparación de la V_u y ϕV_c**

Carga Muerta (CM)

P. Viga Chata	: $2\,400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} (b)(0.25 \text{ m})$: $600 b \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} (b)$: $100 b \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
P. Tabiquería Fija	: $1\,350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} (0.15 \text{ m})(2.40 \text{ m})$: $486.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

$$P_{CM} = 700 b \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 486.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga Viva (CV)

s/c	: $200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} (b)$: $200 b \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$
-----	--	--------------------------------------

$$P_{CV} = 200 b \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga Última (CU)

$$P_{CU} = 1.40 (P_{CM}) + 1.70 (P_{CV})$$

$$P_{CU} = 1320(b) \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 680.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

✓ **Diagrama de Fuerza Cortante**

En la **Figura 32**, se muestra la idealización de la viga chata al eje de sus apoyos, así mismo la representación del diagrama de fuerza cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo.

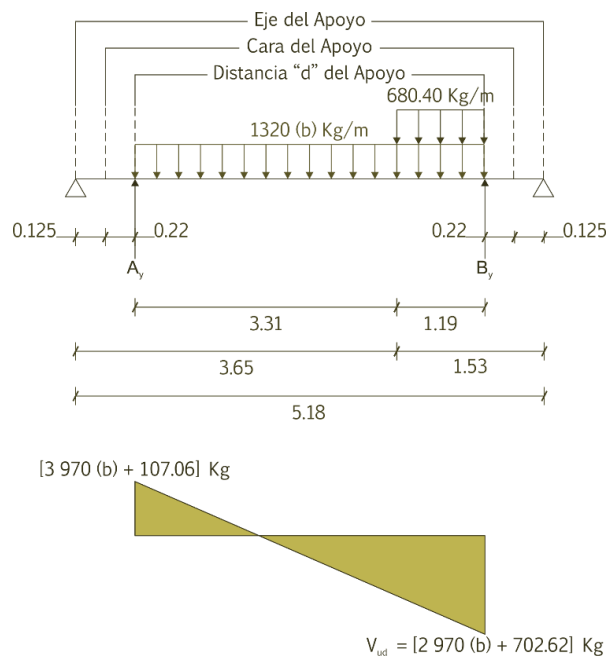


Figura 32. Diagrama de Fuerza Cortante para la Viga Chata.
Fuente: Elaboración Propia.

✓ **Calculando el Ancho (b)**

Condición a Cumplirse: $\phi V_c \geq V_u$

Proponemos: $b_w = 0.25 \text{ m}$

$$0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times b_w \times 22 \geq 2970.00b + 702.62$$

$$3.59 \text{ Ton} \geq 1.45 \text{ Ton (Ok!)}$$

Tomamos: $b_w = 0.25 \text{ m}$

✓ **Sección de la Viga Chata**

La **Figura 33**, muestra la sección obtenida producto de la comprobación por corte efectuada anteriormente con el criterio mostrado en la **Figura 32**.

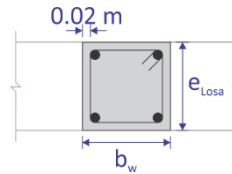


Figura 33. Dimensiones de la Viga Chata Propuesta.
Fuente: Elaboración Propia.

Las vigas chatas, se caracterizan por cargar su peso propio y el de la tabiquería, por esta razón es necesario realizar un pre-dimensionamiento que nos ayude a determinar sus dimensiones. Según los cálculos realizados anteriormente, se procede a proponer una viga chata con ancho ($b_w = 0.35 \text{ m}$) y un peralte ($e_{Losa} = 0.20 \text{ m}$), debido a que soportará el peso de la tabiquería distribuida de forma paralela. La losa no podrá resistir cargas que sean paralelas a su armado, por ende, es necesario dotar de mayor resistencia al corte, lo cual se conseguirá aumentando el ancho de la vigueta y convirtiéndolo en una viga de sección rectangular o también conocido como viga chata. La función de la viga chata es de cargar su propio peso y el de la tabiquería.

b. Losas de Concreto Armado

Se recomienda en la parte del pre-dimensionamiento considerar espesores razonables que eviten calcular deflexiones o caer en ellas. Este procedimiento evitara innecesarias fisuras en la etapa de servicio de la

edificación.

b.1. Losa Aligerada – 01 Dirección

De la **Figura 34**, se puede apreciar que para poder pre-dimensionar losas aligeradas en una dirección, se debe de considerar que los apoyos sean vigas (peraltadas y/o chatas). Un punto importante es verificar las deflexiones, por ello se tiene en consideración la mayor sobrecarga que pueda tener el paño o los paños en análisis. Cuando la sobrecarga sea menor o igual a 350 Kg/m² se pre-dimensionará con la luz libre dividida por 25, para sobre cargas mayores a la mencionada el pre-dimensionamiento estará dado por la luz libre dividida por 21 (Sánchez, 2006).

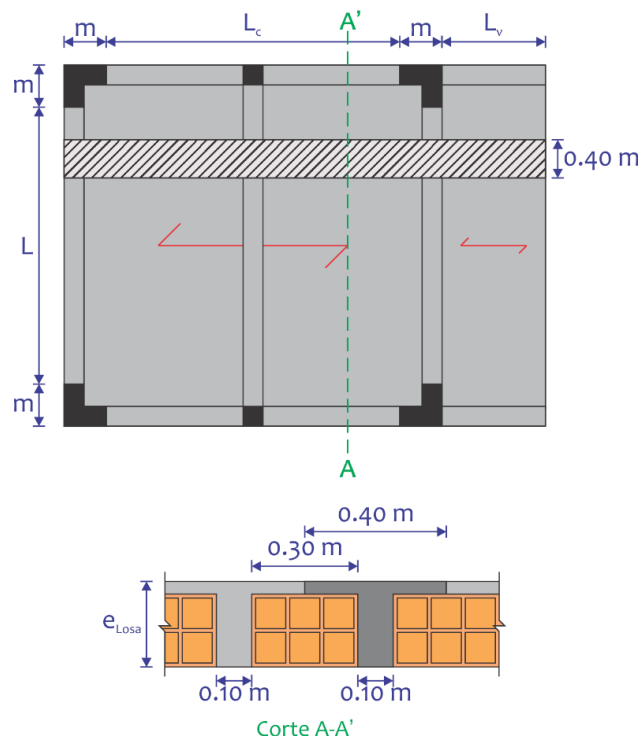


Figura 34. Losa Aligerada en 1 Dirección.

Fuente: Adaptación (Sánchez, 2006).

1° Condición:

$$e_{Losa} = \frac{l_n}{25}; \text{ Para Sobrecargas } \leq 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

2° Condición:

$$e_{\text{Losa}} = \frac{l_n}{21}; \text{ Para SobreCargas } > 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

La **Tabla 5**, muestra los parámetros de luces que se deben de tener, según el peralte que se vaya a obtener producto del pre-dimensionamiento.

Tabla 5

Espesor de Losa Aligerada, Según la Sobre-Carga y Luz Libre (1 Dirección)

Peralte		Luz Libre
$s/c \leq 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$	$s/c > 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$	
$e_{\text{Losa}} = 0.17 \text{ m}$	$e_{\text{Losa}} = 0.20 \text{ m}$	L.L. < 4.00 m
$e_{\text{Losa}} = 0.20 \text{ m}$	$e_{\text{Losa}} = 0.25 \text{ m}$	4.00 m < L.L. < 5.50 m
$e_{\text{Losa}} = 0.25 \text{ m}$	$e_{\text{Losa}} = 0.30 \text{ m}$	5.00 m < L.L. < 6.50 m
$e_{\text{Losa}} = 0.30 \text{ m}$	$e_{\text{Losa}} = 0.30 \text{ m}$	6.00 m < L.L. < 7.50 m

Datos Obtenidos del Plano

$$l_n = 4.85 \text{ m}$$

Reemplazando en la Formula, Tenemos:

$$e_{\text{Losa}} = 0.17 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Se elige un espesor para la losa aligerada igual a 0.20 m, este incremento nos permitirá descartar el cálculo de deflexiones producidas por la acción de las cargas de gravedad.

b.2. Losa Maciza – 02 Direcciones

En la **Figura 35**, se puede percibir que los requisitos para el procedimiento del pre-dimensionamiento se asemejan al de **Figura 34**. A diferencia de la losa aligerada, aquí se respetará el resultado obtenido en el pre-dimensionamiento, sin necesidad de buscar espesores comerciales en función al ladrillo, sin embargo,

su espesor mínimo recomendado debe ser de 0.10 m, por cuestiones de instalaciones de tuberías sanitarias.

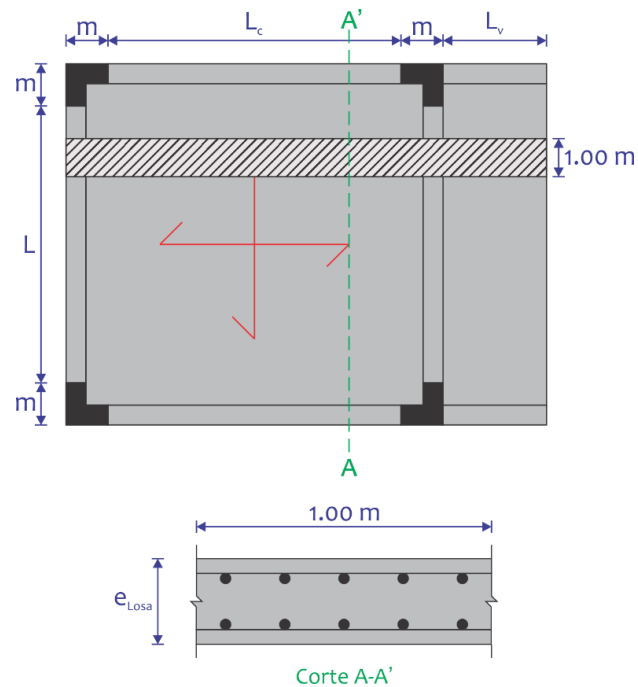


Figura 35. Losa Maciza Armada en 2 Direcciones.

Fuente: Adaptación (Sánchez, 2006).

1° Condición:

$$e_{Losa} = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

2° Condición:

$$e_{Losa} = \frac{l_n}{40}$$

Datos Obtenidos del Plano:

$l_n = 2.47 \text{ m}$
 Perimetro = 9.75 m

Para el espesor de la losa maciza armada en dos direcciones se obtiene una dimensión de 0.10 m, sin embargo, por motivos de proceso constructivo se propone utilizar un espesor de losa maciza igual al espesor de la losa de 0.20 m.

c. Columnas de Concreto Armado

Según Morales (2006), fueron los constantes eventos sísmicos ocurridos en Japón, los que conllevaron a realizar ensayos experimentales, que terminaron por originar la siguiente expresión matemática para el pre-dimensionamiento:

$$n = \frac{P}{f'_c b D}$$

$n > \frac{1}{3} \rightarrow$ Falla Frágil por Aplastamiento por Cargas Axiales Excesivas.
 $n < \frac{1}{3} \rightarrow$ Falla Dúctil.

Fórmula para el Pre-Dimensionamiento de Columnas:

$$b D = \frac{P}{n f'_c}$$

Donde:

D : Dimensión de la Sección en la Dirección del Análisis Sísmico de la Columna
B : Dimensión de la Sección de la Columna
P : Carga Total que Soporta la Columna (ver Tabla 06)
n : Valor que Depende del Tipo de Columna (ver Tabla 06)
 f'_c : Resistencia del Concreto a la Compresión Simple

Para poder obtener la carga total que soporta la columna y el valor numérico “n” del tipo de columna, se empelara la **Tabla 6**.

Tabla 6
Cargas Debido a Sismo y Factor “n”

Tipo C1 (Para los Primeros Pisos)	Columna Interior N < 3 Pisos	P = 1.10 P _G n = 0.30
Tipo C1 (Para los 4 Últimos)	Columna Interior N > 4 Pisos	P = 1.10 P _G n = 0.25
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de Pórticos Interiores	P = 1.25 P _G n = 0.25
Tipo C4	Columna de Esquinas	P = 1.50 P _G n = 0.20

Nota: se considera primeros pisos a los restantes de los 4 últimos pisos.

Donde:

P_G : Peso Total de las Carga de Gravedad que Soporta la Columna

P : Carga Amplificada por Efectos Sísmicos

c.1. Carga de Gravedad por Piso (P_G)

Para poder obtener las dimensiones tentativas del área de columna en la etapa del pre-dimensionamiento, es necesario conocer las cargas de servicio de todos los elementos estructurales y no estructurales.

✓ **Carga Viva (CM)**

Peso Propio de Losa	: 350.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
Peso Propio de Tabiquería	: 120.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
Peso Propio de Acabados	: 100.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
Peso Propio de Vigas	: 100.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
Peso Propio de Columnas	: 60.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
P_{CM}	: 730.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

✓ **Carga Muerta (CV)**

Peso de Sobre Carga	: 200.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$
P_{CV}	: 200.00 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

$$P_G = P_{CM} + P_{CV} = 930 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

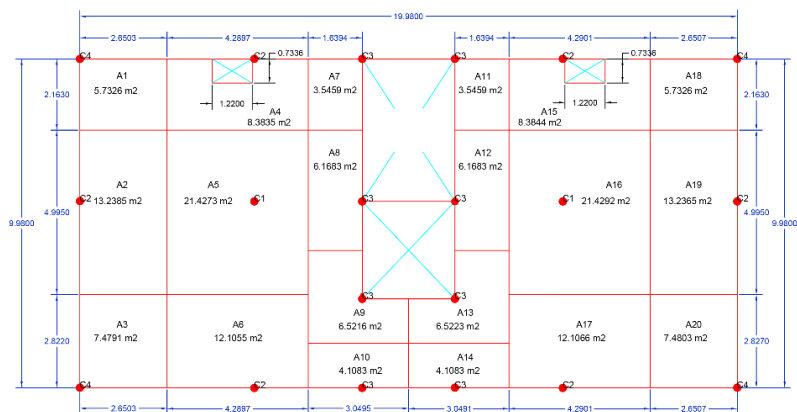


Figura 36. Plano de Área Tributarias y Tipo de Columnas.
Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se aplicarán las fórmulas ya vistas anteriormente para poder determinar el área de columna, debemos considerar el área

tributaria que carga cada una. Para poder realizar este pre-dimensionamiento, es necesario considerar el metrado de cargas aproximado y los procedimientos que se visualizan en la **Tabla 7**. Por último, se tiene que tener en consideración, que las dimensiones obtenidas aquí no son definitivas, debido a que recién obtendrán las dimensiones definitivas en la etapa de la comprobación por sismo (fuerzas laterales en ambas direcciones).

Dimensiones del Pre-Dimensionamiento:

$$C_1 = 1\,670.18 \text{ m}^2 \rightarrow C_1 (0.50 \times 0.45)$$

$$C_2 = 1\,031.85 \text{ m}^2 \rightarrow C_2 (0.45 \times 0.45)$$

$$C_3 = 577.69 \text{ m}^2 \rightarrow C_3 (0.30 \times 0.30)$$

$$C_4 = 997.21 \text{ m}^2 \rightarrow C_4 (0.40 \times 0.40)$$

Tabla 7

Calculo del Área Correspondiente de Cada Columna

Nº Área Tributaria	Tipo de Columna	Carga Total por Cargas de Gravedad - P_G ($\frac{Kg}{m^2}$)	Carga Total de Columna por Sismo ($P = x P_G$)	$A_{Tributaria}$ (m^2)	Nº de Pisos (#)	Carga Total por Columna - P_T (Kg)	n	f'_c ($\frac{Kg}{cm^2}$)	$\text{Área}_{\text{Columna}} = \frac{P_T}{n f'_c}$ (cm^2)
5	C ₁	930	P = 1.10 P _G 1 023.00	21.4273	4	87 680.51	0.25	210	1 670.11
16	C ₁	930	1 023.00	21.4292	4	87 684.19	0.25	210	1 670.18
2	C ₂	930	P = 1.10 P _G 1 023.00	13.2385	4	54 171.94	0.25	210	1 031.85
4	C ₂	930	1 023.00	8.3835	4	34 305.28	0.25	210	653.43
6	C ₂	930	1 023.00	12.1487	4	47 712.48	0.25	210	908.81
15	C ₂	930	1 023.00	8.3844	4	34 308.96	0.25	210	653.50
17	C ₂	930	1 023.00	12.1498	4	51 067.34	0.25	210	972.71
19	C ₂	930	1 023.00	13.2365	4	54 163.75	0.25	210	1 031.69
7	C ₃	930	P = 1.25 P _G 1 162.50	3.5459	4	16 488.43	0.25	210	314.07
8	C ₃	930	1 162.50	6.1683	4	28 682.59	0.25	210	546.34
9	C ₃	930	1 162.50	6.5216	4	30 325.44	0.25	210	577.63
10	C ₃	930	1 162.50	4.1083	4	19 103.59	0.25	210	363.88
11	C ₃	930	1 162.50	3.5459	4	16 488.44	0.25	210	314.07
12	C ₃	930	1 162.50	6.1683	4	28 682.60	0.25	210	546.34
13	C ₃	930	1 162.50	6.5223	4	30 328.70	0.25	210	577.69
14	C ₃	930	1 162.50	4.1083	4	19 103.60	0.25	210	363.88
1	C ₄	930	P = 1.50 P _G 1 395.00	5.7326	4	31 987.91	0.20	210	761.62
4	C ₄	930	1 395.00	7.5059	4	41 882.92	0.20	210	997.21
18	C ₄	930	1 395.00	5.7326	4	31 987.91	0.20	210	761.62
20	C ₄	930	1 395.00	7.5048	4	41 876.78	0.20	210	997.07

d. Escaleras

En la **Figura 37**, podemos apreciar un boceto del paso y el contrapaso empleado en una escalera convencional.

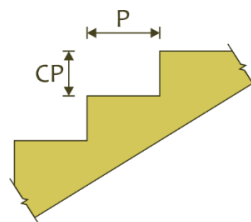


Figura 37. Paso y Contra-Paso.
Fuente: Elaboración Propia.

$$60 \text{ cm} \leq 2C + P \leq 64 \text{ cm}$$
$$P \geq 25 \text{ cm (Mínimo)}$$

d.1. Recomendaciones del Paso y Contrapaso

Para poder determinar las dimensiones del paso y contrapaso, se establecerán los requisitos establecidos en la NTE A. 010, mientras que el ancho mínimo será teniendo en consideración la NTE A. 020, posterior a lo mencionado, se procederá a realizar el pre-dimensionamiento de la escalera.

d.1.1. Paso (P)

Paso Mínimo	: 25 cm
Para Locales Públicos	: 28 – 30 cm

d.1.2. Contrapaso (CP)

Centros Monumentales	: 13 – 15 cm
Edificio o Casa	: 15 a 17.50 cm
Secundarias	: 20 cm

d.1.3. Ancho Mínimo (B)

Vivienda	: 1 m
Secundarias	: 0.80 m

d.2. Espesor de la Losa Inclinada

$$e_{\text{Inclinación}} = \frac{L}{25} - \frac{L}{20}$$

Donde:

L : Luz de Eje a Eje de los Apoyos de la Losa Inclinada

Para: Luz₁ = 3.60 m

$$\begin{aligned} e_{\text{Inclinación}} &= \frac{3.60 \text{ m}}{25} - \frac{3.60 \text{ m}}{20} \\ e_{\text{Inclinación}} &= 0.14 \text{ m} - 0.18 \text{ m} \\ e_{\text{Inclinación}} &= 0.15 \text{ m} \end{aligned}$$

Para: Luz₂ = 3.03 m

$$\begin{aligned} e_{\text{Inclinación}} &= \frac{3.03 \text{ m}}{25} - \frac{3.03 \text{ m}}{20} \\ e_{\text{Inclinación}} &= 0.12 \text{ m} - 0.15 \text{ m} \\ e_{\text{Inclinación}} &= 0.15 \text{ m} \end{aligned}$$

5.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

a. Muros Estructurales

a.1. Albañilería Confinada

a.1.1. Longitud del Mínima del Muro “L”

Todo muro portante según la NTP E. 0.70, no debe tener una longitud menor de 1.20 m (ver **Figura 38**). Esta longitud recomendada en cualquiera de las direcciones incluye a las columnas de confinamiento. Aquellos que tengan longitud menor solo cumplirán función arquitectónica más no estructural.

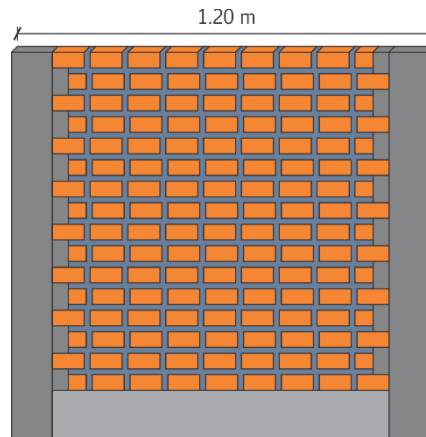


Figura 38. Longitud Mínima de la Albañilería Confinada.
Fuente: Elaboración Propia.

a.1.2. Espesor Efectivo del Muro “t”

Según la NTE E. 070, para poder pre-dimensionar el espesor de los muros portantes en direcciones “x” y “y”, se deberá de tener en consideración el proceso constructivo. Cuando se empleen muros de albañilería armada, que se encuentren parcialmente rellenos de concreto líquido, el espesor efectivo será igual al área neta de la sección transversal dividida entre la longitud del muro. Sin embargo, cuando se trabajen con muros de albañilería confinada, solo bastara con tener en consideración la zona sísmica en la que se encuentre el proyecto, tal y como se muestra a continuación:

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ Para las Zonas Sísmicas 3 y 4}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \text{ Para las Zonas Sísmicas 1 y 2}$$

Donde:

t : Espesor del Muro (m)
h : Altura Efectiva Libre del Muro (m)

✓ **Dirección “x” e “y”**

El espesor que se obtendrá con la siguiente formula solo es una aproximación que será evaluada y/o modificada conforme se vaya avanzando en las siguientes verificaciones.

$$t \geq \frac{2.40 \text{ m}}{20}$$
$$t \geq 0.12 \text{ m} \approx 0.13 \text{ m}$$

Por lo tanto, se trabajará con un ladrillo comercial de dimensiones 0.13x0.23x0.09 m.

a.1.3. Densidad de Muros

Se realizará la verificación de la densidad de muros en las direcciones “x” y “y” ante cargas laterales, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Donde:

- L : Longitud del Muro (Incluye Confinamientos)
- t : Espesor Efectivo del Muro (Sin Acabados)
- A_p : Área de la Planta Típica (199.40 m²)
- N : Número de Pisos de la Edificación (4 Niveles)
- Z : Factor de Zona Sísmica (Z₃ = 0.35)
- U : Factor de Uso (U = 1.00)
- S : Factor de Suelo (S = 1.15)

Según la NTE E. 070 (Artículo 19), de no cumplirse la expresión ya mencionada, establece que

podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros o agregarse placas de concreto armado.

En ambas direcciones de análisis, se cumple que la relación del área de corte de los muros reforzados entre el área de la planta típica de 199.40 m² es mayor al valor mínimo establecido. En la dirección “x”, el resultado es de 0.02922 (ver **Tabla 8**), siendo mayor a lo mínimo en 1.02%. En la dirección “y”, el resultado es de 0.03776 (ver **Tabla 9**), siendo mayor a lo mínimo en 1.31%.

✓ **Dirección “x”**

Tabla 8
Sumatoria del Área de Corte de los Muros Reforzados en Dirección “x”

Muro	L (m)	t (m)	L t (m²)
X1	1.91	0.13	0.25
X2	1.91	0.13	0.25
X3	2.80	0.13	0.36
X4	1.87	0.13	0.24
X5	1.87	0.13	0.24
X6	2.81	0.13	0.37
X7	5.27	0.13	0.69
X8	3.20	0.13	0.42
X9	3.20	0.13	0.42
X10	19.98	0.13	2.60
P1	0.9	1.00	0.90
P2	1.00	1.00	1.00
P3	1.10	1.00	1.10
P4	1.10	1.00	1.10
P5	1.00	1.00	1.00
P6	0.90	1.00	0.90
P7	1.10	1.00	1.10
P8	1.10	1.00	1.10
P9	0.65	1.00	0.65
P10	0.65	1.00	0.65
Σ L. t			15.36

$$\frac{\sum L_x \cdot t_x}{A_p} = 0.077 \geq \frac{Z. U. S. N}{56} = 0.029 \text{ (Ok!)}$$

✓ **Dirección “y”**

Tabla 9

Sumatoria del Área de Corte de los Muros Reforzados en Dirección “y”

Muro	L (m)	t (m)	L t (m2)
Y1	3.42	0.13	0.44
Y2	2.60	0.13	0.34
Y3	3.42	0.13	0.44
Y4	3.42	0.13	0.44
Y5	2.60	0.13	0.34
Y6	3.42	0.13	0.44
Y7	4.22	0.13	0.55
Y8	4.22	0.13	0.55
Y9	2.74	0.13	0.36
Y10	2.74	0.13	0.36
Y11	1.71	0.13	0.22
Y12	3.26	0.13	0.42
Y13	5.52	0.13	0.72
Y14	2.06	0.13	0.27
Y15	2.06	0.13	0.27
Y16	5.52	0.13	0.72
Y17	3.26	0.13	0.42
Y18	1.71	0.13	0.22
P11	0.70	1.00	0.70
P12	0.70	1.00	0.70
P13	0.70	1.00	0.70
P14	0.70	1.00	0.70
$\Sigma L \cdot t$			10.34

$$\frac{\sum L_y \cdot t_y}{A_p} = 0.052 \geq \frac{Z. U. S. N}{56} = 0.029 \text{ (Ok!)}$$

a.1.4. Verificación de Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad

Para poder realizar esta verificación, es necesario realizar el metrado de cargas por servicio, esto para cada

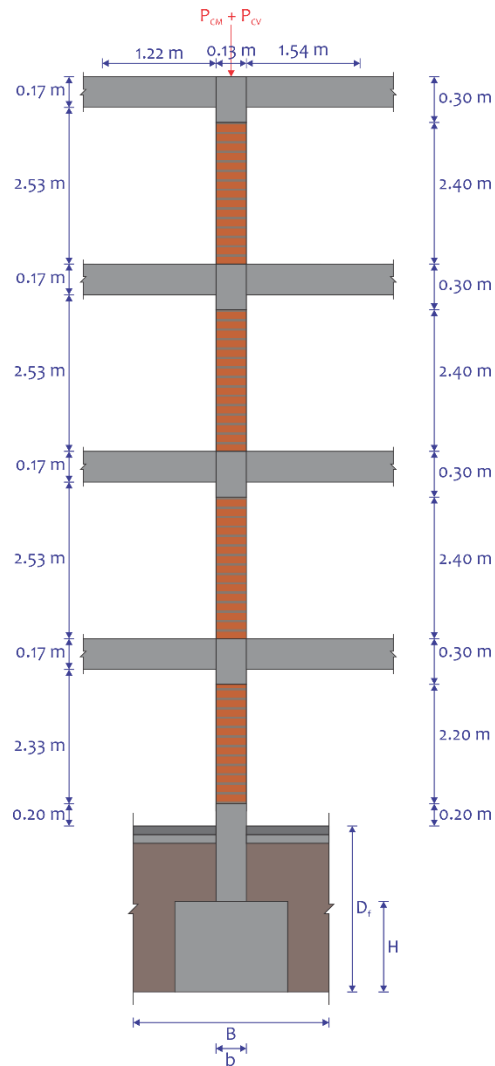


Figura 40. Corte en Elevación del Muro 13 en Dirección “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

✓ **4° Piso**

Carga Muerta (CM)

P. Losa	: 0.30 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.645 Ton/m
P. Acabados	: 0.10 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.215 Ton/m
	0.10 Ton/m ² (0.13 m)	: 0.013 Ton/m
P. Viga Solera	: 2.40 Ton/m ³ (0.13 m) (0.30 m)	: 0.094 Ton/m
P. Muro	: 1.80 Ton/m ³ (0.13 m) (2.40 m)	: 0.562 Ton/m

$$P_{CM} = 1.53 \text{ Ton/m}$$

Carga Viva (CV)

s/c	: 0.10 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.215 Ton/m
	0.10 Ton/m ² (0.13 m)	: 0.013 Ton/m

$$P_{CV} = 0.23 \text{ Ton/m}$$

✓ **3° y 2° Piso**

Carga Muerta (CM)

P. Losa	: 0.30 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.65 Ton/m
P. Acabados	: 0.10 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.22 Ton/m
P. Viga Solera	: 2.40 Ton/m ³ (0.13 m) (0.30 m)	: 0.09 Ton/m
P. Muro	: 1.80 Ton/m ³ (0.13 m) (2.40 m)	: 0.56 Ton/m

$$P_{CM} = 1.52 \text{ Ton/m}$$

Carga Viva (CV)

s/c	: 0.20 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.43 Ton/m
-----	---	--------------

$$P_{CV} = 0.43 \text{ Ton/m}$$

✓ **1° Piso**

Carga Muerta (CM)

P. Losa	: 0.30 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.65 Ton/m
P. Acabados	: 0.10 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.22 Ton/m
P. Viga Solera	: 2.40 Ton/m ³ (0.13 m) (0.30 m)	: 0.09 Ton/m
P. Muro	: 1.80 Ton/m ³ (0.13 m) (2.20 m)	: 0.51 Ton/m
P. SobreCimiento:	2.30 Ton/m ³ (0.13 m) (0.20 m)	: 0.06 Ton/m

$$P_{CM} = 1.53 \text{ Ton/m}$$

Carga Viva (CV)

s/c	: 0.20 Ton/m ² (0.61 m + 1.54 m)	: 0.43 Ton/m
-----	---	--------------

$$P_{CV} = 0.43 \text{ Ton/m}$$

Después de realizar el metrado de cargas por gravedad del muro más crítico, se muestra un resumen por niveles de este, tal como se evidencia en la **Tabla 10**.

Tabla 10
Resumen del Metrado de Cargas del Muro Y-13

Nivel	CM (Ton/m)	CV (Ton/m)
4	1.53	0.23
3	1.52	0.43
2	1.52	0.43
1	1.53	0.43
Σ Total	6.10	1.52

a.1.6. Verificación por Esbeltez

$$F_a = 0.20 \left(65.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \left[1 - \left(\frac{2.40 \text{ m}}{35 (0.13 \text{ m})} \right)^2 \right]$$
$$F_a = 9.38 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.15 f'_m = 9.75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple!)}$$

a.1.7. Verificación por Ductilidad

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{(6.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} + 1.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}})(1.00 \text{ m})}{(1.00 \text{ m})(0.13 \text{ m})}$$
$$\sigma_{\text{máx}} = 5.86 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.15 f'_m = 9.75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple!)}$$

a.2. Concreto Armado

En la **Figura 41**, se puede representar las variables de un muro de corte o también conocido como placa de concreto armado, se caracteriza por tener mayor dimensión en una dirección, mientras que su ancho tiende a ser de espesores reducidos. Es difícil trabajar con un formular, que pueda determinar un adecuado pre-dimensionamiento, por lo que es aconsejable solo proponer dimensiones iniciales, que posteriormente se verificaran en la etapa de diseño.

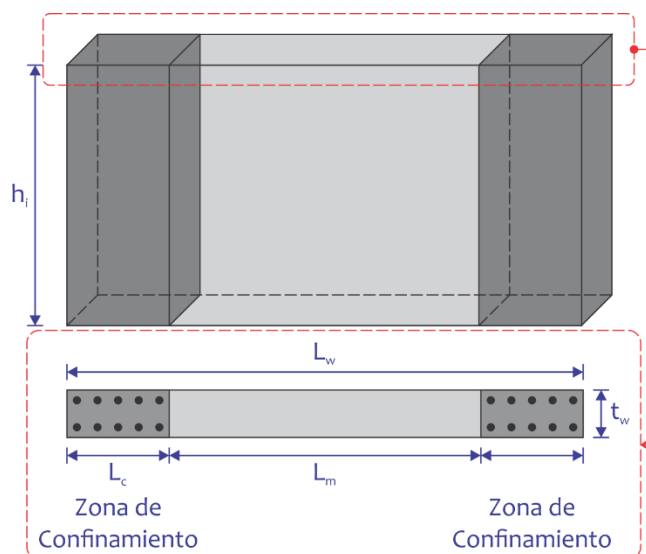


Figura 41. Representación de Muro de Corte.
Fuente: Elaboración Propia.

b. Vigas Estructurales

b.1. Viga Dintel

Las vigas dinteles se localizan en los vanos correspondientes a las puertas y ventanas, se propuso un peralte de 0.30 por ancho de 0.13 m para muros de albañilería confinada (ver **Figura 42**) y 0.15 m para placas de concreto armado, así mismo su peralte es de 0.30 m (Hernández, 2012).

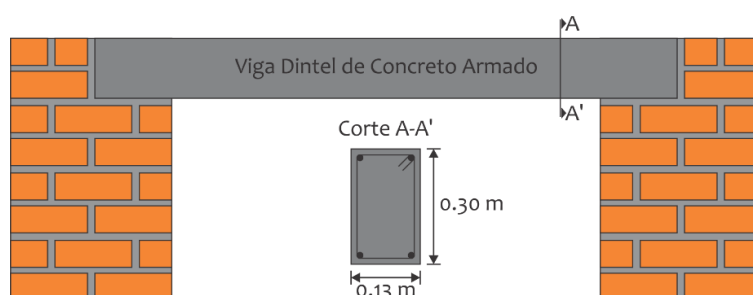


Figura 42. Representación de la Viga Dintel.
Fuente: Elaboración Propia.

b.2. Viga Solera

Las vigas soleras se encuentran encima de los muros de albañilería, tal como se observar en la **Figura 43**, logrando cumplir así la función de confinamiento y absorbiendo la tracción originada por las fuerzas laterales, tiene un ancho de 0.13 m y un peralte de 0.30 m, de la misma dimensión a la viga dintel mostrada en la **Figura 42**.



Figura 43. Representación de la Viga Solera.
Fuente: Elaboración Propia.

b.3. Viga Chata

El procedimiento de pre-dimensionamiento tanto para el sistema estructural aporticado y el de albañilería son idénticos, obteniéndose de la verificación por fuerza cortante de la resistencia del concreto. En la **Figura 44**, se muestra un corte en elevación de la viga chata, junto con la tabiquería que soportar, así como las secciones probables frente a luces en intervalos de 3 m y 4 m. Finalmente, se decidió trabajar con secciones de 0.35 m de ancho y 0.20 m de peralte, tratando de respetar el mismo espesor de la losa aligerada.

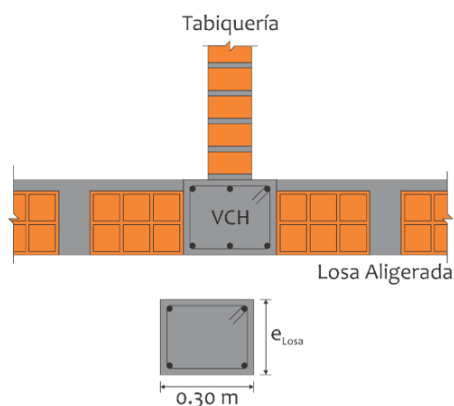


Figura 44. Corte en Elevación y Secciones de la Viga Chata.
Fuente: Elaboración Propia.

c. Losas de Concreto Armado

c.1. Losa Aligerada – 01 Dirección

El peralte comercial elegido es de 0.20 m, para una luz libre de 3.76 m, aplicando el mismo criterio que lo expuesto anteriormente en el **Ítem b.1**.

c.2. Losa Maciza – 02 Direcciones

Se obtuvo un peralte igual a 0.15 m, para un perímetro de 10.24 m y una luz libre de 2.82 m, el procedimiento es mismo al detallado anteriormente en el **Ítem b.2.**

d. Escaleras

Para la obtención del espesor de losa inclinada de la escalera, se siguió el mismo criterio explicado en el Ítem “d” del presente capítulo, teniendo como resultado un espesor de 0.15 m.

Capítulo VI

Análisis Sísmico y Control de Irregularidades

Los procesos del análisis sísmico y control de irregularidades de las edificaciones con el sistema estructural aporticado y el de albañilería confinada, son resumidos en la **Figura 45**.

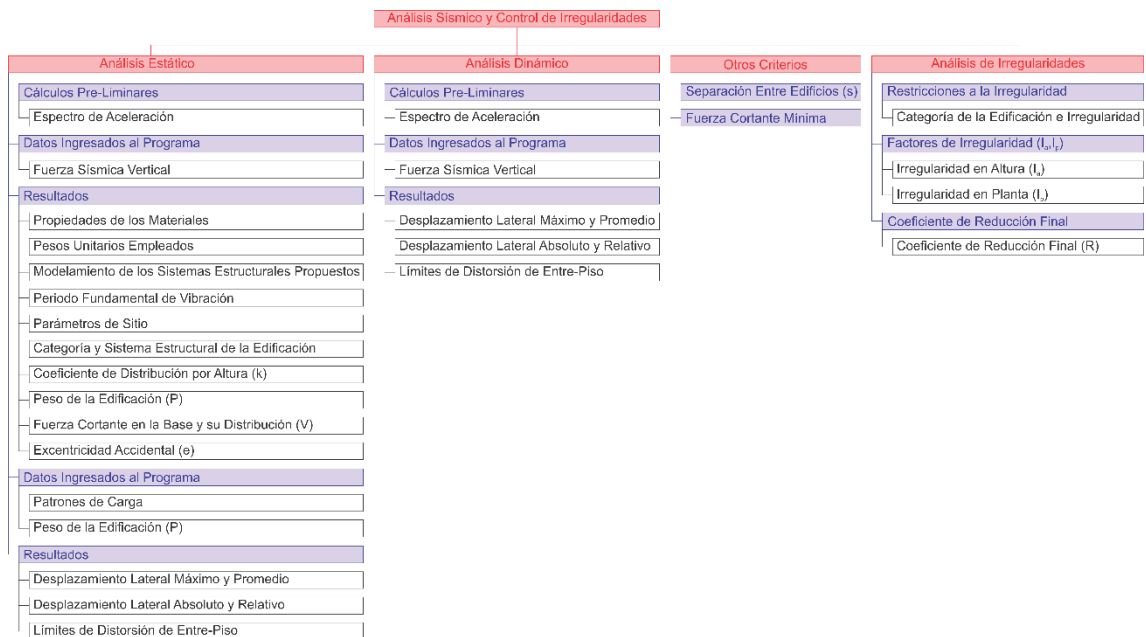


Figura 45. Resumen del Análisis Sísmico de los Sistemas Estructurales Propuestos.

Fuente: Elaboración Propia.

6.1. Análisis Estático

6.1.1. Cálculos Pre-Liminares

a. Propiedades de los Materiales

Antes de proceder al modelamiento del sistema estructural a analizar, es necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales a utilizar. Se recomienda que los materiales utilizados sean de existencia en el mercado, y contemplen cada una de las especificaciones técnicas requeridas para el diseño.

a.1. Concreto Armado (NTE E. 060)

Resistencia a la Compresión	: $f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Deformación Unitaria Máxima	: $\varepsilon_{cu} = 0.003$
Módulo de Elástico	: $E_c = 15\,000 \sqrt{f'_c}$
Módulo de Poisson	: $\nu = 0.15$
Módulo de Corte	: $G_c = E_c/2.30$

a.2. Acero de Refuerzo Corrugado (NTE E. 060)

Esfuerzo a la Fluencia	: $f_y = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Deformación Unitaria	: $\varepsilon_s = 0.0021$
Módulo de Elasticidad	: $E_s = 2\,000\,000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

a.3. Albañilería (King Kong Industrial, NTE E. 070)

Resistencia a Compresión Axial de las Unidades	: $f_b = 145 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a Compresión Axial en Pilas	: $f'_m = 65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia al Corte en Muretes	: $E_c = 8.1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Elasticidad	: $E_m = 500 f'_m$
Módulo de Corte	: $G_m = E_m/2.5$

b. Pesos Unitarios Empleados

A continuación, se definirán los pesos unitarios a utilizarse en los sistemas estructurales propuestos, tanto para carga muerta (CM) y carga viva (CV) según lo estipulado en la NTP E. 020.

b.1. Carga Muerta (CM)

Peso del Concreto Armado	: 2.40 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$
Peso de Muros de Muros Portantes	: 1.80 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$
Peso de Muros de Muros No Portantes	: 1.35 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$
Peso del Tarrajeo	: 2.00 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$
Peso del Ladrillo de Techo	: 0.06 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
Peso de Piso Terminado	: 0.10 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

b.2. Carga Viva (CV)

s/c Vivienda Multifamiliar	: 0.20 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
s/c Corredores y Escaleras	: 0.40 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$
s/c Azotea	: 0.10 $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

c. Métodos de Modelado en los Sistemas Estructurales

c.1. Sistema Estructural Aporticado

Para determinar esfuerzos sobre marcos o pórticos, se usa frecuentemente el método matricial de la rigidez basado en el modelo de barras largas, que idealiza los elementos resistentes, como elementos unidimensionales sometidos predominantemente a flexión.

c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Cuando se trata de analizar elementos más pequeños o con forma irregular, donde pueden producirse concentraciones de tensiones se usan métodos numéricos más complejos, como el método de los elementos finitos.

d. Periodo Fundamental de Vibración (T)

Según la NTP E. 030 (2016), el periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$: Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$: Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Posterior a todos los procedimientos vistos anteriormente, también se podrá verificarse los periodos fundamentales, mediante la fórmula indica a continuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i D_i^2}{g \sum F_i D_i}}$$

Donde:

- P : Peso de la Edificación por Nivel
- D_i : Desplazamiento Lateral del Centro de Masa
- g : Aceleración de la Gravedad ($9.81 \frac{m}{s^2}$)

d.1. Evaluación con el Software

Con el software ETABS se efectuó un análisis modal, concentrando la masa de cada nivel en su respectivo centro de masa, obteniéndose para el primer modo de vibrar el resultado mostrado en la **Tabla 11** y **Tabla 12**.

d.1.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 11

Periodo Fundamental de la Estructura por el Sistema Estructural Aporticado

Nivel	Case	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	Modal	1	0.393	0.000	0.821	0.000	0.000	0.821	0.000	0.209	0.000	0.000	0.209	0.000	0.000
	Modal	2	0.391	0.812	0.000	0.000	0.812	0.821	0.000	0.000	0.205	0.011	0.209	0.205	0.011
	Modal	3	0.346	0.011	0.000	0.000	0.824	0.821	0.000	0.000	0.002	0.814	0.209	0.207	0.825
2	Modal	4	0.131	0.046	0.000	0.000	0.870	0.821	0.000	0.000	0.290	0.001	0.209	0.497	0.826
	Modal	5	0.119	0.000	0.115	0.000	0.870	0.936	0.000	0.626	0.000	0.000	0.835	0.497	0.826
	Modal	6	0.111	0.072	0.000	0.000	0.941	0.936	0.000	0.000	0.343	0.001	0.835	0.840	0.827
3	Modal	7	0.104	0.002	0.000	0.000	0.943	0.936	0.000	0.000	0.009	0.114	0.835	0.849	0.941
	Modal	8	0.092	0.000	0.007	0.000	0.943	0.943	0.000	0.010	0.000	0.000	0.845	0.849	0.941
	Modal	9	0.084	0.000	0.000	0.000	0.943	0.943	0.000	0.000	0.000	0.001	0.845	0.849	0.942
4	Modal	10	0.061	0.043	0.000	0.000	0.986	0.943	0.000	0.000	0.098	0.001	0.845	0.947	0.942
	Modal	11	0.061	0.000	0.043	0.000	0.986	0.986	0.000	0.103	0.000	0.000	0.949	0.947	0.942
	Modal	12	0.054	0.001	0.000	0.000	0.986	0.986	0.000	0.000	0.001	0.044	0.949	0.948	0.986

Fuente: Resultados Obtenidos del Programa ETABS V. 2016.2.1

Para poder obtener los valores de los periodos fundamentales en ambas direcciones se tomará los que tengan mayor masa participativa en cada dirección, por lo tanto, obtendremos los siguientes valores:

Periodo Fundamental Inicial:

Dirección “x” : 0.391 seg.

Dirección “y” : 0.393 seg.

Para la obtención del periodo fundamental en un sistema estructural aporticado, se recomienda multiplicar 0.10 seg. por el número de pisos en la edificación, aplicando este criterio en los 4 niveles pertenecientes a nuestro proyecto, obtenemos un valor de 0.40 seg.

d.1.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 12

Periodo Fundamental de la Estructura por el Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Nivel	Case	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	Modal	1	0.219	0.565	0.000	0.000	0.565	0.000	0.000	0.000	0.234	0.221	0.000	0.234	0.221
	Modal	2	0.190	0.000	0.787	0.000	0.565	0.787	0.000	0.320	0.000	0.000	0.320	0.234	0.221
	Modal	3	0.155	0.227	0.000	0.000	0.792	0.787	0.000	0.000	0.080	0.576	0.320	0.313	0.797
2	Modal	4	0.093	0.021	0.000	0.000	0.813	0.787	0.000	0.000	0.041	0.001	0.320	0.354	0.798
	Modal	5	0.063	0.104	0.000	0.000	0.917	0.787	0.000	0.000	0.368	0.041	0.320	0.722	0.839
	Modal	6	0.060	0.000	0.102	0.000	0.917	0.889	0.000	0.326	0.000	0.000	0.646	0.722	0.839
3	Modal	7	0.057	0.000	0.010	0.000	0.917	0.899	0.000	0.040	0.000	0.000	0.686	0.722	0.839
	Modal	8	0.056	0.000	0.001	0.000	0.917	0.900	0.000	0.002	0.000	0.000	0.688	0.722	0.839
	Modal	9	0.056	0.000	0.000	0.000	0.917	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	0.689	0.722	0.839
4	Modal	10	0.055	0.000	0.045	0.000	0.917	0.945	0.000	0.144	0.000	0.000	0.832	0.722	0.839
	Modal	11	0.048	0.037	0.000	0.000	0.953	0.945	0.000	0.000	0.146	0.116	0.832	0.868	0.955
	Modal	12	0.041	0.000	0.017	0.000	0.953	0.962	0.000	0.054	0.000	0.000	0.887	0.868	0.955

Fuente: Resultados Obtenidos del Programa ETABS V. 2016.2.1

Periodo Fundamental Inicial:

Dirección “x” : 0.219 seg.

Dirección “y” : 0.190 seg.

Para la obtención del periodo fundamental en un sistema estructural de albañilería confinada, se recomienda dividir por 60 a la altura total de la edificación, aplicando este criterio obtenemos un valor de 0.18 seg.

d.2. Evaluación Manual

En las **Tabla 13** y **Tabla 14**, se puede visualizar el procedimiento detallado del cálculo para el periodo fundamental, según lo descrito en el Ítem d.

d.2.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 13

Procedimiento del Periodo Fundamental de Vibrar Manual para el Sistema Estructural Aporticado

Nivel	W _i (Ton)	F _i (Ton)	Δ _x C.M.	Dirección "x"		Δ _y C.M.	Dirección "y"	
				(W _i)(Δ _i ²)	(F _i)(Δ _i)		(W _i)(Δ _i ²)	(F _i)(Δ _i)
Azotea	9.20	0.00	0.0092	0.001	0.000	0.0089	0.001	0.000
4	181.62	39.76	0.0089	0.014	0.353	0.0091	0.015	0.362
3	427.37	86.84	0.0074	0.023	0.643	0.0075	0.024	0.653
2	673.11	118.23	0.0050	0.017	0.589	0.0050	0.017	0.593
1	918.85	133.93	0.0020	0.004	0.270	0.0020	0.004	0.271
Σ Total	-	-	-	0.059	1.855	-	0.061	1.879

Periodo Fundamental Inicial:

Dirección "x" : 0.366 seg.

Dirección "y" : 0.366 seg.

d.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 14

Procedimiento del Periodo Fundamental de Vibrar Manual para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Nivel	W _i (Ton)	F _i (Ton)	Δ _x C.M.	Dirección "x"		Δ _y C.M.	Dirección "y"	
				(W _i)(Δ _i ²)	(F _i)(Δ _i)		(W _i)(Δ _i ²)	(F _i)(Δ _i)
Azotea	9.48	0.00	0.0076	0.001	0.000	0.0070	0.001	0.000
4	180.57	89.73	0.0064	0.007	0.572	0.0057	0.006	0.514
3	339.27	167.54	0.0049	0.008	0.819	0.0043	0.006	0.724
2	497.97	219.41	0.0031	0.005	0.680	0.0027	0.004	0.593
1	656.67	245.34	0.0013	0.001	0.309	0.0011	0.001	0.273
Σ Total	-	-	-	0.022	2.381	-	0.017	2.104

Periodo Fundamental Inicial:

Dirección "x" : 0.214 seg.

Dirección "y" : 0.195 seg.

d.3. Interpretación de los Periodos Fundamentales Obtenidos

En la **Tabla 15** y **Tabla 16**, se muestra un resumen de los resultados obtenidos anteriormente, donde se logra verificar que el sistema estructural aporticado, tiene rigidez en ambas direcciones de análisis. Por otra parte, se puede determinar que el sistema estructural de albañilería confinada, tiene una mayor rigidez en dirección “x” y es más flexible en dirección “y”.

Tabla 15

Comparación de los Periodos Fundamentales Obtenidos del Procedimiento Manual y con el Programa para el Sistema Estructural Aporticado

Formula del Reglamento	Análisis Modal del Programa
$T_x = 0.366$ seg.	$T_x = 0.393$ seg.
$T_y = 0.366$ seg.	$T_y = 0.391$ seg.

Tabla 16

Comparación de los Periodos Fundamentales Obtenidos del Procedimiento Manual y con el Programa para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Formula del Reglamento	Análisis Modal del Programa
$T_x = 0.214$ seg.	$T_x = 0.219$ seg.
$T_y = 0.195$ seg.	$T_y = 0.190$ seg.

e. Parámetros de Sitio

e.1. Factor de Zona (Z)

A cada zona se asigna un factor “Z” según se indica en la **Tabla 17**. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor “Z” se expresa como una fracción de aceleración de la gravedad.

Tabla 17

Provincias y Distritos Correspondientes a Cada Zona

Región (Dpto.)	Provincia	Distrito	Zona Sísmica	Ámbito
Junín	Huancayo	Carhuacallanga	3	Veintiséis Distritos
		Chacapampa		
		Chicche		
		Chilca		

Chongos Alto
Chupuro
Colca
Cullhuas
El Tambo
Huacrapuquio
Hualhuas
Huancan
Huancayo
Huasicancha
Huayucachi
Ingenio
Pilcomayo
Pucara
Quichuay
Quilcas
San Agustín
San Jerónimo de Tunan
Saño
Sapallanga
Sicaya
Víquez

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 09

e.2. Parámetros de Suelo (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo “S” y de los periodos “ T_P ” y “ T_L ” mostrado en la **Tabla 18** y **Tabla 19** (NTP E. 030, 2016).

Tabla 18
Factor de Suelo “S”

Zona	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10

Fuente: NTE E.030 (2016), Capítulo 02 – Tabla 03

Tabla 19
Periodos “ T_P ” y “ T_L ”

Periodos	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: NTE E. 030 (2016), Capitulo 02 – Tabla 04

Para poder obtener los valores de “ T_P ” y “ T_L ”, es necesario conocer las variables de zona y su perfil de suelo.

Donde:

- S_0 : Suelos Blandos
- S_1 : Suelos Intermedios
- S_2 : Roca o Suelos Muy Rígidos
- S_3 : Roca Dura

e.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Según la NTE E. 030, el factor de amplificación sísmica “C”, se encontrará definido de acuerdo a las características de sitio, por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad \rightarrow C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \quad \rightarrow C = 2.50\left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad \rightarrow C = 2.50\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T}\right)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

e.3.1. Sistema Estructural Aporticado

- Dirección “x”

$$T_x = 0.393 \text{ seg.} < T_P = 0.60 \text{ seg. (Cumple!)} \\ C_x = 2.50$$

- **Dirección “y”**

$$T_y = 0.422 \text{ seg.}$$

$$T_x = 0.391 \text{ seg.} < T_p = 0.60 \text{ seg. (Cumple!)}$$

$$C_y = 2.50$$

e.3.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

- **Dirección “x”**

$$T_x = 0.224 \text{ seg.}$$

$$T_x = 0.219 \text{ seg.} < T_p = 0.60 \text{ seg. (Cumple!)}$$

$$C_x = 2.50$$

- **Dirección “y”**

$$T_y = 0.193 \text{ seg.}$$

$$T_x = 0.190 \text{ seg.} < T_p = 0.60 \text{ seg. (Cumple!)}$$

$$C_y = 2.50$$

f. Categoría y Sistema Estructural de la Edificación

f.1. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Según la NTE E. 030, cada estructura debe estar incluida en las categorías indicadas en la **Tabla 20**, teniendo el correspondiente factor de uso de la edificación.

Tabla 20
Categoría de las Edificaciones y Factor “U”

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	1.50
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. 	

	- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	
	Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	
	Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1.30
	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios fugas de contaminantes.	1.00
A Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver Nota 2

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 03 – Tabla 05

El proyecto a desarrollar es una vivienda multifamiliar, por esta razón se puede afirmar que se cumple la condición de encontrarse dentro de las edificaciones comunes, que a su vez pertenece a la categoría “C”, por lo que le corresponde un valor de uso igual a 1, tal y como se muestra en la **Tabla 20**.

f.2. Categoría y Sistemas Estructurales

*“De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la **Tabla 21**” (NTP E. 030, 2016).*

Tabla 21
Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Tipo de Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armado o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Estructuras de madera. Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 03 – Tabla 06

Según la **Tabla 21**, se puede afirmar que nuestro proyecto tiene la ventaja de poder trabajar con cualquier sistema estructural existente.

g. Coeficiente de Distribución por Altura (k)

Según la NTE E. 030, este es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0.50 segundos: $k = 1.00$
- b) Para T mayor que 0.50 segundos: $k = (0.75 + 0.50 T) \leq 2.00$

Con los parámetros ya mencionados, se procede a calcular los factores “k” para cada sistema estructural en cada dirección de análisis, tal y como se evidencia en las **Tabla 22 y Tabla 23**.

g.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 22

Exponente “k” Relacionado con el Periodo Fundamental de Vibración del Sistema Estructural Aporticado

Dirección	Comparación	Factor “k”
k _x	T _x = 0.393 seg. < 0.50 seg.	1.00 seg.
k _y	T _y = 0.391 seg. < 0.50 seg.	1.00 seg.

g.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 23

Exponente “k” Relacionado con el Periodo Fundamental de Vibración del Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Dirección	Comparación	Factor “k”
k _x	T _x = 0.219 seg. < 0.50 seg.	1.00 seg.
k _y	T _y = 0.190 seg. < 0.50 seg.	1.00 seg.

h. Peso de la Edificación (P)

A continuación, se calculará el peso de la edificación teniendo en consideración que el proyecto se encuentra en una categoría “C”. Por esta razón, para poder obtener la carga de la edificación, se añadirá a la carga muerta un 25% de la carga viva, tal y como se muestra a continuación:

$$P_{\text{Sistema Aporticado}} = P_{\text{CM}} + 0.25 P_{\text{CV}}$$

Aplicando la Formula, Tenemos:

$$P_{\text{Sistema Aporticado}} = 918.25 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{Sistema Albañilería Confinada}} = 656.67 \text{ Ton}$$

i. Fuerza Cortante en la Base y su Distribución (V_i)

Según la NTE E. 030, la fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z U S C}{R} P_{\text{Edificación}}$$

El valor de C/R, no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde:

- Z : Factor de Zona
- U : Factor de Uso de la Edificación
- C : Factor de Amplificación Sísmica
- S : Factor de Suelo
- R : Factor de Reducción
- P : Peso de la Edificación

Tenemos:

En la **Tabla 24**, se muestran los parámetros sísmicos, quienes determinaran la cortante en la base y su respectiva distribución por entresijos.

Tabla 24
Parámetros Sísmicos

Variables	Sistema Estructural	
	Aporticado	Albañilería Confinada
Factor de Zona (Z)	0.35	0.35
Uso de la Edificación (U)	1.00	1.00
Amplificación Sísmica (C)	2.50	2.50
Factor de Suelo (S)	1.15	1.15
Factor de Irregularidad	0.85	0.85
Factor de Reducción por Sismo Severo (R)	6.80	2.55
Factor de Reducción por Sismo Moderado (R)	13.60	5.10
Coficiente de Distribución por Altura (k)	1.00	1.00
Fuerza Cortante en la Base (V)	133.93 Ton	122.67 Ton

Según la NTE E. 030, las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i (ver **Figura 46**), correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_j)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde

F_i : Fuerza Sísmica por Altura

n : Número de Pisos de la Edificación

k : Exponente Relacionado al Periodo Fundamental de Vibración de la Estructura (T)

h_j : Altura de Cada Nivel

P_j : Peso Obtenido por Cada Nivel (25% de SobreCarga)

α : Factor de Distribución

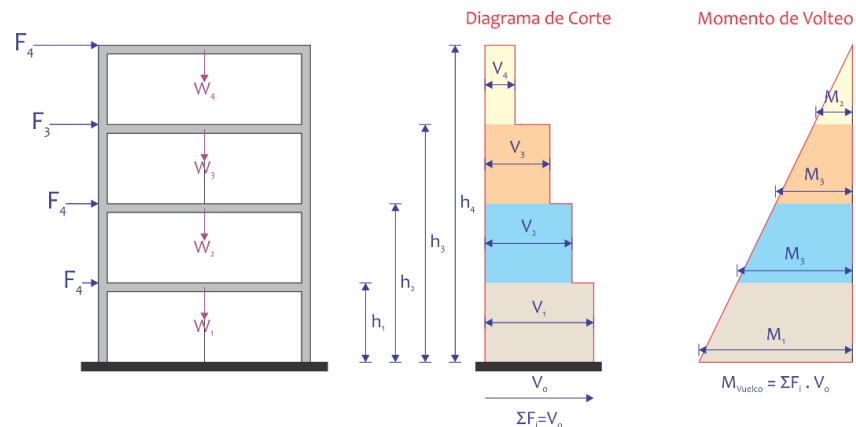


Figura 46. Diagrama de Corte y Momento de Volteo, Producidos por las Fuerzas de Inercia.

Fuente: Elaboración Propia.

i.1. Evaluación Manual

Se realizará una distribución manual de la cortante basal en cada nivel, para ello se aplicara el procedimiento mostrado en la **Tabla 25** y **Tabla 26**.

i.1.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 25
Fuerza Sísmica por Altura del Sistema Estructural Aporticado

Nivel	h_i (m)	P_i (Ton)	$P_i(h_i^j)$	α	F_i (Ton)	H_i (Ton)	$V_{ei} = \frac{H_i}{2}$ (Ton)
4	10.80	181.62	1961.50	0.3301	72.40	72.40	36.20
3	8.10	245.74	1990.49	0.3350	73.47	145.87	72.93
2	5.40	245.74	1327.00	0.2233	48.98	194.85	97.42
1	2.70	245.74	663.50	0.1117	24.49	219.34	109.67
Σ Total	-	918.84	5942.48	1.0000	219.34	-	-

Donde:

H_i : Cortante del Entrepiso “i” por Sismo Severo

$V_{ei} = H_i/2$: Cortante del Entrepiso “i” por Sismo Moderado

i.1.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 26
Fuerza Sísmica por Altura del Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Nivel	h_i (m)	P_i (Ton)	$P_i(h_i^j)$	α	F_i (Ton)	H_i (Ton)	$V_{ei} = \frac{H_i}{2}$ (Ton)
4	10.80	180.57	1950.16	0.4313	95.01	95.01	47.50
3	8.10	158.70	1285.47	0.2843	62.63	157.63	78.82
2	5.40	158.70	856.98	0.1896	41.75	199.38	99.69
1	2.70	158.70	428.49	0.0948	20.88	220.26	110.13
Σ Total	-	656.67	4521.10	1.0000	220.26	-	-

Donde:

H_i : Cortante del Entrepiso “i” por Sismo Severo

$V_{ei} = H_i/2$: Cortante del Entrepiso “i” por Sismo Moderado

i.2. Evaluación con el Software

La cortante basal también será analizada en ambas direcciones “x” y “y” debido a que este análisis asemeja más el comportamiento real de la ocurrencia del sismo. Solo se tomarán en cuenta los valores de las variables Z, U, C, S y R mas no el P (peso de la edificación) debido a que el programa ya considerar este valor internamente (modelado). El valor de R (reducción) no será afectado por las irregularidades en planta y elevación de la edificación, esto debido a que estamos trabajando inicialmente

con el análisis estático que contempla la norma, no obstante, puede cambiar al realizarse un análisis sísmico dinámico.

Factor de Zona “Z” : $Z_3 = 0.35$

Parámetros del Suelo

✓ Factor de Suelo “S” : $S_2 = 1.15$

✓ $T_p(s)$: 0.60

✓ $T_L(s)$: 2.00

Factor de Uso “U” : 1.00

Factor de Reducción

✓ Sistema Estructural Aporticado

$R_{x0} = 8.00$ (Sismo Severo)

$R_{y0} = 8.00$ (Sismo Severo)

✓ Sistema Estructural de Albañilería Confinada

$R_{x0} = 3.00$ (Sismo Severo) y 6.00 (Sismo Moderado)

$R_{y0} = 3.00$ (Sismo Severo) y 6.00 (Sismo Moderado)

i.2.1. Sistema Estructural Aporticado

- **Calculando la V_x**

$$V_x = \frac{(0.35)(1.00)(2.50)(1.15)}{6.80} \cdot P_{\text{Edificación}}$$

$$V_x = 0.15 (P_{\text{Edificación}})$$

- **Calculando la V_y**

$$V_x = \frac{(0.35)(1.00)(2.50)(1.15)}{6.80} \cdot P_{\text{Edificación}}$$

$$V_x = 0.15 (P_{\text{Edificación}})$$

i.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

- **Calculando la V_x**

$$V_x = \frac{(0.35)(1.00)(2.50)(1.15)}{5.10} \cdot P_{\text{Edificación}}$$

$$V_x = 0.20 (P_{\text{Edificación}})$$

- **Calculando la V_y**

$$V_x = \frac{(0.35)(1.00)(2.50)(1.15)}{5.10} \cdot P_{\text{Edificación}}$$

$$V_x = 0.20 (P_{\text{Edificación}})$$

i. Excentricidad Accidental

Según la NTE E. 030, para estructuras con diafragma rígidos, se supondrá que las fuerzas en cada nivel (F_i) actúan en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- ✓ En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicaría un momento torsor accidental (M_{ij}), que se calcula como:

$$M_{ij} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e), se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- ✓ Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

i.1. Evaluación con el Software

Todas las excentricidades encontradas son menores a lo estipulado por la NTP E. 030, por lo que nos encontramos sin excentricidades mayores que puedan generar una torsión en

nuestra edificación. A esto le añadimos la buena configuración de los elementos estructurales, que en gran medida fue gracias a la forma simétrica del terreno.

En función a los resultados obtenidos por el software, se armó la tabla que permitió calcular las excentricidades en dirección “x” y “y”, como se muestran la **Tabla 27** y **Tabla 28**.

i.1.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 27

Calculo de la Excentricidad (Software) – Sistema Estructural Aporticado

Nivel	Diafragma	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	Diafragma del Nivel 1	9.8395	4.7829	9.8381	4.9811	0.0014	0.1982
2	Diafragma del Nivel 2	9.8395	4.7829	9.8381	4.9811	0.0014	0.1982
3	Diafragma del Nivel 3	9.8395	4.7829	9.8381	4.9811	0.0014	0.1982
4	Diafragma del Nivel 4	9.8395	4.7829	9.8381	4.9811	0.0014	0.1982

i.1.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 28

Calculo de la Excentricidad (Software) – Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Nivel	Diafragma	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	Diafragma del Nivel 1	9.9275	4.7755	9.8381	4.9811	0.0894	0.2056
2	Diafragma del Nivel 2	9.9275	4.7755	9.8381	4.9811	0.0894	0.20
3	Diafragma del Nivel 3	9.9275	4.7755	9.8381	4.9811	0.0894	0.20
4	Diafragma del Nivel 4	9.9275	4.7755	9.8381	4.9811	0.0894	0.20

i.2. Evaluación Manual

De acuerdo a la NTP E. 030, la excentricidad accidental (e) se encuentra en función a las dimensiones mostradas en la **Figura 47**, el que fue tomada del área proyectada a construir mostrada en la **Figura 17**, para el cálculo de excentricidades se realizó en ambas direcciones, tal y como se muestran en la **Figura 48** y **Figura 49**.

Dónde: “B” es la dimensión de la planta transversal a la dirección en análisis:

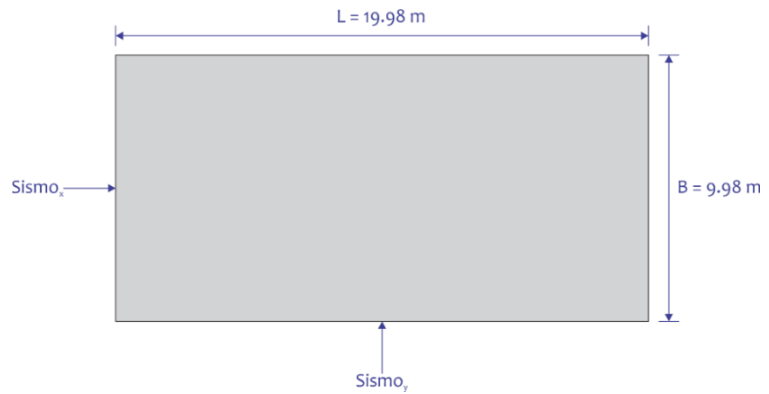


Figura 47. Excentricidad en Ambas Direcciones “x” e “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

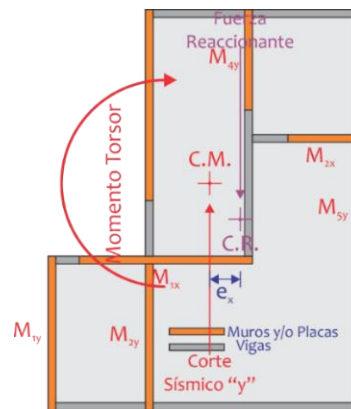


Figura 48. Ejemplificación de Excentricidad en Dirección “x”
Fuente: Elaboración Propia

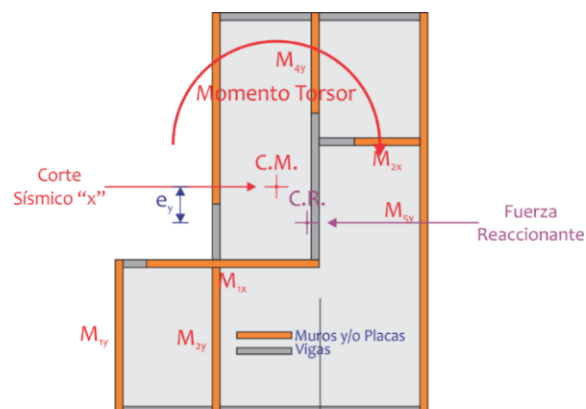


Figura 49. Ejemplificación de Excentricidad en Dirección “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

Reemplazando, Tenemos:

Sismo en Dirección “x”: $e_x = 0.05(20.00 \text{ m}) = 1.00 \text{ m}$

Sismo en Dirección "y": $e_y = 0.05(10.00 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$

6.1.2. Datos Ingresados al Programa

a. Patrones de Carga

Aquí debemos definir todas las cargas que afectaran a la estructura, ya sea por gravedad o sísmicas en ambas direcciones (análisis estático). Es necesario ser minuciosos al considerar los patrones de cargas, cuanto más exactos seamos, los resultados obtenidos serán más realistas. Por lo que se consideró lo siguiente:

Peso Propio del Elemento : Aquí estamos dotando la capacidad de que el programa considerara el peso propio de las vigas, columnas y losa.

Ladrillo de Techo : Si bien es cierto en el programa podremos modelar las vigas "T" pero un aspecto a considerar para el buen metrado son los ladrillos de techo por m².

Acabados : El acabado convencional para un espesor de 5 cm es de 100 kg/cm², este valor puede variar dependiendo el tipo de acabados que se le vaya a dar.

Tabiquería : Es un aspecto importante a considerar debido a que toda edificación cuenta con tabiquería móvil o fija.

s/c Departamento : La s/c para viviendas multifamiliares según la NTP E. 020 es de 200 kg/m².

s/c Corredor y Escalera : La NTP E. 020 menciona que tanto para corredores y escaleras en viviendas multifamiliares la s/c deberá ser mínima de 200 kg/m², no obstante, se trabajará con un valor de 400 kg/m² por cuestiones de configuración.

s/c Azotea : Se sabe que la azotea puede tener una sobrecarga menor a la de los pisos

inferiores donde habitan personas junto con sus muebles.

No obstante, al ser una vivienda multifamiliar se tiene que considerar el caso más crítico donde existan reuniones familiares en las azoteas por lo que se dotara de una s/c de 400 kg/m².

Carga de Escalera “CM y CV” : Muchos autores no consideran como parte del modelamiento de la estructura en el programa a las escaleras. Por cuestiones de exactitud no se considerará la escalera como parte del modelado, pero si se considerara la carga por servicio que esta transmite en sus apoyos (vigas) para finalmente ser amplificada en la etapa del diseño.

Sismo Estático “x” y “y” : También es necesario considerar el sismo en las direcciones de análisis, definir este patrón de cargas es muy importante debido a que tenemos que considerar el coeficiente sísmico “C” y el coeficiente “k” para poder realizar el análisis sísmico estático.

a.1. Sismo Estático en “X”

Para poder realizar un análisis sísmico estático de la estructura en dirección “x”, es necesario incluirlo en el recuadro que muestra la **Figura 50**, donde se tendrá en cuenta las variables que ameriten su configuración.

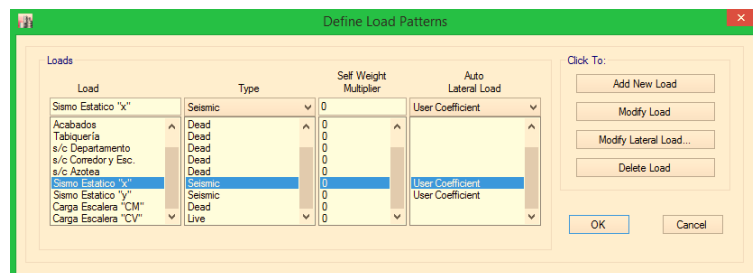


Figura 50. Definiendo Patrones de Carga “x”.

Fuente: Captura de Imagen del ETABS V. 2016.

a.1.1. Excentricidad Accidental “ e_x ”

La **Figura 51**, nos muestra la introducción de la cortante basal “ V_x ” y el coeficiente de distribución por altura “ k_x ” obtenidos anteriormente.

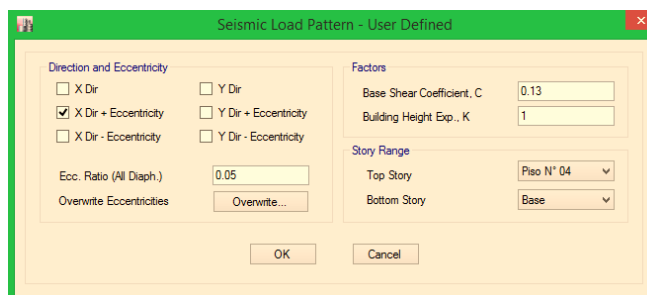


Figura 51. Definiendo la Excentricidad en “x”.
Fuente: Captura de Imagen del ETABS V. 2016.

a.2. Sismo Estático en “y”

Para poder realizar un análisis sísmico estático de la estructura en dirección “y”, es necesario incluirlo en el recuadro que muestra la **Figura 52**, donde se tendrá en cuenta las variables que ameriten su configuración.

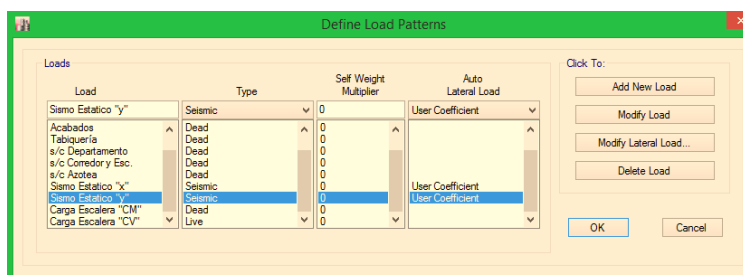


Figura 52. Definiendo Patrones de Carga “y”.
Fuente: Captura de Imagen del ETABS V. 2016.

a.2.1. Excentricidad Accidental “ e_y ”

La **Figura 53**, nos muestra la introducción de la cortante basal “ V_y ” y el coeficiente de distribución por altura “ k_y ” obtenidos anteriormente.

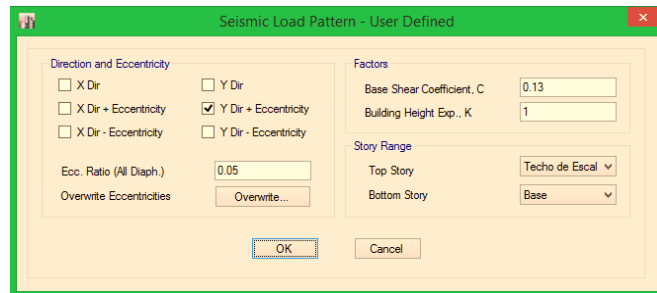


Figura 53. Definiendo la Excentricidad en “y”.
Fuente: Captura de Imagen del ETABS V. 2016.

b. Peso de la Edificación (P)

La Carga Muerta, incluye: Peso Propio del Elemento, Ladrillo de Techo, Acabados, Tabiquería y Carga Muerta de la Escalera. Por otra parte, la Carga Viva incluye: s/c de Departamento, s/c de Corredor y Escalera, s/c de Azotea y Carga Viva de la Escalera, tal y como es evidenciado en la **Figura 54**.

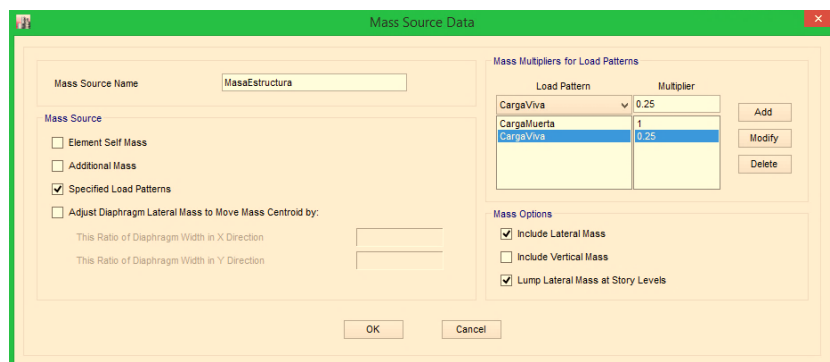


Figura 54. Definiendo el Peso Total de la Edificación.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0

6.1.3. Resultados

a. Desplazamientos Lateral Máximo y Promedio

Como siguiente paso se tiene que calcular los desplazamientos para ello corremos el programa y nos dirigimos a ver los desplazamientos gráficamente y/o con las tablas. Estos desplazamientos son se dan en las por lo general en las esquinas de cada pórtico que conforma la estructura en su totalidad.

a.1. Sistema Estructural Aporticado

En la **Figura 55** y **Figura 56**, se muestran los desplazamientos máximos y promedios para el sistema estructural aporticado, considerando un análisis por sismo estático en dirección “x” y “y”.

- **Dirección “x”**

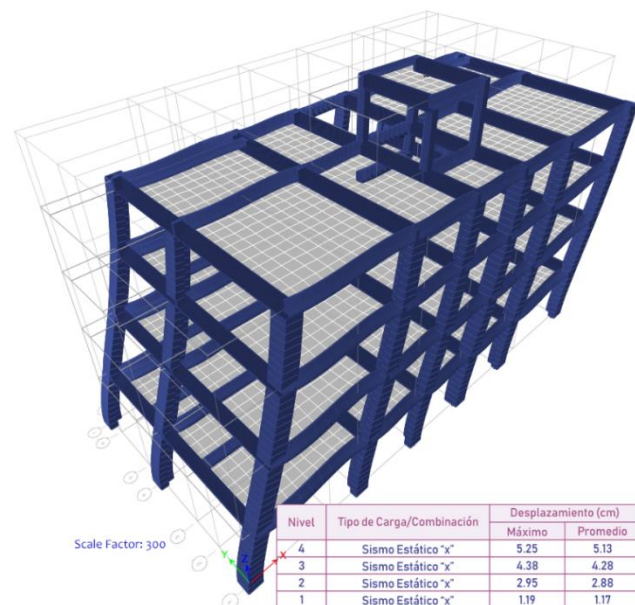


Figura 55. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural Aporticado.

Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

- Dirección “y”

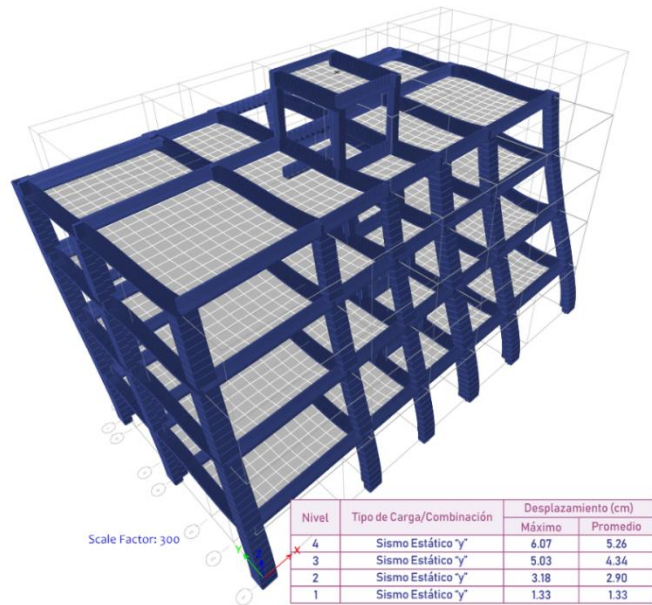


Figura 56. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural Aporticado.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

En la **Figura 57** y **Figura 58**, se muestran los desplazamientos máximos y promedios para el sistema estructural de albañilería confinada, considerando un análisis por sismo estático en dirección “x” y “y”.

- Dirección “x”



Figura 57. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

- **Dirección “y”**

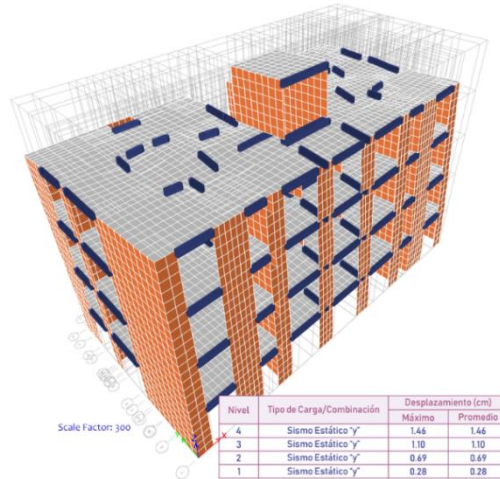


Figura 58. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

b. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo

“Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico” (NTP E. 030, 2016).

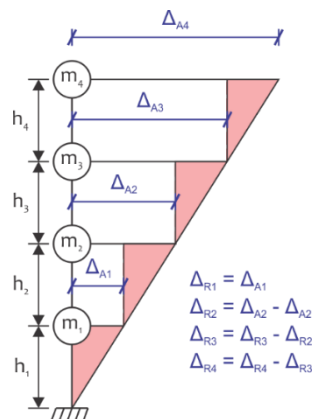


Figura 59. Cálculo de los Desplazamientos Absolutos y Relativos.
Fuente: Elaboración Propia.

Después de haber obtenido las distorsiones máximas por el análisis modal del software, se procede a calcular sus desplazamientos laterales y relativos en dirección “x” y “y” (ver **Figura 59**).

b.1. Sistema Estructural Aporticado

Para el sistema estructural aporticado, se empleara la **Tabla 29** y **Tabla 30**, así como la **Figura 60** y **Figura 61**, de donde se obtiene un máximo desplazamiento lateral absoluto en dirección “x” de 0.04397 m y en dirección “y” de 0.04335 m.

- **Dirección “x”**

Tabla 29

Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “x” (Sistema Estructural Aporticado)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	8.00	0.85	6.80	0.0525	0.0087
3	8.00	0.85	6.80	0.0438	0.0143
2	8.00	0.85	6.80	0.0295	0.0175
1	8.00	0.85	6.80	0.0119	0.0119

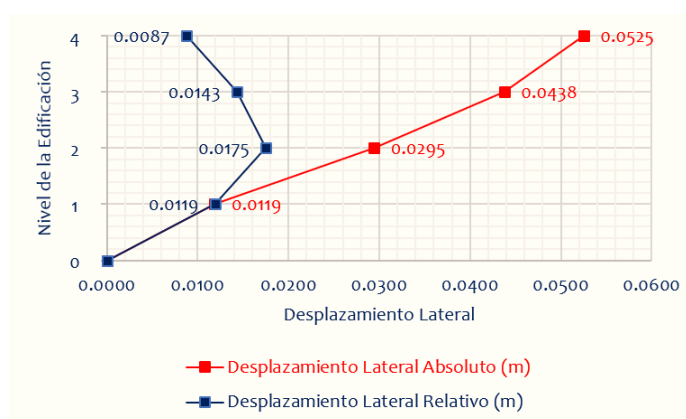


Figura 60. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativos para el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 30

Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “y” (Sistema Estructural Aporticado)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	8.00	0.85	6.80	0.0607	0.0104
3	8.00	0.85	6.80	0.0503	0.0185
2	8.00	0.85	6.80	0.0318	0.0185
1	8.00	0.85	6.80	0.0133	0.0133

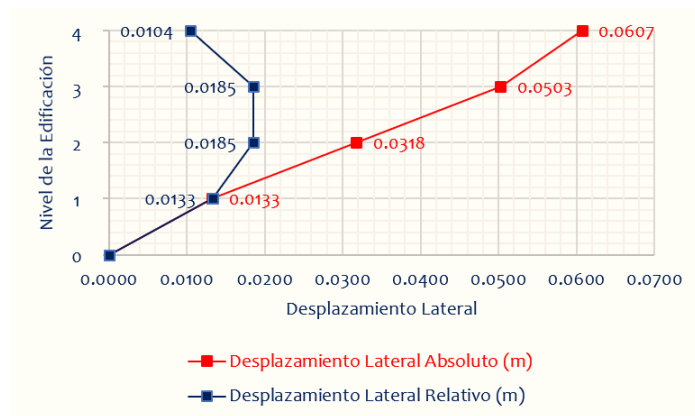


Figura 61. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “y”.

Fuente: Elaboración Propia.

b.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Por último, el sistema estructural de albañilería confinada, se empleara la **Tabla 31** y **Tabla 32**, así como la **Figura 62** y **Figura 63**, de donde se obtiene un máximo desplazamiento lateral absoluto en dirección “x” de 0.04397 m y en dirección “y” de 0.04335 m.

- **Dirección “x”**

Tabla 31

Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “x” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	6.00	0.85	5.10	0.0159	0.0038
3	6.00	0.85	5.10	0.0121	0.0045

2	6.00	0.85	5.10	0.0076	0.0046
1	6.00	0.85	5.10	0.0030	0.0030

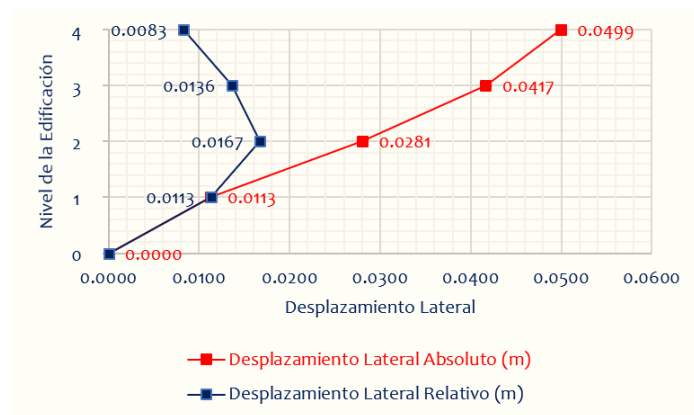


Figura 62. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 32

Desplazamientos Laterales – Sismo Estático en Dirección “y” (Sistema Estructural de Albañilería Confinada)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	6.00	0.85	5.10	0.0146	0.0036
3	6.00	0.85	5.10	0.0110	0.0041
2	6.00	0.85	5.10	0.0069	0.0041
1	6.00	0.85	5.10	0.0028	0.0028

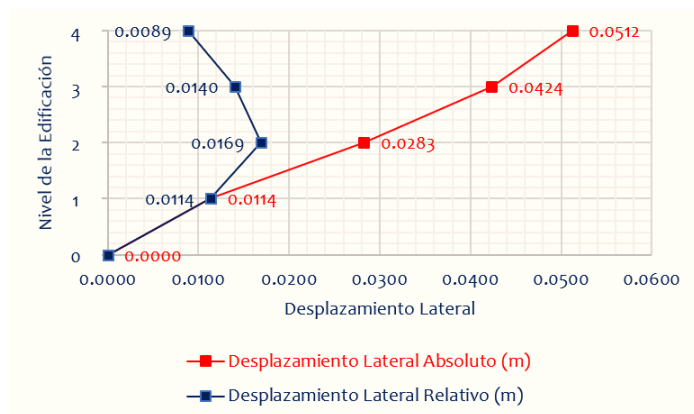


Figura 63. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.

Fuente: Elaboración Propia.

c. Límites de Distorsión de Entre-Piso

“El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral b, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la **Tabla 33**” (NTP E. 030, 2016).

Tabla 33
Límites Para la Distorsión del Entre-Piso

Material Predominante	$\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$
Concreto Armado	0.007
Albañilería	0.005

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 05 – Tabla 11

c.1. Sistema Estructural Aporticado

Para el sistema estructural aporticado, se empleara la **Tabla 34** y **Tabla 35**, así como la **Figura 64** y **Figura 65**, de donde la máxima distorsión para los entrepisos en dirección “x” es de 0.0056 y en dirección “y” de 0.0056.

- **Dirección “x”**

Según la NTE E. 030, para poder obtener los desplazamientos laterales, se multiplicará por 0.75 (estructuras regulares) y 0.85 (estructuras irregulares) al factor de reducción igual a 6.80 para el sistema estructural aporticado.

Tabla 34
Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R _o	R	Coeficiente de Reducción		H _i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0091	0.0076	0.0015	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0087	0.0033	0.0070
3	0.0076	0.0051	0.0025	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0143	0.0054	0.0070
2	0.0051	0.0021	0.0030	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0175	0.0065	0.0070
1	0.0021	0.0000	0.0021	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0119	0.0045	0.0070

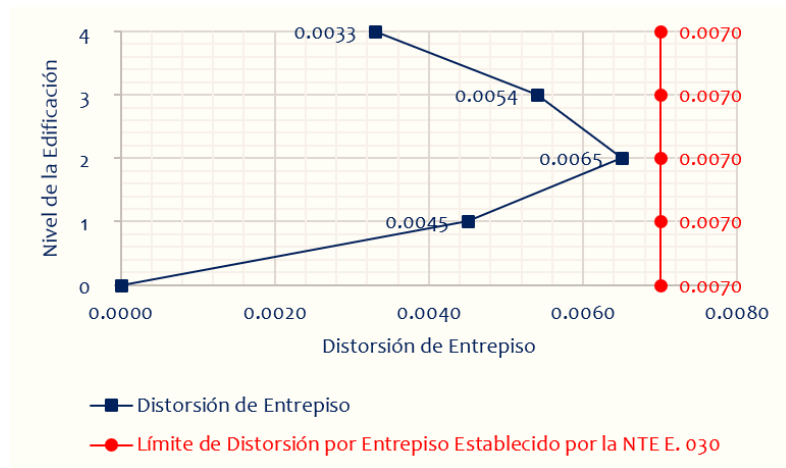


Figura 64. Distorsión Angular del Sistema Estructural Aporcionado – Sismo “x”.
Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 35

Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural Aporcionado en Dirección “y”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R _o	R	Coeficiente de Reducción		H _i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0105	0.0087	0.0018	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0104	0.0039	0.0070
3	0.0087	0.0055	0.0032	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0185	0.0069	0.0070
2	0.0055	0.0023	0.0032	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0185	0.0069	0.0070
1	0.0023	0.0000	0.0023	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0133	0.0050	0.0070

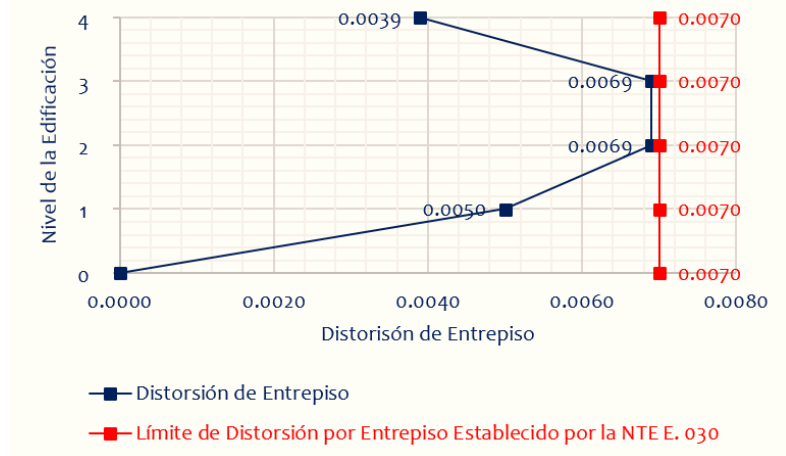


Figura 65. Distorsión Angular del Sistema Estructural Aporcionado – Sismo “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Por último, el sistema estructural de albañilería confinada, se empleara la **Tabla 36** y **Tabla 37**, así como la **Figura 66** y **Figura 67**, de donde la máxima distorsión para los

entrepisos en dirección “x” es de 0.0056 y en dirección “y” de 0.0056.

- **Dirección “x”**

Según la NTE E. 030, para poder obtener los desplazamientos laterales, se multiplicará por 0.75 (estructuras regulares) y 0.85 (estructuras irregulares) al factor de reducción igual a 5.10 para el sistema estructural de albañilería confinada.

Tabla 36

Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R _o	R	Coeficiente de Reducción		H _i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0037	0.0028	0.0009	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0038	0.0014	0.0050
3	0.0028	0.0018	0.0010	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0045	0.0017	0.0050
2	0.0018	0.0007	0.0011	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0046	0.0018	0.0050
1	0.0007	0.0000	0.0007	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0030	0.0012	0.0050



Figura 66. Distorsión Angular del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 37

Distorsión por Sismo Estático del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R _o	R	Coeficiente de Reducción		H _i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0034	0.0025	0.0008	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0036	0.0014	0.0050
3	0.0025	0.0016	0.0010	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0041	0.0016	0.0050
2	0.0016	0.0007	0.0009	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0041	0.0016	0.0050
1	0.0007	0.0000	0.0007	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.0028	0.0011	0.0050

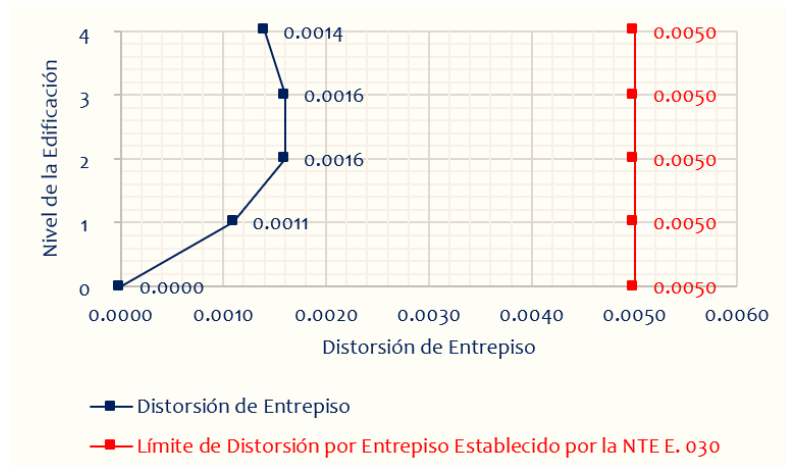


Figura 67. Distorsión Angular del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

6.2. Análisis Dinámico

6.2.1. Cálculos Pre-Liminares

a. Espectro de Aceleración

“Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por” (NTP E. 030, 2016):

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

“Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C , definidos en el Ítem e.3, excepto para la zona de periodos muy cortos ($T < 0.2 T_p$), en la que se considerará” (NTP E. 030, 2016):

$$C = 1.00 + 7.50 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

a.1. Sistema Estructural Aporticado

Para la elaboración del espectro de aceleración en dirección “x” se está incluyendo el valor de la gravedad de 9.81 m/s^2 (ver **Figura 68**, **Figura 69**, **Figura 70** y **Figura 71**). Existen autores que ingresan el espectro de aceleraciones sin la gravedad, para recién factorarlo en el mismo programa y llegar al mismo resultado.

- **Dirección “x”**

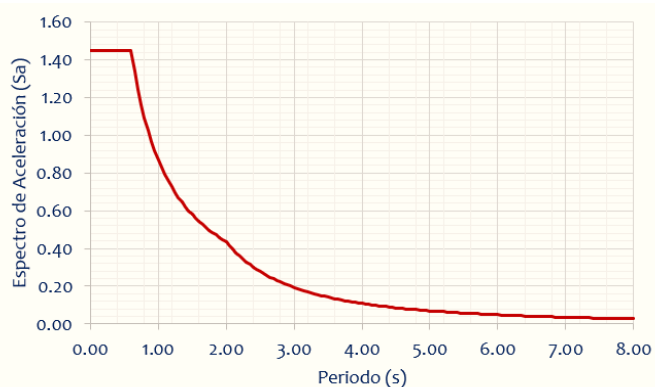


Figura 68. Espectro de Aceleración en Dirección “x” del Sistema Estructural Aporticado.

Fuente: Elaboración Propia (MS Excel V. 2016).

- **Dirección “y”**

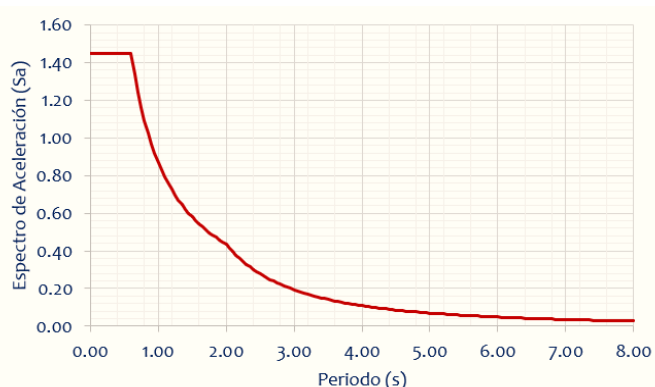


Figura 69. Espectro de Aceleración en Dirección “y” del Sistema Estructural Aporticado.

Fuente: Elaboración Propia (MS Excel V. 2016).

a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

- **Dirección “x”**

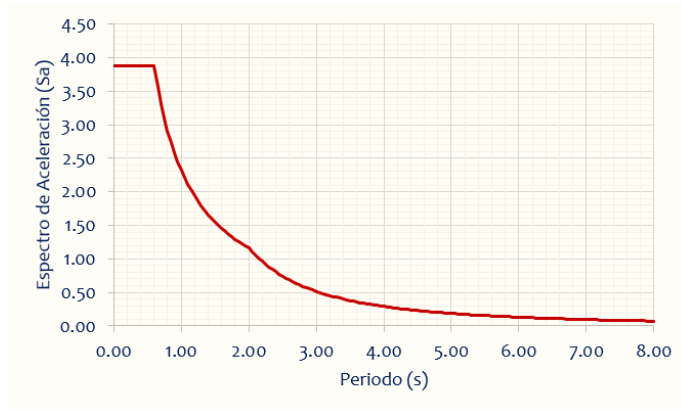


Figura 70. Espectro de Aceleración en Dirección “x” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.

Fuente: Elaboración Propia (MS Excel V. 2016).

- **Dirección “y”**

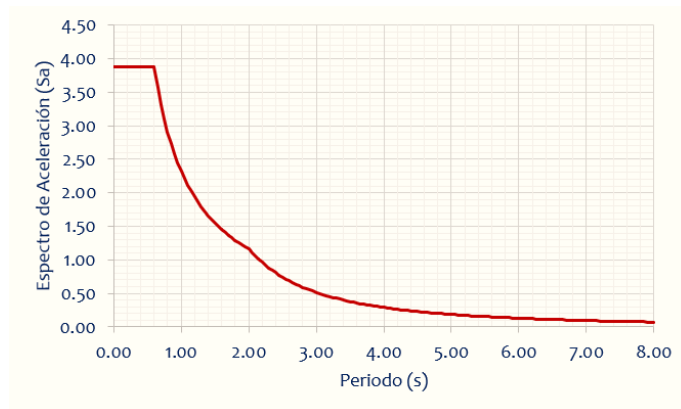


Figura 71. Espectro de Aceleración en Dirección “y” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada.

Fuente: Elaboración Propia (MS Excel V. 2016).

6.2.2. Datos Ingresados al Programa

a. Fuerza Sísmica Vertical

a.1. Sismo Dinámico en Dirección “X”

Para incluir la fuerza sísmica vertical en dirección “x”, se procederá a añadir los 2/3 de la fuerza lateral, tal y como se muestran en la **Figura 72** y **Figura 73**.

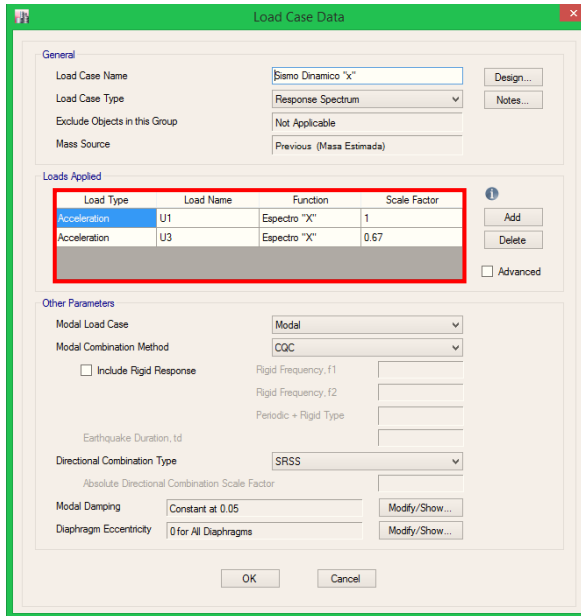


Figura 72. Patrón de Carga para Sismo Dinámico en Dirección “x”.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

a.2. Sismo Dinámico en Dirección “Y”

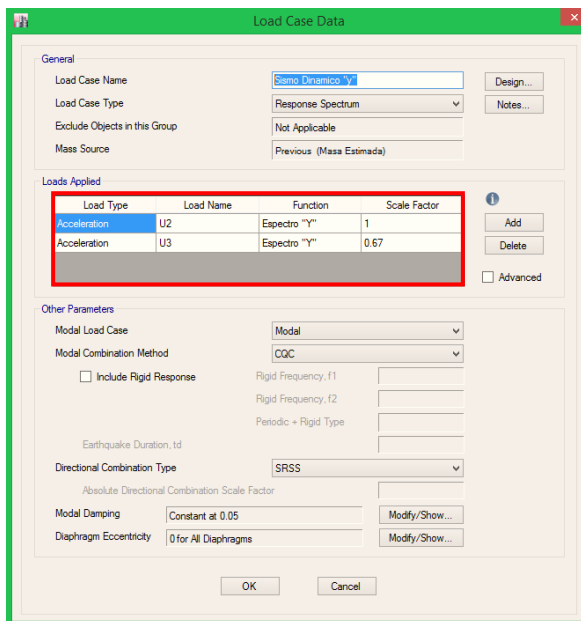


Figura 73. Patrón de Carga para Sismo Dinámico en Dirección “y”.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

6.2.3. Resultados

a. Desplazamiento Lateral Máximo y Promedio

a.1. Sistema Estructural Aporticado

En la **Figura 74** y **Figura 75**, se muestran los desplazamientos máximos y promedios para el sistema estructural aporticado, considerando un análisis por sismo dinámico en dirección “x” y “y”.

- **Dirección “x”**

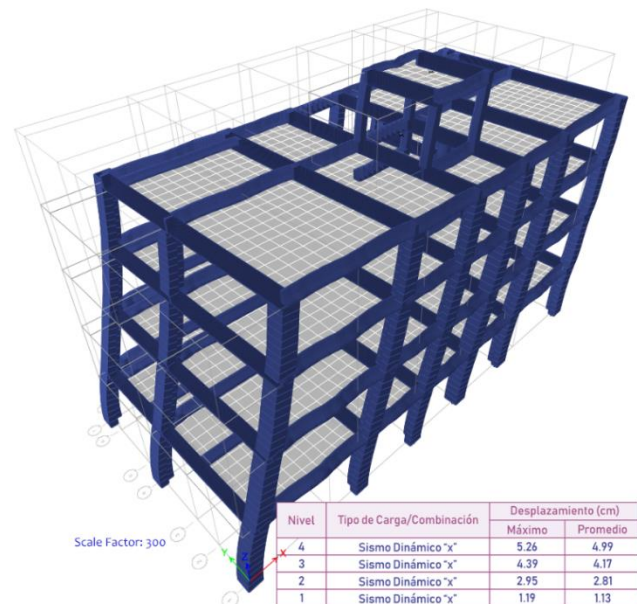


Figura 74. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Aporticado.

Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

- Dirección “y”

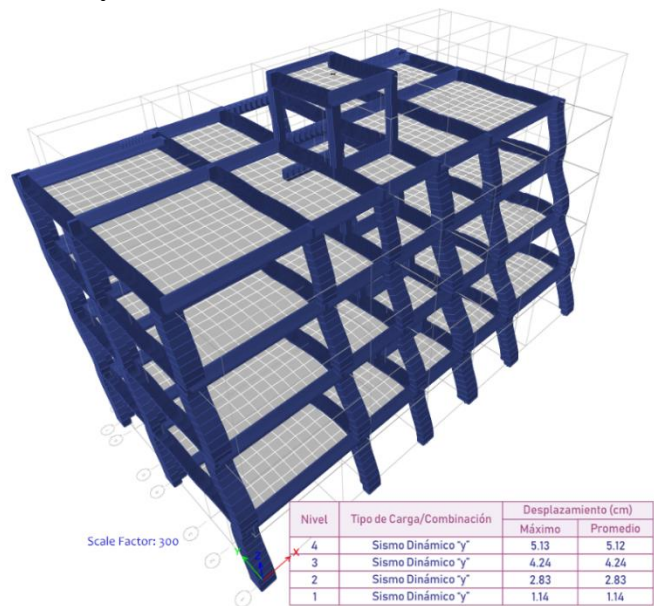


Figura 75. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural Aporticado.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

En la **Figura 76** y **Figura 77**, se muestran los desplazamientos máximos y promedios para el sistema estructural de albañilería confinada, considerando un análisis por sismo dinámico en dirección “x” y “y”.

- **Dirección “x”**

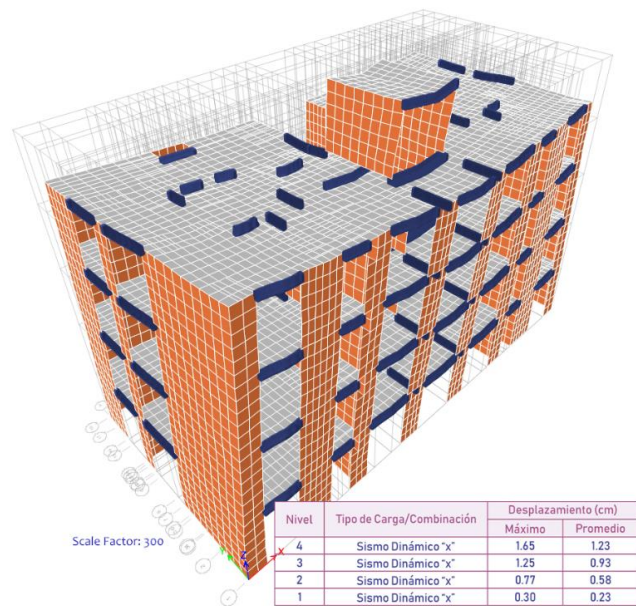


Figura 76. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “x” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

- **Dirección “y”**

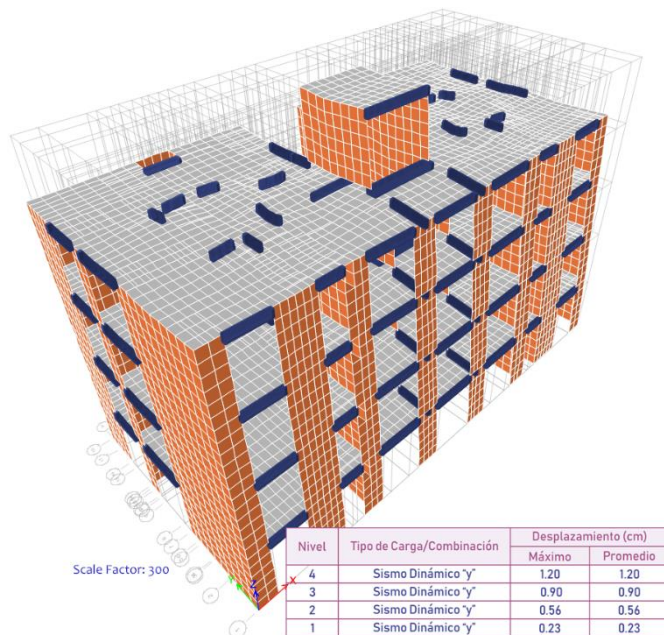


Figura 77. Desplazamientos Máximos y Promedios en Dirección “y” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada.
Fuente: ETABS V. 2016.2.0.

b. Desplazamiento Lateral Absoluto y Relativo

“Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del

análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico” (NTP E. 030, 2016).

b.1. Sistema Estructural Aporticado

Para el sistema estructural aporticado, se emplearán las **Tabla 38** y **Tabla 39**, así como las **Figura 78** y **Figura 79**, donde se obtiene un máximo desplazamiento lateral absoluto en dirección “x” de 0.04397 m y en dirección “y” de 0.04335 m.

- **Dirección “x”**

Tabla 38
Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “x”
(Sistema Estructural Aporticado)

Nivel	R_0	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	8.00	0.85	6.80	0.0526	0.0087
3	8.00	0.85	6.80	0.0439	0.0144
2	8.00	0.85	6.80	0.0295	0.0176
1	8.00	0.85	6.80	0.0113	0.0113

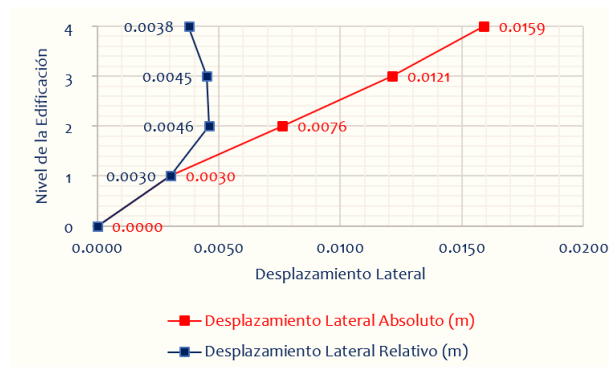


Figura 78. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 39
Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “y”
(Sistema Estructural Aporticado)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	8.00	0.85	6.80	0.0513	0.0089
3	8.00	0.85	6.80	0.0424	0.0141
2	8.00	0.85	6.80	0.0283	0.0169
1	8.00	0.85	6.80	0.0114	0.0114

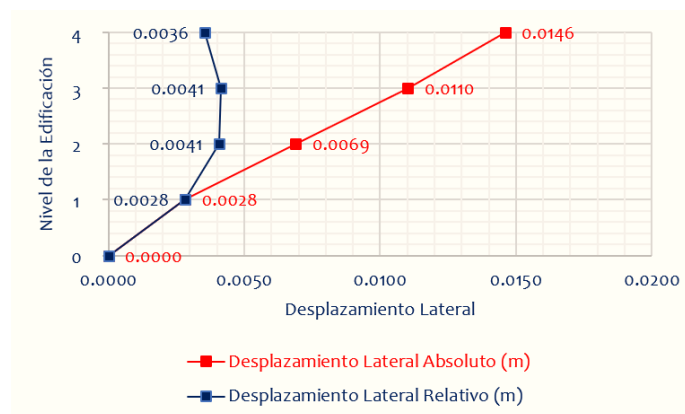


Figura 79. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural Aporticado – Sismo “y”.

Fuente: Elaboración Propia.

b.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Por último, el sistema estructural de albañilería confinada, empleara las **Tabla 40** y **Tabla 41**, añadiendo a esto las **Figura 80** y **Figura 81**, donde se obtiene un máximo desplazamiento lateral absoluto en dirección “x” de 0.04397 m y en dirección “y” de 0.04335 m.

- **Dirección “x”**

Tabla 40

*Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “x”
(Sistema Estructural de Albañilería Confinada)*

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	6.00	0.85	5.10	0.0165	0.0040
3	6.00	0.85	5.10	0.0125	0.0047
2	6.00	0.85	5.10	0.0077	0.0047
1	6.00	0.85	5.10	0.0030	0.0030

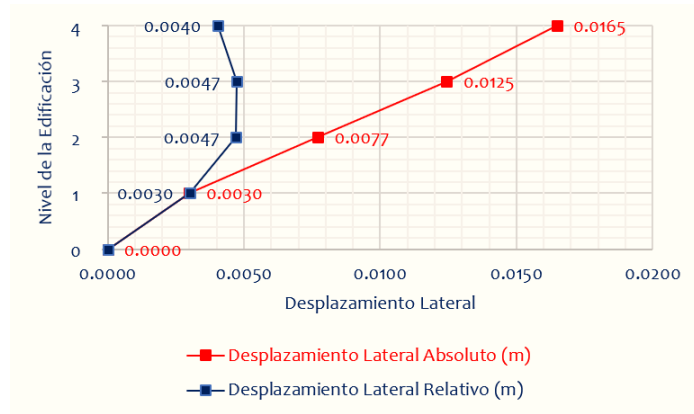


Figura 80. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “x”.
Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 41
Desplazamientos Laterales – Sismo Dinámico en Dirección “y”
(Sistema Estructural de Albañilería Confinada)

Nivel	R _o	Factor de Irregularidad	R	Desplazamiento Lateral (m)	
				Absoluto	Relativo
4	6.00	0.85	5.10	0.0120	0.0030
3	6.00	0.85	5.10	0.0090	0.0034
2	6.00	0.85	5.10	0.0056	0.0033
1	6.00	0.85	5.10	0.0023	0.0023

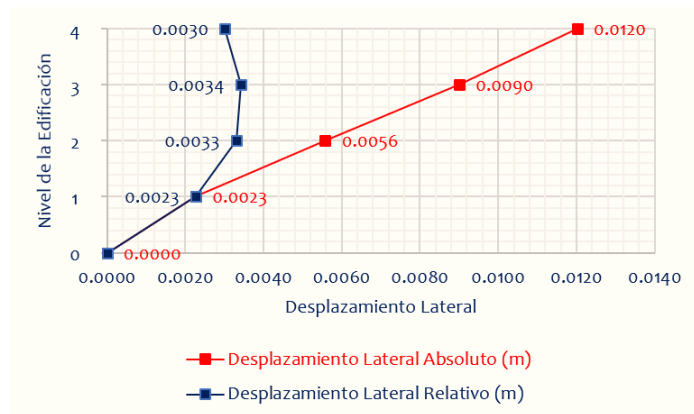


Figura 81. Desplazamientos Absolutos y Relativos en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

c. Límites de Distorsión de Entre-Piso

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la **Tabla 33**.

c.1. Sistema Estructural Aporticado

Para el sistema estructural aporticado, se emplearán las **Tabla 42** y **Tabla 43**, así como las **Figura 82** y **Figura 83**, donde la máxima distorsión para los entrepisos en dirección “x” es de 0.0056 y en dirección “y” de 0.0056.

- **Dirección “x”**

Tabla 42

Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R_o	R	Coeficiente de Reducción		H_i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0037	0.0028	0.0009	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0087	0.0033	0.0070
3	0.0028	0.0018	0.0010	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0143	0.0054	0.0070
2	0.0018	0.0007	0.0011	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0175	0.0065	0.0070
1	0.0007	0.0000	0.0007	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0119	0.0045	0.0070

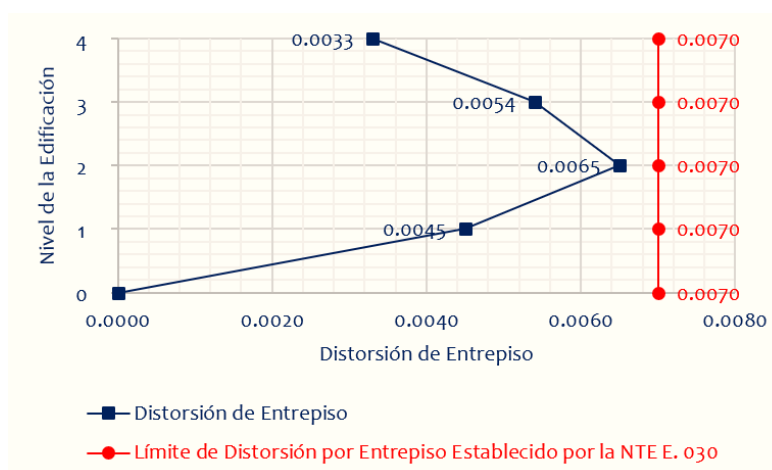


Figura 82. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

- **Dirección “y”**

Tabla 43

Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R_o	R	Coeficiente de Reducción		H_i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0089	0.0073	0.0015	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0089	0.0033	0.0070
3	0.0073	0.0049	0.0024	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0141	0.0053	0.0070
2	0.0049	0.0020	0.0029	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0169	0.0063	0.0070
1	0.0020	0.0000	0.0020	8.00	6.80	5.78	5.10	2.70	0.0114	0.0043	0.0070

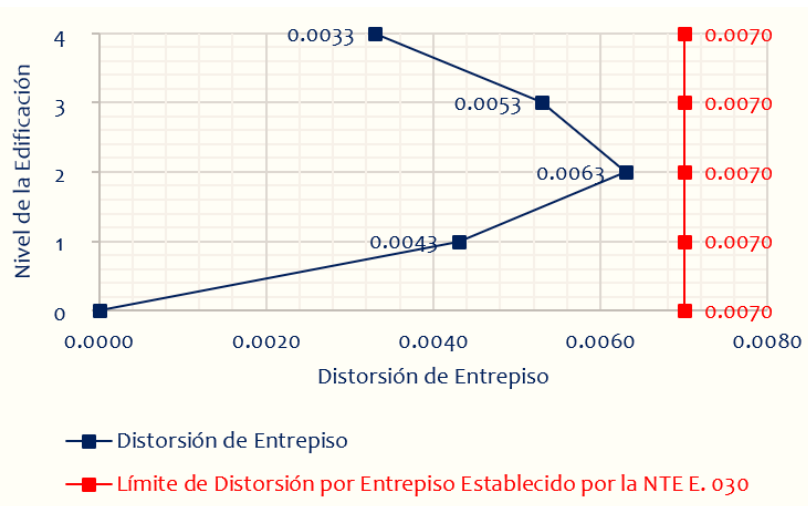


Figura 83. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural Aporcado en Dirección “y”.

Fuente: Elaboración Propia.

c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Por último, el sistema estructural de albañilería confinada, empleara las **Tabla 44** y **Tabla 45**, añadiendo a esto las **Figura 84** y **Figura 85**, donde la máxima distorsión para los entrepisos en dirección “x” es de 0.0056 y en dirección “y” de 0.0056.

- **Dirección “x”**

Tabla 44

Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural de Albañilería confinada en Dirección “x”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R_o	R	Coeficiente de Reducción		H_i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular (x0.85)	Regular (x3/4)			Obtenido	Máximo
4	0.0038	0.0029	0.0009	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.004	0.0015	0.0050
3	0.0029	0.0018	0.0011	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.005	0.0018	0.0050
2	0.0018	0.0007	0.0011	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.005	0.0018	0.0050
1	0.0007	0.0000	0.0007	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.003	0.0012	0.0050

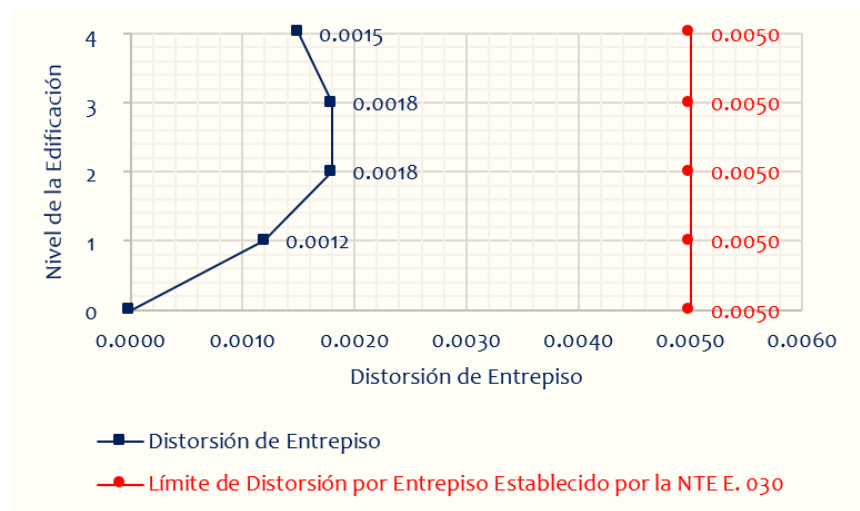


Figura 84. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”.

Fuente: Elaboración Propia.

• **Dirección “y”**

Tabla 45

Distorsión Angular por Sismo Dinámico del Sistema Estructural de Albañilería confinada en Dirección “y”

Nivel	Δ Máximo ETABS		Diferencia	R_o	R	Coeficiente de Reducción		H_i (m)	Δ Lateral Relativo (m)	Límites de Distorsión	
	Sup.	Inf.				Irregular ($\times 0.85$)	Regular ($\times 3/4$)			Obtenido	Máximo
4	0.0028	0.0021	0.0007	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.003	0.0012	0.0050
3	0.0021	0.0013	0.0008	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.003	0.0013	0.0050
2	0.0013	0.0005	0.0008	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.003	0.0013	0.0050
1	0.0005	0.0000	0.0005	6.00	5.10	4.34	3.83	2.70	0.002	0.0009	0.0050

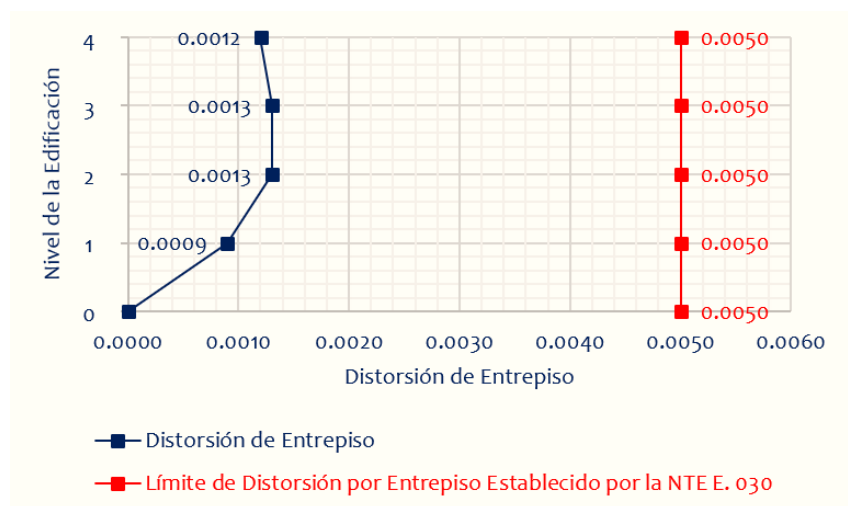


Figura 85. Límite de Distorsión del Entrepiso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”.

Fuente: Elaboración Propia.

6.3. Otros Criterios

Para nuestro presente proyecto, no es necesario realizar este análisis en vista que no nos encontramos colindando con ninguna vivienda, sin embargo, que procede a realizar por fines ilustrativos y de comprender este aspecto que muchas veces es obviado por los diseñadores.

6.3.1. Separación Entre Edificios (s)

Para nuestro proyecto no es necesario realizar este análisis en vista que no nos encontramos colindando con otras estructuras, sin embargo, se procede a realizar los cálculos pertinentes, con la finalidad de conocer y generar un aporte a las futuras tesis en área.

“Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico” (NTP E. 030, 2016).

“Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que” (NTP E. 030, 2016):

$$\begin{aligned} S_1 &\geq \frac{2}{3} \Delta_{\text{máx}} \\ S_2 &= 0.006 h \geq S_3 \\ S_3 &= 0.03 \text{ m} \end{aligned}$$

Donde:

$\Delta_{\text{máx}}$: Desplazamiento Lateral Máximo en Dirección “x” o “y”

h : Altura del Nivel de Terreno Natural al Ultimo Nivel

“El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria” (NTP E. 030, 2016).

“En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina” (NTP E. 030, 2016).

Para poder entender mejor lo dicho por la norma a continuación se realizó una imagen que representa las condiciones del proyecto a desarrollar (ver **Figura 86**). En el proyecto se puede visualizar dos viviendas adyacentes a su límite de propiedad, por esta razón a continuación procederemos a calcular la separación entre edificios “s”.



Figura 86. Separación Entre Edificios “s”.
Fuente: Elaboración Propia.

a. Calculando el Valor de “s”

Es necesario analizar este aspecto, porque el objetivo de todo proyecto es prevalecer la integridad y bienestar de las personas a vivir dentro de la edificación ante un eventual sismo. El valor de “s” para el proyecto que se pretende realizar no es una limitante, debido a que nos encontramos con una separación de 1.00 m entre edificaciones. Sin embargo, si existieran viviendas colindantes, se recomendaría tener una separación de:

$$s = 7.00 \text{ cm (Valor Tomado)}$$

En la **Tabla 46** y **Tabla 47**, se muestran los resultados obtenidos de los criterios estipulados en la NTP E. 030, para ambos sistemas estructurales planteados. Por último, en la **Figura 87**, **Figura 88**, **Figura 89** y **Figura 90**, podemos visualizar las separaciones entre edificios obtenidas en la **Tabla 46** y **Tabla 47**, para ambas direcciones de análisis.

a.1. Sistemas Estructural Aporticado

Tabla 46
Separación Entre Edificios “s” para el Sistema Estructural de Aporticado en Direcciones “x” y “y”

Nivel	Dirección “x” (cm)			“s” Tomado (cm)	Dirección “y” (cm)			“s” Tomado (cm)
	s ₁	s ₂	s ₃		s ₁	s ₂	s ₃	
4	3.51	6.48	3.00	7.00	3.42	6.48	3.00	7.00
3	2.93	4.86	3.00	5.00	2.83	4.86	3.00	5.00
2	1.97	3.24	3.00	4.00	1.89	3.24	3.00	4.00
1	0.79	1.62	3.00	2.00	0.76	1.62	3.00	2.00

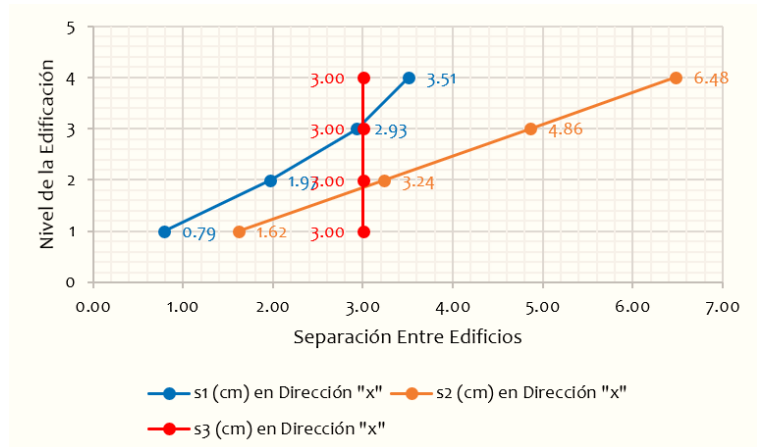


Figura 87. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “x”.
Fuente: Elaboración Propia.

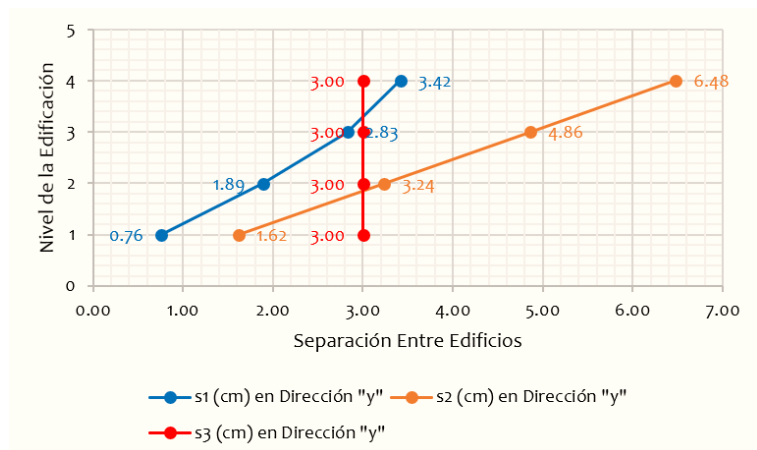


Figura 88. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural Aporticado en Dirección “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 47

Separación Entre Edificios “s” para el Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Direcciones “x” y “y”

Nivel	Dirección “x” (cm)			“s” Tomado (cm)	Dirección “y” (cm)			“s” Tomado (cm)
	s ₁	s ₂	s ₃		s ₁	s ₂	s ₃	
4	1.10	6.48	3.00	7.00	0.80	6.48	3.00	7.00
3	0.83	4.86	3.00	5.00	0.60	4.86	3.00	5.00
2	0.51	3.24	3.00	4.00	0.37	3.24	3.00	4.00
1	0.20	1.62	3.00	2.00	0.15	1.62	3.00	2.00

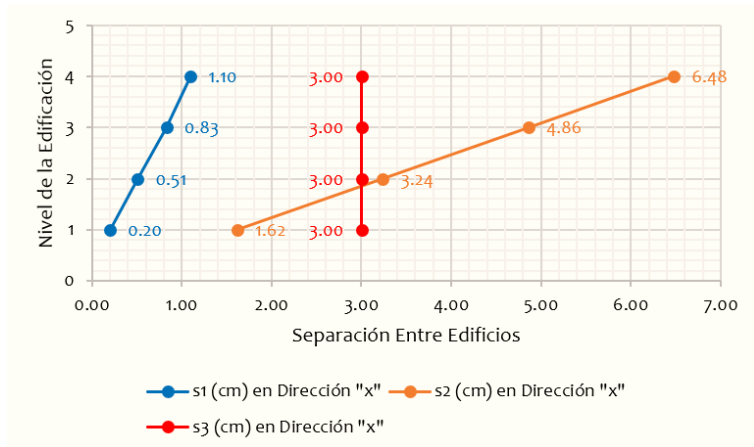


Figura 89. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “x”.
Fuente: Elaboración Propia.

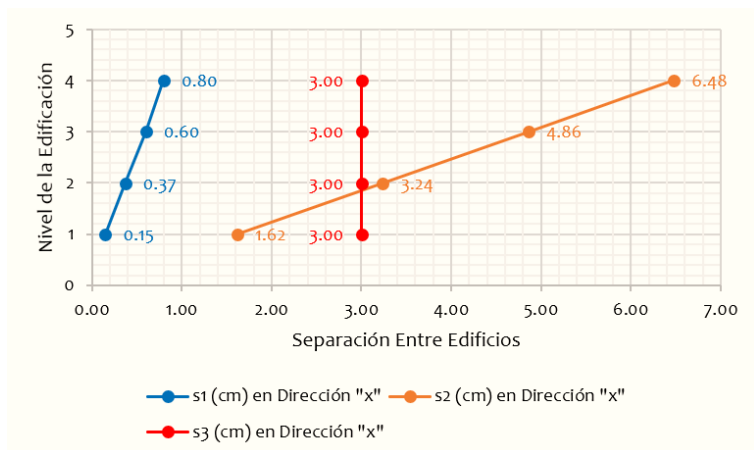


Figura 90. Separación Entre Edificios “s” del Sistema Estructural de Albañilería Confinada en Dirección “y”.
Fuente: Elaboración Propia.

6.3.2. Fuerza Cortante Mínima

“Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares” (NTP E. 030, 2016).

1° Condición: Fuerza Cortante Mínima en Estructuras Regulares

$$\frac{V_{x,y} \text{ Dinámica}}{V_{x,y} \text{ Estática}} \geq 0.80 \text{ (Estructura Regular)}$$

2° condición: Fuerza Cortante Mínima en Estructuras Irregulares

$$\frac{V_{x,y} \text{ Dinámica}}{V_{x,y} \text{ Estática}} \geq 0.90 \text{ (Estructura Irregular)}$$

“Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos” (NTP E. 030, 2016).

El presente proyecto, es una estructura irregular debido a no cumplir con el requisito de irregularidades explicado en el **Ítem 6.4**, por esta razón al trabajar con un sismo dinámico, se debe de verificar la relación entre la cortante dinámica y estática, siendo esta mayor o igual a 90%. Según los calculo efectuados a la **Tabla 48**, podemos asegurar que el resultado del cociente entre la cortante dinámica y estática, es mayor a 90%, siendo este resultado quien descarta escalar la cortante dinámica en la base. Sin embargo, en la **Tabla 49**, se evidencia la necesidad de tener que escalar el sismo dinámico en la dirección de análisis “x”, ya que el resultado del cociente entre la cortante dinámica y estática, es menor a 90%, es este resultado quien asegura escalar la cortante dinámica en la base.

a. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 48

Cortante Basal por Sismo Estático y Sismo Dinámico Máximo en el Sistema Estructural Aporticado

Carga	F_x (Ton)	F_y (Ton)	F_z (Ton)	M_x (Ton-m)	M_y (Ton-m)	M_z (Ton-m)
S. E. _x	-133.93	0.00	0.00	0.00	-1022.63	705.14
S. E. _y	0.00	-133.93	0.00	1022.63	0.00	-1449.54
S. D. _x	129.49	0.02	0.00	0.12	993.62	566.37
S. D. _y	0.02	130.53	0.00	999.73	0.12	1284.87

Fuente: Cálculos Obtenidos del ETABS V. 2016.2.0

- **Dirección “x”**

$$\frac{V_x \text{ Dinámica}}{V_x \text{ Estática}} = \frac{129.49 \text{ Ton}}{133.93 \text{ Ton}} = 0.97 > 0.90 \text{ (Cumple!)}$$

- **Dirección “y”**

$$\frac{V_y \text{ Dinámica}}{V_y \text{ Estática}} = \frac{130.53 \text{ Ton}}{133.93 \text{ Ton}} = 0.98 > 0.90 \text{ (Cumple!)}$$

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 49

Cortante Basal por Sismo Estático y Sismo Dinámico Máximo en el Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Carga	F_x (Ton)	F_y (Ton)	F_z (Ton)	M_x (Ton-m)	M_y (Ton-m)	M_z (Ton-m)
S. E. _x	-122.67	0.00	0.00	0.00	-971.59	649.93
S. E. _y	0.00	-122.67	0.00	971.59	0.00	-1334.65
S. D. _x	91.67	0.30	0.00	2.48	740.19	527.54
S. D. _y	0.30	115.27	0.00	933.47	2.45	1143.12

Fuente: Cálculos Obtenidos del ETABS V. 2016.2.0

- **Dirección “x”**

$$\frac{V_x \text{ Dinámica}}{V_x \text{ Estática}} = \frac{91.67 \text{ Ton}}{122.67 \text{ Ton}} = 0.75 < 0.90 \text{ (No Cumple!)}$$

- **Dirección “y”**

$$\frac{V_y \text{ Dinámica}}{V_y \text{ Estática}} = \frac{115.27 \text{ Ton}}{122.67 \text{ Ton}} = 0.94 > 0.90 \text{ (Cumple!)}$$

6.4. Análisis de Irregularidades

Los desplazamientos y el diseño final se trabajarán con el análisis dinámico, pero analizaremos las irregularidades de la estructura independientemente del tipo de sistema estructural propuesto con el análisis estático. Se realizará verificaciones de irregularidades tanto por altura y planta, los criterios aplicados se encuentran basados en la NTP E. 030. La irregularidad es la encargada de determinar la magnitud de la carga sísmica en la base de la edificación y muchas veces incrementando las dimensiones de los elementos resistentes.

6.4.1. Restricciones a la Irregularidad

a. Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la **Tabla 50**.

Tabla 50
Categoría y Regularidad de las Edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten Irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.
	1	Sin restricciones.

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 03 – Tabla 10

De la **Tabla 50**, se obtuvo la restricción de irregularidad para el proyecto en estudio, recordándonos que solo se debe considerar en nuestros cálculos, las irregularidades moderadas. Una manera de controlar las irregularidades, es dotando de buena configuración a nuestro proyecto, el que incrementar la rigidez, logrando disminuir los desplazamientos ante un eventual sismo.

a.1. Sistema Estructural Aporticado

Categoría de la Edificación : C
Zona Sísmica : Z₃
Restricción : Solo Admite I. Moderada

a.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Categoría de la Edificación : C
Zona Sísmica : Z₃
Restricción : Solo Admite I. Moderada

6.4.2. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Al aplicar las **Tablas 08 y 09** de la NTE E. 030 (Capítulo 3, Ítem 3.6), se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

a. Irregularidad en Altura

a.1. Rigidez – Piso Blando

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (NTP E. 030, 2016).

“Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” (NTP E. 030, 2016).

a.1.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 51

Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”

Nivel	Carga	V _e (Ton)	Centro de Masas		Rigidez	Irregularidad Moderada			
			Δ Absolutos (m)	Δ Relativos (m)		Mín. 0.70	Mín. 0.80	Valor	I _a

4	S. D.	39.52	0.0499	0.0083	4781.38	-	-	>	0.70	0.75
3	S. D.	84.96	0.0416	0.0136	6241.60	1.31	-	>	0.70	0.75
2	S. D.	115.84	0.0280	0.0167	6939.59	1.11	-	>	0.70	0.75
1	S. D.	129.49	0.0113	0.0113	11435.99	1.65	1.91	>	0.70	0.75

Tabla 52

Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Ve (Ton)	Centro de Masas		Rigidez	Mín. 0.70	Mín. 0.80		Irregularidad Moderada	
			Δ Absolutos (m)	Δ Relativos (m)					Valor	I _a
4	S. D.	40.74	0.0512	0.0089	4585.84	-	-	>	0.70	0.75
3	S. D.	85.87	0.0424	0.0140	6113.75	1.33	-	>	0.70	0.75
2	S. D.	116.61	0.0283	0.0169	6892.63	1.13	-	>	0.70	0.75
1	S. D.	130.53	0.0114	0.0114	11457.66	1.66	1.95	>	0.70	0.75

a.1.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 53

Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”

Nivel	Carga	Ve (Ton)	Centro de Masas		Rigidez	Mín. 0.70	Mín. 0.80		Irregularidad Moderada	
			Δ Absolutos (m)	Δ Relativos (m)					Valor	I _a
4	S. D.	37.05	0.0118	0.0028	13068.37	-	-	>	0.70	0.75
3	S. D.	64.93	0.0090	0.0034	19351.53	1.48	-	>	0.70	0.75
2	S. D.	82.97	0.0056	0.0034	24569.40	1.27	-	>	0.70	0.75
1	S. D.	91.67	0.0022	0.0022	41221.21	1.68	2.17	>	0.70	0.75

Tabla 54

Irregularidad de Rigidez (Piso Blando) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Ve (Ton)	Centro de Masas		Rigidez	Mín. 0.70	Mín. 0.80		Irregularidad Moderada	
			Δ Absolutos (m)	Δ Relativos (m)					Valor	I _a
4	S. D.	46.66	0.0120	0.0030	15464.87	-	-	>	0.70	1.00
3	S. D.	81.89	0.0090	0.0034	23942.24	1.55	-	>	0.70	1.00
2	S. D.	104.50	0.0056	0.0033	31635.32	1.32	-	>	0.70	1.00
1	S. D.	115.27	0.0023	0.0023	50648.65	1.60	2.14	>	0.70	1.00

a.2. Resistencia o Piso Débil

“Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior” (NTP E. 030, 2016).

a.2.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 55

Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”

Nivel	Carga	Ubicación	V _x (Ton)	V _y (Ton)	Mínimo 0.80	Irregularidad Moderada	
						Valor	I _a
4	Sismo Dinámico	Top	39.52	0.00	2.15	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	39.52	0.00		<	0.80
3	Sismo Dinámico	Top	84.96	0.00	1.36	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	84.96	0.00		<	0.80
2	Sismo Dinámico	Top	115.84	0.00	1.12	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	115.84	0.00		<	0.80
1	Sismo Dinámico	Top	129.49	0.00	-	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	129.49	0.00	-	-	-

Tabla 56

Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Ubicación	V _x (Ton)	V _y (Ton)	Mínimo 0.80	Irregularidad Moderada	
						Valor	I _a
4	Sismo Dinámico	Top	0.00	39.76	2.18	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	39.76		<	0.80
3	Sismo Dinámico	Top	0.00	86.84	1.36	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	86.84		<	0.80
2	Sismo Dinámico	Top	0.00	118.23	1.13	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	118.23		<	0.80
1	Sismo Dinámico	Top	0.00	133.93	-	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	133.93	-	-	-

a.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 57

Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”

Nivel	Carga	Ubicación	V _x (Ton)	V _y (Ton)	Mínimo 0.80	Irregularidad Moderada	
						Valor	I _a
4	Sismo Dinámico	Top	36.44	0.00	1.74	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	37.05	0.00		<	0.80
3	Sismo Dinámico	Top	64.53	0.00	1.27	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	64.93	0.00		<	0.80
2	Sismo Dinámico	Top	82.72	0.00	1.10	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	82.97	0.00		<	0.80
1	Sismo Dinámico	Top	91.60	0.00	-	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	91.67	0.00	-	-	-

Tabla 58

Irregularidad de Resistencia (Piso Débil) del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Ubicación	V _x (Ton)	V _y (Ton)	Mínimo 0.80	Irregularidad Moderada	
						Valor	I _a
4	Sismo Dinámico	Top	0.00	45.90	1.74	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	46.66		<	0.80
3	Sismo Dinámico	Top	0.00	81.38	1.27	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	81.89		<	0.80
2	Sismo Dinámico	Top	0.00	104.20	1.10	<	0.80
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	104.50		<	0.80
1	Sismo Dinámico	Top	0.00	115.18	-	-	-
	Sismo Dinámico	Bottom	0.00	115.27	-	-	-

a.3. Masa o Peso

“Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos” (NTE E. 060, 2016).

a.3.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 59

Irregularidad de Masa o Peso del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x” y “y”

Nivel	Diafragma	Masa ($\frac{\text{Tonf} - \text{s}^2}{\text{m}}$)	Máximo 1.50	Máximo 1.50	Irregularidad Moderada		
					Valor	I _a	
4	Si	15.87	-	0.63	<	1.50	1.00
3	Si	25.06	1.58	1.00	<	1.50	1.00
2	Si	25.06	1.00	1.00	<	1.50	1.00
1	Si	25.06	1.00	-	<	1.50	1.00

a.3.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 60

Irregularidad de Masa o Peso del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x” y “y”

Nivel	Diafragma	Masa ($\frac{\text{Tonf} - \text{s}^2}{\text{m}}$)	Máximo 1.50	Máximo 1.50	Irregularidad Moderada		
					Valor	I _a	
4	Si	20.54	-	0.79	<	1.50	1.00
3	Si	25.85	1.26	1.00	<	1.50	1.00
2	Si	25.85	1.00	1.00	<	1.50	1.00
1	Si	25.85	1.00	-	<	1.50	1.00

a.4. Geométrica Vertical

“La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos” (NTP E. 030, 2016).

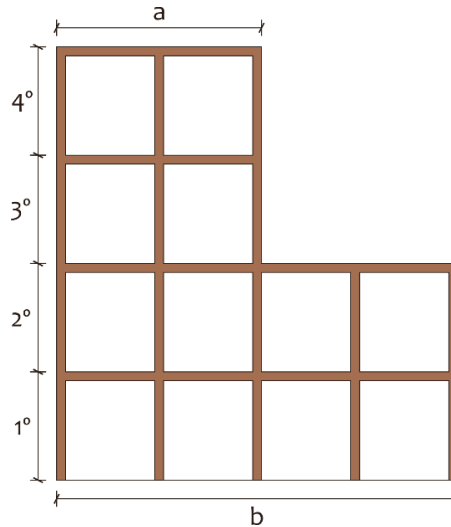


Figura 91. Discontinuidad Geométrica Vertical.
Fuente: Elaboración Propia.

$$\left(\frac{a_{1x}}{b_{1x}}\right) > 1.30 \text{ (Irregular)} \text{ y } \left(\frac{a_{1y}}{b_{1y}}\right) > 1.30 \text{ (Irregular)}$$

Donde:

b_{1x} : Longitud en la Base – Eje “x”

b_{2y} : Longitud en la Base – Eje “y”

a_{1x} : Longitud en lo Alto – Eje “x”

a_{1y} : Longitud en lo Alto – Eje “y”

a.4.1. Sistema Estructural Aporticado

$$\text{Dirección "x"} = \frac{a_{1x}}{b_{1x}} = \frac{20.00 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 1.00 < 1.30 \text{ (Ok!)}$$

$$\text{Dirección "y"} = \frac{a_{1x}}{b_{1x}} = \frac{10.00 \text{ m}}{10.00 \text{ m}} = 1.00 < 1.30 \text{ (Ok!)}$$

a.4.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

$$\text{Dirección "x"} = \frac{a_{1x}}{b_{1x}} = \frac{20.00 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 1.00 < 1.30 \text{ (Ok!)}$$

$$\text{Dirección "y"} = \frac{a_{1x}}{b_{1x}} = \frac{10.00 \text{ m}}{10.00 \text{ m}} = 1.00 < 1.30 \text{ (Ok!)}$$

b. Irregularidad en Planta

b.1. Torsional (I_p)

“Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{\text{máx}}$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{Prom})” (NTP E. 030, 2016).

“Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N 11” (NTP E. 030, 2016).

b.1.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 61

Irregularidad Torsional del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “x”

Nivel	Carga	Δ Máx. Esquina (m)	Δ Relativo Esquina (Máx.)	Δ (C.M.) (m)	Δ Relativo (C.M.)	$\frac{\Delta \text{ Esq.}}{\Delta \text{ C. M.}}$		Irregularidad	
								Valor	I_p
4	S. D.	0.0197	0.0033	0.0187	0.0031	1.06	<	1.40	0.75
3	S. D.	0.0165	0.0054	0.0156	0.0051	1.06	<	1.40	0.75
2	S. D.	0.0111	0.0066	0.0105	0.0063	1.05	<	1.40	0.75
1	S. D.	0.0045	0.0045	0.0042	0.0042	1.05	<	1.40	0.75

Tabla 62

Irregularidad Torsional del Sistema Estructural Aporticado – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Δ Máx. Esquina (m)	Δ Relativo Esquina (Máx.)	Δ (C.M.) (m)	Δ Relativo (C.M.)	$\frac{\Delta \text{ Esq.}}{\Delta \text{ C. M.}}$		Irregularidad	
								Valor	I_p
4	S. D.	0.0192	0.0033	0.0192	0.0033	1.00	<	1.40	0.75
3	S. D.	0.0159	0.0053	0.0159	0.0053	1.00	<	1.40	0.75
2	S. D.	0.0106	0.0064	0.0106	0.0063	1.00	<	1.40	0.75
1	S. D.	0.0043	0.0043	0.0043	0.0043	1.00	<	1.40	0.75

b.1.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Tabla 63

Irregularidad Torsional del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “x”

Nivel	Carga	Δ Máx. Esquina (m)	Δ Relativo Esquina (Máx.)	Δ (C.M.) (m)	Δ Relativo (C.M.)	Δ Esq. Δ C. M.		Irregularidad	
								Valor	Ip
4	S. D.	0.0165	0.0040	0.0118	0.0028	1.42	>	1.40	0.75
3	S. D.	0.0125	0.0047	0.0090	0.0034	1.41	>	1.40	0.75
2	S. D.	0.0077	0.0047	0.0056	0.0034	1.39	>	1.40	0.75
1	S. D.	0.0030	0.0030	0.0022	0.0022	1.36	>	1.40	0.75

Tabla 64

Irregularidad Torsional del Sistema Estructural de Albañilería Confinada – Sismo en “y”

Nivel	Carga	Δ Máx. Esquina (m)	Δ Relativo Esquina (Máx.)	Δ (C.M.) (m)	Δ Relativo (C.M.)	Δ Esq. Δ C. M.		Irregularidad	
								Valor	Ip
4	S. D.	0.0120	0.0030	0.0120	0.0030	1.00	>	1.40	0.75
3	S. D.	0.0090	0.0034	0.0090	0.0034	1.00	>	1.40	0.75
2	S. D.	0.0056	0.0033	0.0056	0.0033	1.00	>	1.40	0.75
1	S. D.	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	1.00	>	1.40	0.75

b.2. Esquinas Entrantes (Ip)

“La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta” (NTP E. 030, 2016).

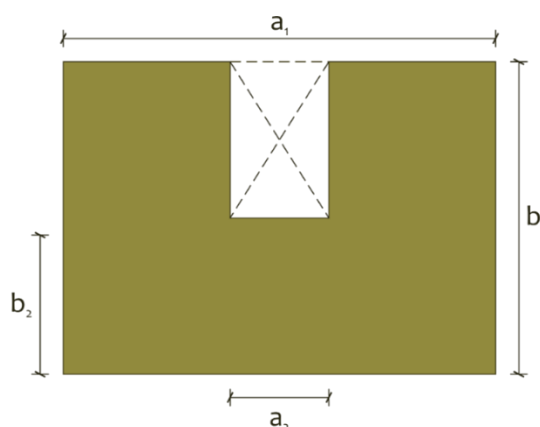


Figura 92. Esquinas Entrantes.

Fuente: Elaboración Propia.

$$\frac{a_2}{a_1} \geq 0.20 \text{ (Irregular en "x")} \text{ y } \frac{a_2}{a_1} < 0.20 \text{ (Regular en "x")}$$

$$\frac{b_2}{b_1} \geq 0.20 \text{ (Irregular en "y")} \text{ y } \frac{b_2}{b_1} < 0.20 \text{ (Regular en "y")}$$

Donde:

a_1 : Longitud de la Esquina Entrante en Dirección “x”
 b_1 : Longitud de la Esquina Entrante en Dirección “y”
 a_2 : Longitud Total en Dirección “x”
 b_2 : Longitud Total en Dirección “y”

b.2.1. Sistema Estructural Aporticado

$$\text{Dirección "x"} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{2.65 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 0.13 < 0.20 \text{ (No Ok!)}$$

$$\text{Dirección "y"} = \frac{b_2}{b_1} = \frac{4.10 \text{ m}}{10.00 \text{ m}} = 0.41 < 0.20 \text{ (Ok!)}$$

b.2.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

$$\text{Dirección "x"} = \frac{a_2}{a_1} = \frac{2.83 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 0.14 < 0.20 \text{ (Ok!)}$$

$$\text{Dirección "y"} = \frac{b_2}{b_1} = \frac{4.18 \text{ m}}{20.00 \text{ m}} = 0.42 < 0.20 \text{ (Ok!)}$$

b.3. Discontinuidad de Diafragma (I_p)

“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma” (NTP E. 030, 2016).

“También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta” (NTP E. 030, 2016).

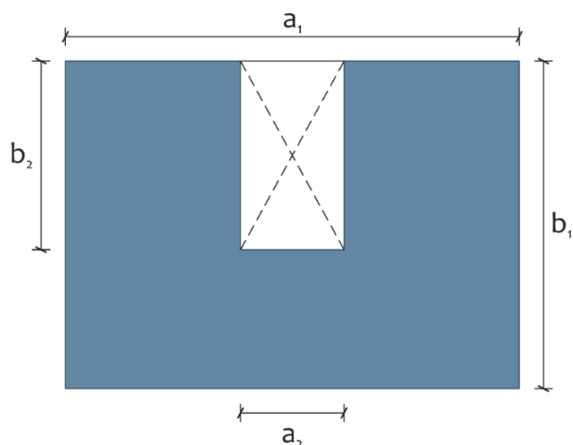


Figura 93. Discontinuidad de Diafragma.
Fuente: Elaboración Propia.

$$\frac{A_1}{A_2} \geq 0.50 \text{ (Irregular)} \text{ y } \frac{A_1}{A_2} < 0.50 \text{ (Regular)}$$

Donde:

- A_1 : Área con Diafragma Rígido
- A_2 : Área Sin Diafragma Rígido

b.3.1. Sistema Estructural Aporticado

Tabla 65
Discontinuidad de Diafragma del Sistema Estructural Aporticado

a_1	20.00 m	a_2	2.65 m	Irregularidad Moderada	
b_1	10.00 m	b_2	4.10 m		
$A_1 = a_1 \cdot b_1$	200.00 m ²	$A_2 = a_2 \cdot b_2$	11.87 m ²	Valor	I_p
A_1/A_2			5.94%	<	50.00% 0.85

b.3.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

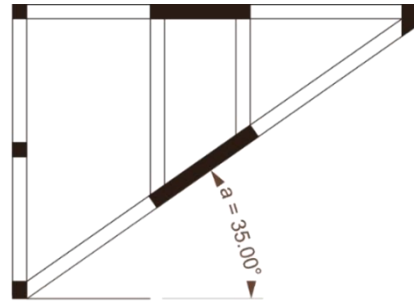
Tabla 66
Discontinuidad de Diafragma del Sistema Estructural de Albañilería Confinada

a_1	20.00 m	a_2	2.83 m	Irregularidad Moderada	
b_1	10.00 m	b_2	4.18 m		
$A_1 = a_1 \cdot b_1$	200.00 m ²	$A_2 = a_2 \cdot b_2$	11.83 m ²	Valor	I_p
A_1/A_2			5.92%	<	50.00% 0.85

b.4. Discontinuidad de Sistemas No Paralelos (I_p)

“Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los

pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso” (NTP E. 030, 2016).



Sistemas No Paralelos
 $a \geq 30^\circ$

Figura 94. Discontinuidad de Sistemas No Paralelos.
Fuente: Elaboración Propia.

$$\alpha \geq 30^\circ \text{ (Irregular)} \text{ y } \alpha < 30^\circ \text{ (Regular)}$$

b.4.1. Sistema Estructural Aporticado

$$\text{Dirección "x,y"} \rightarrow \alpha_{\text{Estructura}} = 0^\circ < \alpha_{\text{Norma}} = 30^\circ \text{ (Ok!)}$$

b.4.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

$$\text{Dirección "x,y"} \rightarrow \alpha_{\text{Estructura}} = 0^\circ < \alpha_{\text{Norma}} = 30^\circ \text{ (Ok!)}$$

Para los sistemas estructurales aporticado y de albañilería confinada se analizarán todas las irregularidades estructurales tanto en altura y en planta propuestas por la NTP E. 030. La finalidad de realizar este análisis, es determinar si una estructura es regular o irregular, con lo cual finalmente se puede conocer el valor verdadero de reducción de las fuerzas sísmicas “R”. Este valor es quien determina la magnitud de la cortante real en la base y finalmente poder obtener los desplazamientos máximos de la estructura.

Tabla 67

Resultados del Análisis de Irregularidades Estructurales en Altura para los Sistemas Estructurales Propuestos

Tipo de Irregularidad en Altura	Tipo de Sistema Estructural	
	Aporticado	Albañilería Confinada
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00

Tabla 68

Resultados del Análisis de Irregularidades Estructurales en Planta para los Sistemas Estructurales Propuestos

Tipo de Irregularidad en Planta	Tipo de Sistema Estructural	
	Aporticado	Albañilería Confinada
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma Rígido	0.85	0.85
Sistemas No Paralelos	1.00	1.00

Después de haber realizado el análisis de irregularidades, tanto en altura y en planta, para los dos sistemas estructurales propuestos, tenemos los siguientes resultados:

c. Interpretación de los Periodos Fundamentales Obtenidos

c.1. Sistema Estructural Aporticado

$$I_a = 1.00 \text{ y } I_p = 0.85$$

c.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

$$I_a = 1.00 \text{ y } I_p = 0.85$$

Los resultados determinan que el sistema estructural aporticado, cuenta con irregularidad en altura, mas no en planta, para un análisis sísmico en dirección “x” y “y”. El sistema estructural de albañilería confinada, no tiene irregularidad tanto en altura y en planta, para el mismo análisis sísmico ya mencionado. Por lo tanto, el tener irregularidad por altura o planta, viene a ser

un indicador de volver a realizar un análisis sísmico, para lo cual se modificará el factor de reducción inicial.

6.4.3. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_o determinado a partir de la **Tabla 69** y de los factores I_a , I_p obtenidos de las **Tabla 67 y Tabla 68**.

$$R = R_o (I_a) (I_p)$$

Donde:

R_o : Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas Inicial

R : Coeficiente de Reducción Final (Incluye las Irregularidades)

Tabla 69

Coeficiente Básico de Reducción R_o

Sistema Estructural	R_o
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Confinada	3

Fuente: NTP E. 030, Capítulo 03 – Tabla 07

Observación: Para poder calcular el valor de las irregularidades, se trabajará con el análisis sísmico estático quien es más conservador que el análisis dinámico.

a. Sistema Estructural Aporticado

Coeficiente Básico de Reducción Sísmica : $R_o = 8.00$

- **Calculo de R_x**

$$R_x = R_o (I_{ax}) (I_{px})$$

$$R_x = 8.00 (1.00)(0.85)$$

$$R_x = 6.80$$

- **Calculo de R_y**

$$R_y = R_o (I_{ay}) (I_{py})$$
$$R_y = 8.00 (1.00)(0.85)$$
$$R_y = 6.80$$

b. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

Coefficiente Básico de Reducción Sísmica : $R_o = 6.00$ (Sismo Mod.)
 $R_o = 3.00$ (Sismo Sev.)

- **Calculo de R_x**

$$R_x = R_o (I_{ax}) (I_{px})$$
$$R_x = 6.00 (1.00)(0.85)$$
$$R_x = 5.10$$

- **Calculo de R_y**

$$R_y = R_o (I_{ay}) (I_{py})$$
$$R_y = 6.00 (1.00)(0.85)$$
$$R_y = 5.10$$

Los factores de reducción final (R), para ambos sistemas estructurales, se obtiene del producto del factor de reducción inicial (R_o) multiplicado por ambas irregularidades (planta y altura).

Tanto el análisis sísmico estático y dinámico, determinaron las distorsiones angulares, desplazamientos laterales y cortantes en la base, para cada sistema estructural propuesto en dirección “x” y “y”. Realizar el análisis de irregularidades determino el verdadero factor de reducción sísmica, quien determinaría la necesidad de volver a realizar nuevamente el análisis sísmico, logrando finalmente verificar o modificando las distorsiones, desplazamientos laterales y cortantes en la base. Por último, se procederá a realizar el diseño de los elementos estructurales en el siguiente capítulo.

Capítulo VII

Diseño de los Elementos Estructurales

En el presente capítulo, se procederá a realizar el diseño de los elementos estructurales, tal y como se percibe en la **Figura 95**, para poder finalmente obtener los planos estructurales de cada elemento estructural para ambos sistemas estructurales propuestos, los que se pueden visualizar en la sección de Anexos.



Figura 95. Diseño de los Elementos Estructurales.
Fuente: Elaboración Propia.

7.1. Sistema Estructural Aporticado

7.1.1. Diseño de Losa Aligerada

Para poder diseñar losas aligeradas en cada sistema estructural, primeramente, se tiene que conocer las dimensiones de la vigueta producto del pre-dimensionamiento visto anteriormente, finalmente es el diagrama de fuerza cortante (aceros transversales) y momento flector (aceros longitudinales) quien determina la distribución de los aceros.

a. Espesor de la Losa

El espesor de la losa se obtuvo en el Capítulo V, donde se aplicó el mismo principio tanto para el sistema estructural aporticado y el de albañilería confinada. En el sistema estructural aporticado se obtuvo un espesor de losa mayor al sistema de albañilería confinada, esto porque tiene luces de mayor dimensión.

$$e_{\text{Losa}} = 0.20 \text{ m}$$

b. Metrado de Cargas

Independientemente del tipo de sistema estructural a trabajar, el metrado de cargas se mantendrá constante y no sufrirá cambio alguno, esto es porque se analizará la vigueta para un ancho tributario de 0.40 m. La dirección del armado de la losa es el mismo para los dos sistemas estructurales.

b.1. Carga Muerta (CM)

$$\text{P. Vigueta} \quad : 0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} (0.40 \text{ m}) \quad : 0.12 \text{ Ton}$$

$$\text{P. Acabados} \quad : 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} (0.40 \text{ m}) \quad : 0.04 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{CM}} = 0.16 \text{ Ton}$$

b.2. Carga Viva (CV)

$$s/c \quad : 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} (0.40 \text{ m}) \quad : 0.08 \text{ Ton}$$

$$P_{CV} = 0.08 \text{ Ton}$$

b.3. Carga Última (CU)

$$P_{CU} = 1.40 P_{CM} + 1.70 P_{CV}$$

$$P_{CU} = 0.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

c. Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector

Las losas se encuentran en más de dos apoyos, por lo que se convierte en un sistema hiperestático por lo que los resultados se analizarán con el software Viga G de la calculadora hp 50g, para que así nos pueda facilitar los resultados.

c.1. Diagrama de Fuerza Cortante

En la **Figura 96**, se puede evidenciar los resultados de las fuerzas cortantes últimas obtenidas, para la losa aligerada de dos tramos.

Ecuaciones de las Cortantes por Tramos:

Para: $0.00 \text{ m} \leq x \leq 5.15 \text{ m}$

$$V(x) = -0.46x + 0.96$$

Para: $5.15 \text{ m} \leq x \leq 8.36 \text{ m}$

$$V(x) = -0.46x + 3.47$$

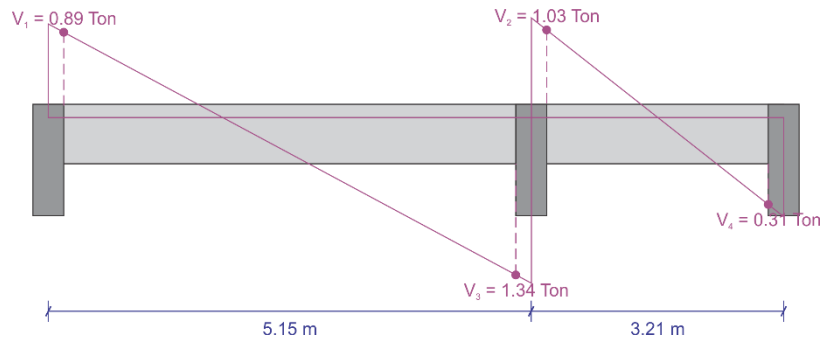


Figura 96. Diagrama de Fuerza Cortante en el Aligerado.
Fuente: Elaboración Propia.

c.2. Diagrama de Momento Flector

En la **Figura 97**, se puede evidenciar los resultados de los momentos últimos obtenidos, para la losa aligerada de dos tramos.

Ecuaciones de Momentos por Tramos:

Para: $0.00 \text{ m} \leq x \leq 5.15 \text{ m}$

$$M(x) = -0.23x^2 + 0.96x$$

$$M_{\text{máx}} = 0.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para: $5.15 \text{ m} \leq x \leq 8.36 \text{ m}$

$$M(x) = -0.23x^2 + 3.47x - 12.94$$

$$M_{\text{máx}} = 0.14 \text{ Ton} - \text{m}$$

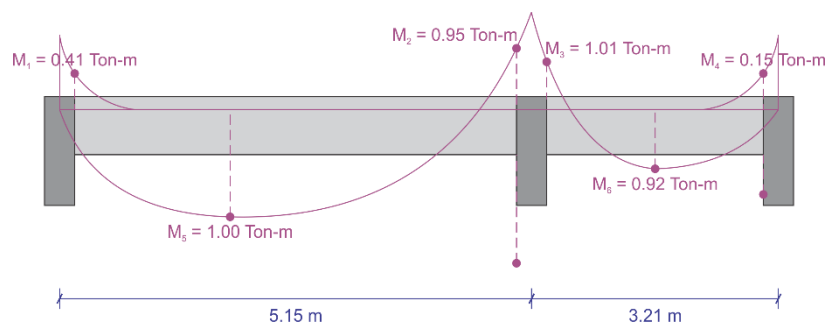


Figura 97. Diagrama de Momento Flector en el Aligerado.
Fuente: Elaboración Propia.

d. Diseño a Flexión

d.1. Aceros de Temperatura

Se procede a calcular los aceros de temperatura para asegurar que nuestra losa aligerada no se fisure por cambios volumétricos.

$$A_{sT^{\circ}} = 0.0018 b e$$

$$A_{sT^{\circ}} = 0.0018 (100 \text{ cm})(17 \text{ cm})$$

$$A_{sT^{\circ}} = 3.06 \text{ cm}^2$$

Calculando el Espaciamiento "S"

$$S = \frac{0.50 \text{ cm}^2(100 \text{ cm})}{3.06 \text{ cm}^2} = 0.15 \text{ m}$$

d.2. Aceros Longitudinales

La **Tabla 70**, muestra el proceso de obtención de la distribución de aceros longitudinales para una vigueta de ancho 0.40 m.

Tabla 70
Distribución de Aceros Longitudinales

M_u (Ton - m)	ω	ρ	$A_s \text{ Req.}$ (cm^2)	$A_s \text{ min}$ (cm^2)	$A_s \text{ coloq.}$ (cm^2)	Distribución
$M_1^- = 0.41$	0.0788	0.0039	0.66	0.82	1.13	1 \emptyset 12 mm
$M_2^- = 0.95$	0.1968	0.0098	1.67	0.82	1.84	1 \emptyset 12 mm + 1 \emptyset 3/8"
$M_3^- = 1.01$	0.2112	0.0106	1.80	0.82	1.84	1 \emptyset 12 mm + 1 \emptyset 3/8"
$M_4^- = 0.15$	0.0280	0.0014	0.24	0.82	1.13	1 \emptyset 12 mm
$M_5^+ = 1.00$	0.0471	0.0024	1.63	0.41	0.50	1 \emptyset 12 mm + 1 \emptyset 3/8"
$M_6^+ = 0.92$	0.0432	0.0022	1.50	0.41	0.50	1 \emptyset 12 mm + 1 \emptyset 3/8"

e. Diseño por Fuerza Cortante

$$V_{ud} \leq 1.10 \varphi V_c$$

Donde:

V_{ud} : Cortante Crítica (Ton)

φV_c : Cortante Resistente del Concreto (Ton)

e.1. Cortante Resistente del Concreto

Se calculará la resistencia al corte de la vigueta de espesor 0.10 m, para lo que se tendrá en consideración la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 1.10 (0.85) (0.53) \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 1.10 (0.85) (0.53) \sqrt{210} (10 \text{ cm})(14 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 1005.37 \text{ Kg}$$

En la **Tabla 71**, se muestra el proceso para el ensanche de viguetas, lo que conllevaría a mejorar la resistencia de la sección inicial y así poder resistir las cortantes obtenidas en la cara de los apoyos.

Tabla 71
Ensanche Según la Cortante Resistente en las Caras de los Apoyos

V_u (Ton)	V_{ud} (Ton)	ϕV_c (Ton)	Cumple	Solución	Ensanche
$V_1 = 0.81$	0.75	1.01	Si	Ninguna	0.10 m
$V_2 = 1.23$	1.17	1.01	No	Ensanche	0.25 m
$V_3 = 0.94$	0.89	1.01	Si	Ninguna	0.10 m
$V_4 = 0.28$	0.18	1.01	Si	Ninguna	0.10 m

Al realizar la verificación se nota que la cortante numero dos a la cara del apoyo perteneciente al primer tramo de la vigueta, no cumple con la verificación ya mencionada. Después de haber determinado el ensanche de la vigueta se procederá a calcular la distancia o el retiro del número de bloquetas que serán reemplazados por concreto para así poder mejorar la resistencia al corte.

Se procederá a calcular la nueva resistencia a la corte por parte de la vigueta, esto debido a que se incrementó en 15 cm su ancho.

$$\phi V_c = 1.10 (0.85) (0.53)\sqrt{210} (25 \text{ cm})(14 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 2465.99 \text{ Kg}$$

e.2. Distancia del Ensanche

En la **Figura 98**, se puede visualizar el criterio matemático, que permite poder encontrar el número de bloquetas a retirar.

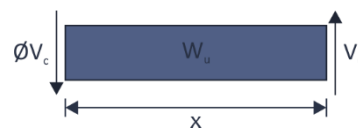


Figura 98. Criterio para el Ensanche de Viguetas.
Fuente: Elaboración Propia.

$$x = \frac{V_u - \phi V_c}{W_u}$$

$$x = \frac{1.23 \text{ Ton} - 1.04 \text{ Ton}}{0.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}} = 0.45 \text{ m}$$

Por motivos de proceso constructivo se quitarán dos bloquetas que equivalen a 2 boquetas.

f. Detallado de la Losa Aligerada

La **Figura 99**, muestra el detallado de los aceros colocados en la losa aligerada, donde el retiro de bloquetas se encuentra representada por la sección achurada. Los cortes de acero longitudinal fueron obtenidos mediante las ecuaciones encontradas por cada tramo.

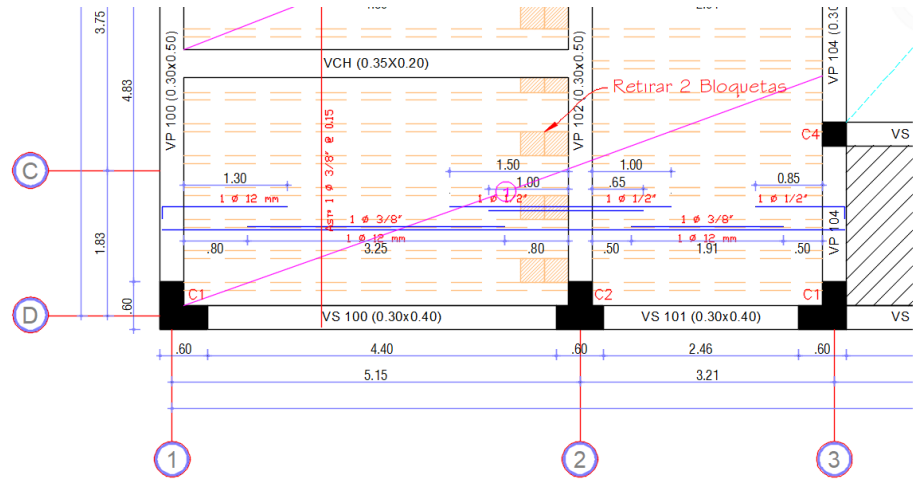


Figura 99. Detalle Final de la Losa Aligerada.
Fuente: Elaboración Propia.

7.1.2. Diseño de Vigas Peraltadas

Para el diseño de vigas se tomarán los momentos últimos obtenidos con el programa, pero por motivos de verificar su autenticidad y buen dominio del mismo, se realizará una breve comprobación manual con el método de Cross Simplificado. En la **Figura 100**, se muestra la viga a diseñar, quien viene a ser la más crítica y donde descansa la losa aligerada.

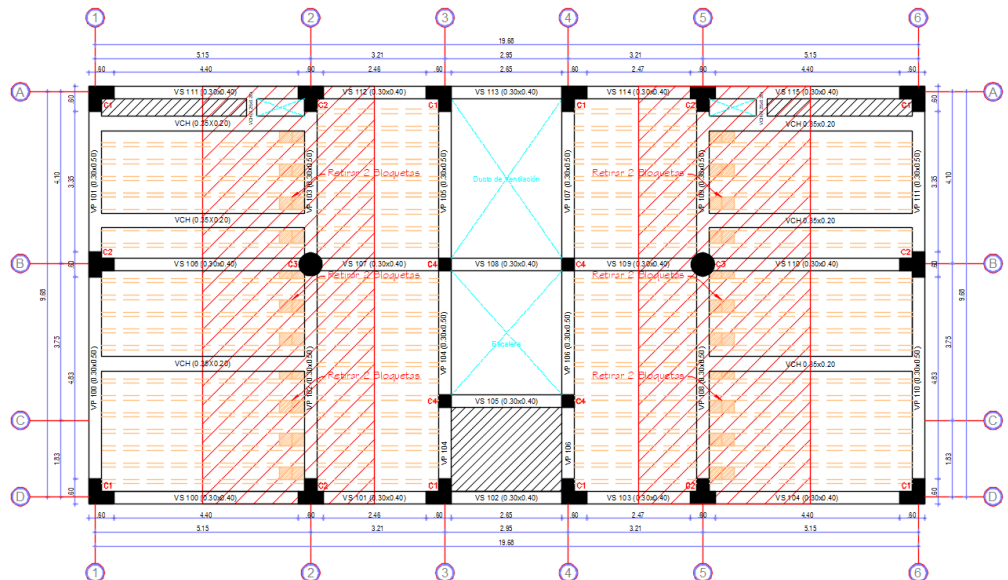
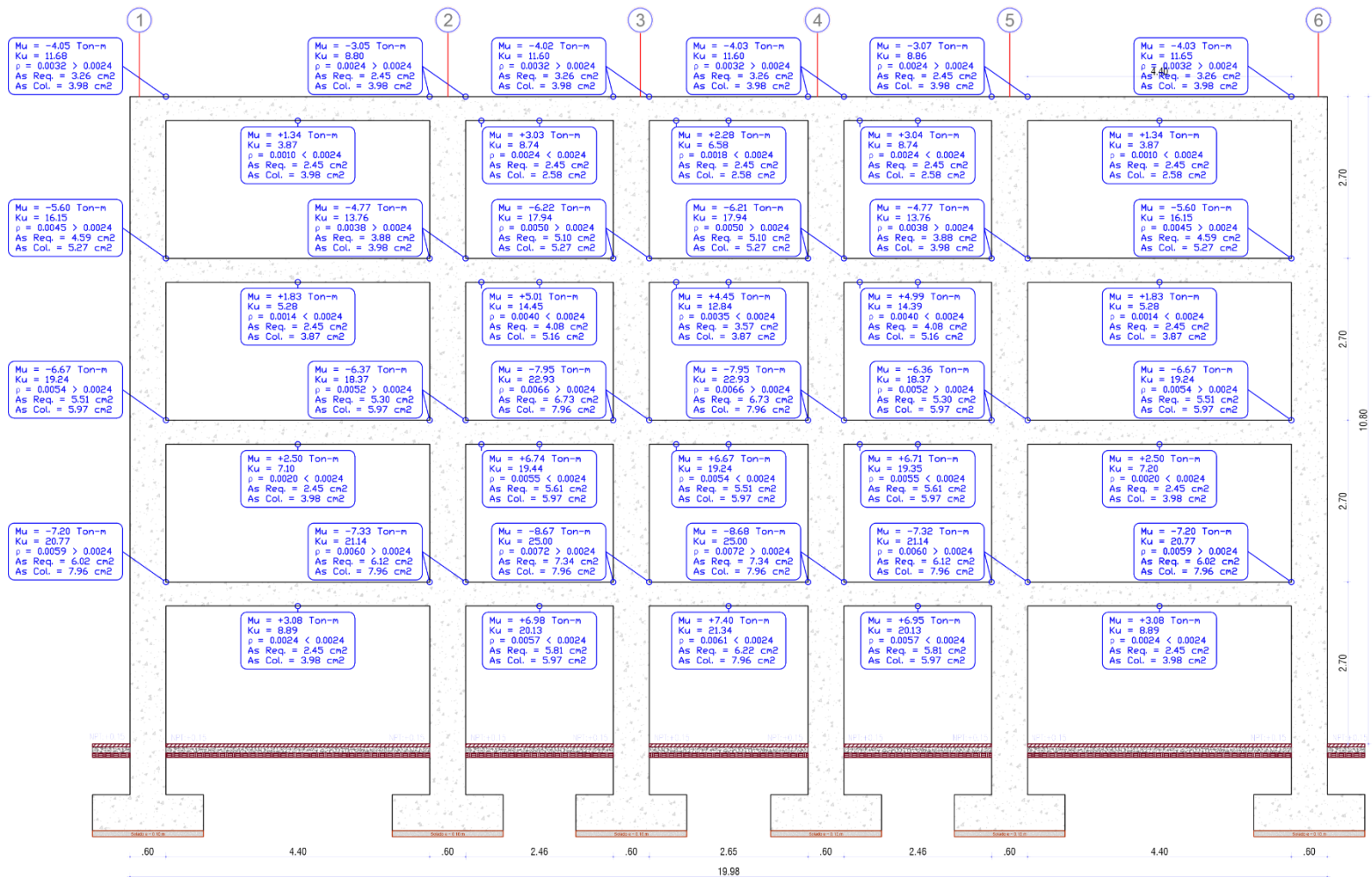


Figura 100. Viga Principal del Eje 2-2' y Eje 5-5'
Fuente: Elaboración Propia.

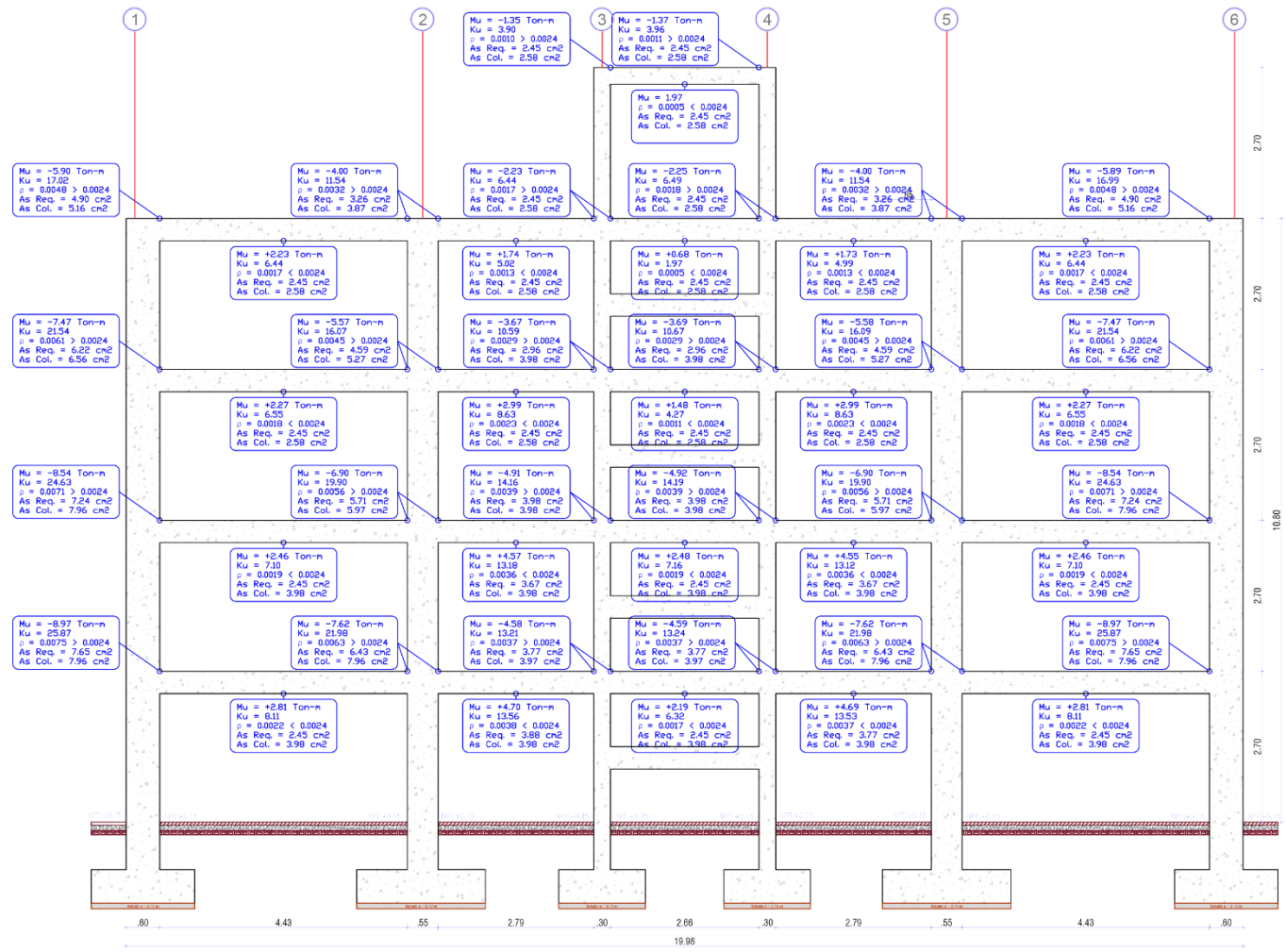
a. Momento Último Obtenido con el Software

En la **Figura 101, Figura 102, Figura 103, Figura 104, Figura 105, Figura 106, Figura 107 y Figura 108**, se muestran los momentos últimos obtenidos con el programa para cada pórtico, además de una probable área de acero colocado.



Eje A-A'
Esc. 1/100

Figura 101. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico A-A'.
Fuente: Elaboración Propia.



Eje B-B'
Esc. 1/100

Figura 102. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico B-B'.
Fuente: Elaboración Propia.

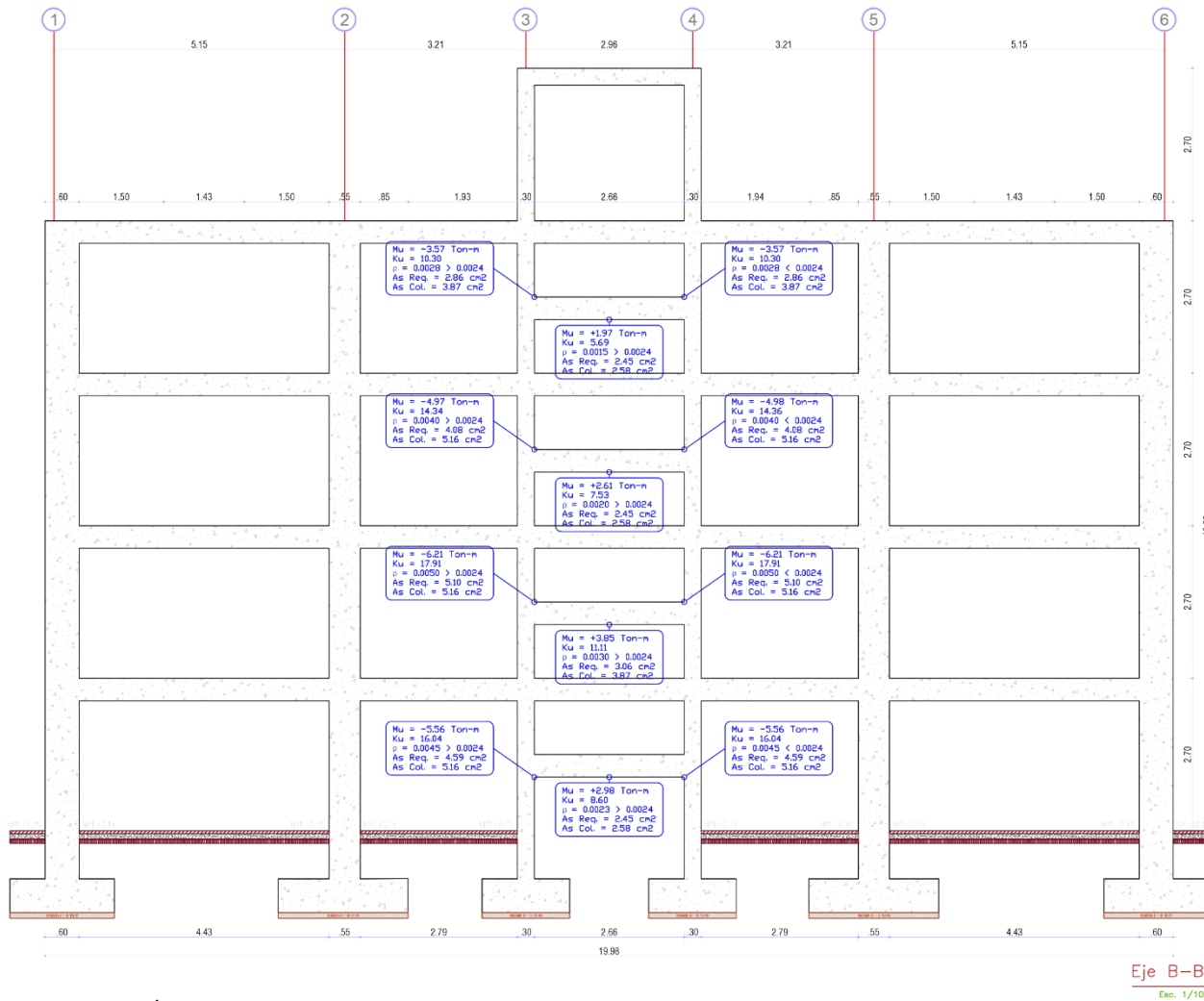


Figura 103. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico B-B'.
Fuente: Elaboración Propia.

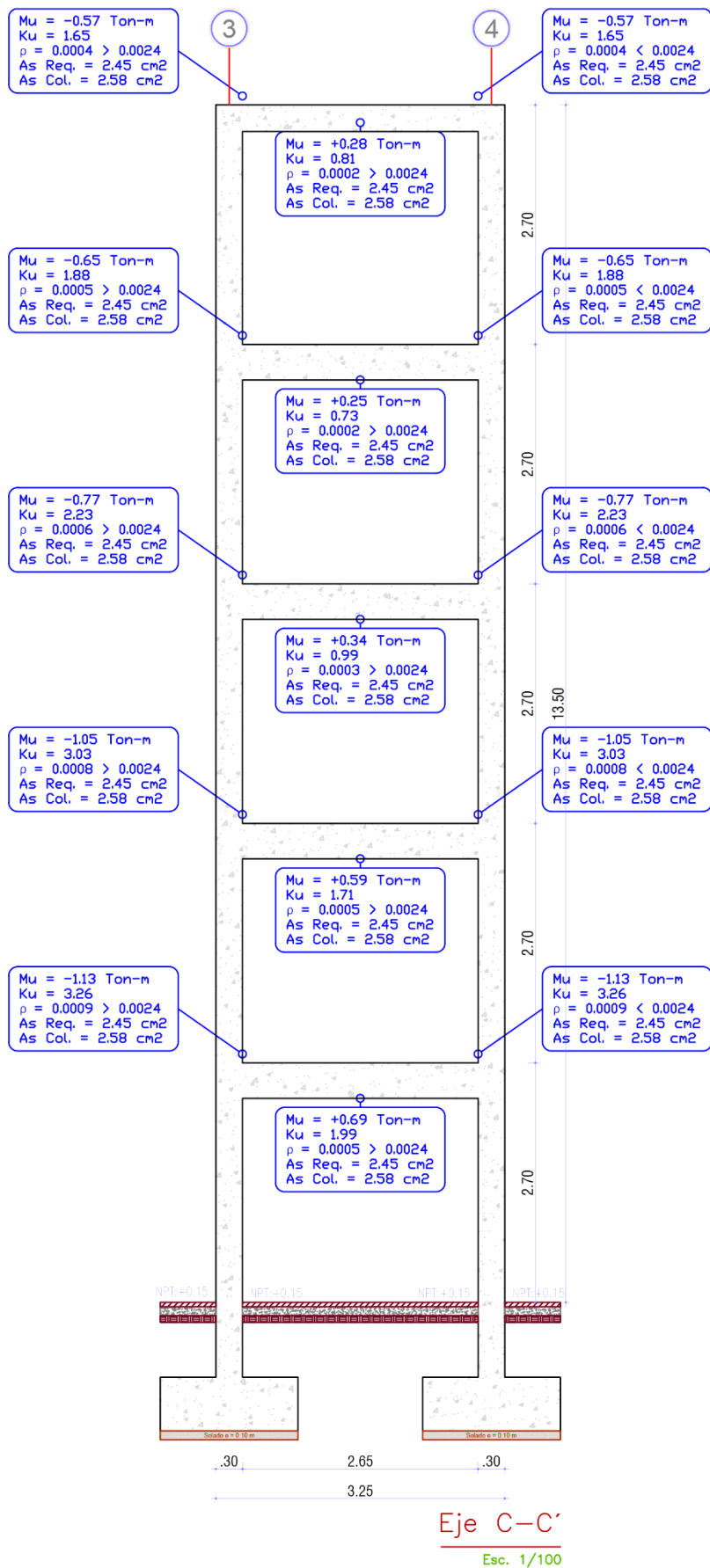
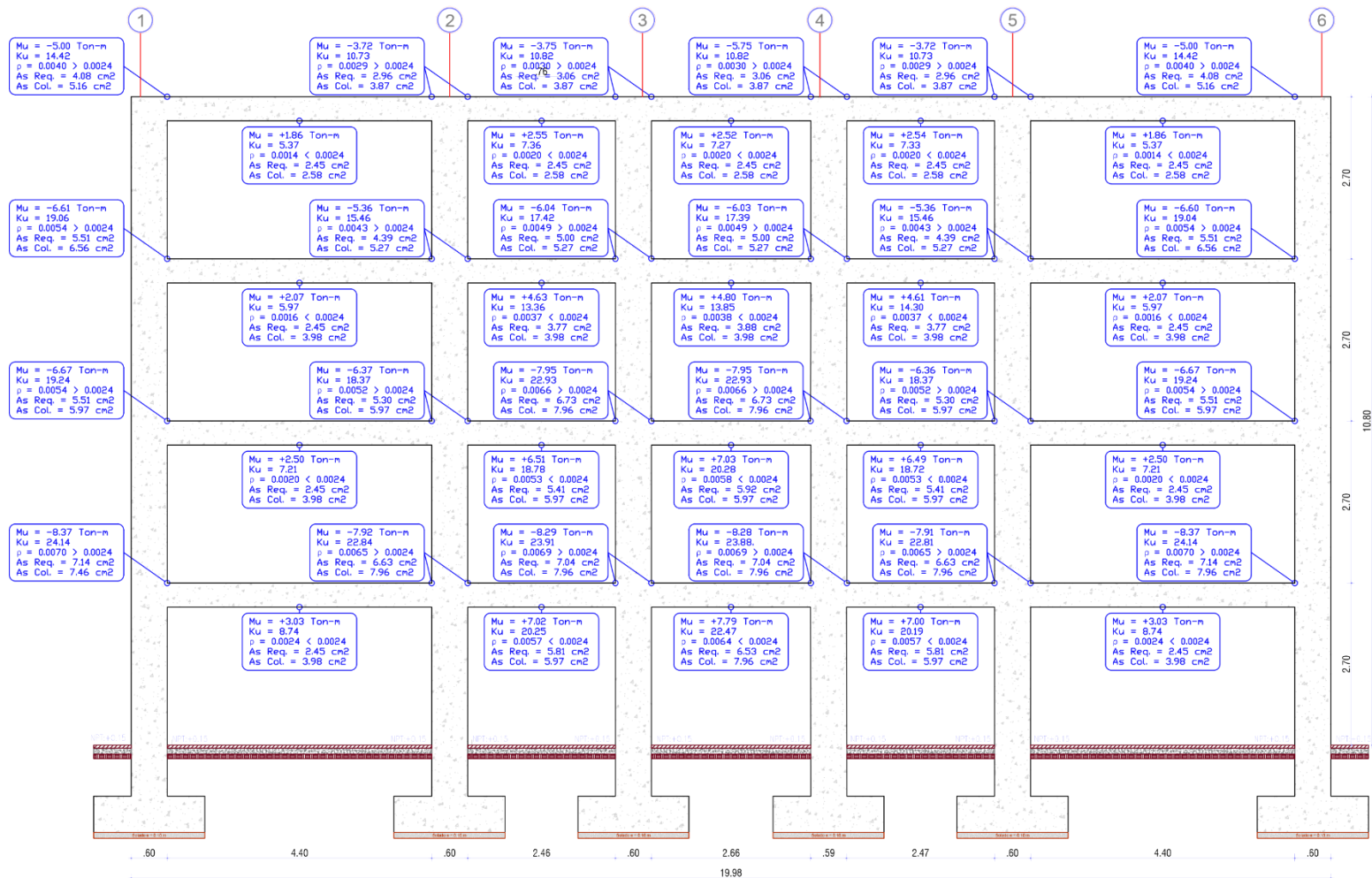


Figura 104: Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico C-C'
Fuente: Elaboración Propia.



Eje D-D'
Esc. 1/100

Figura 105. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico D-D'.
Fuente: Elaboración Propia.

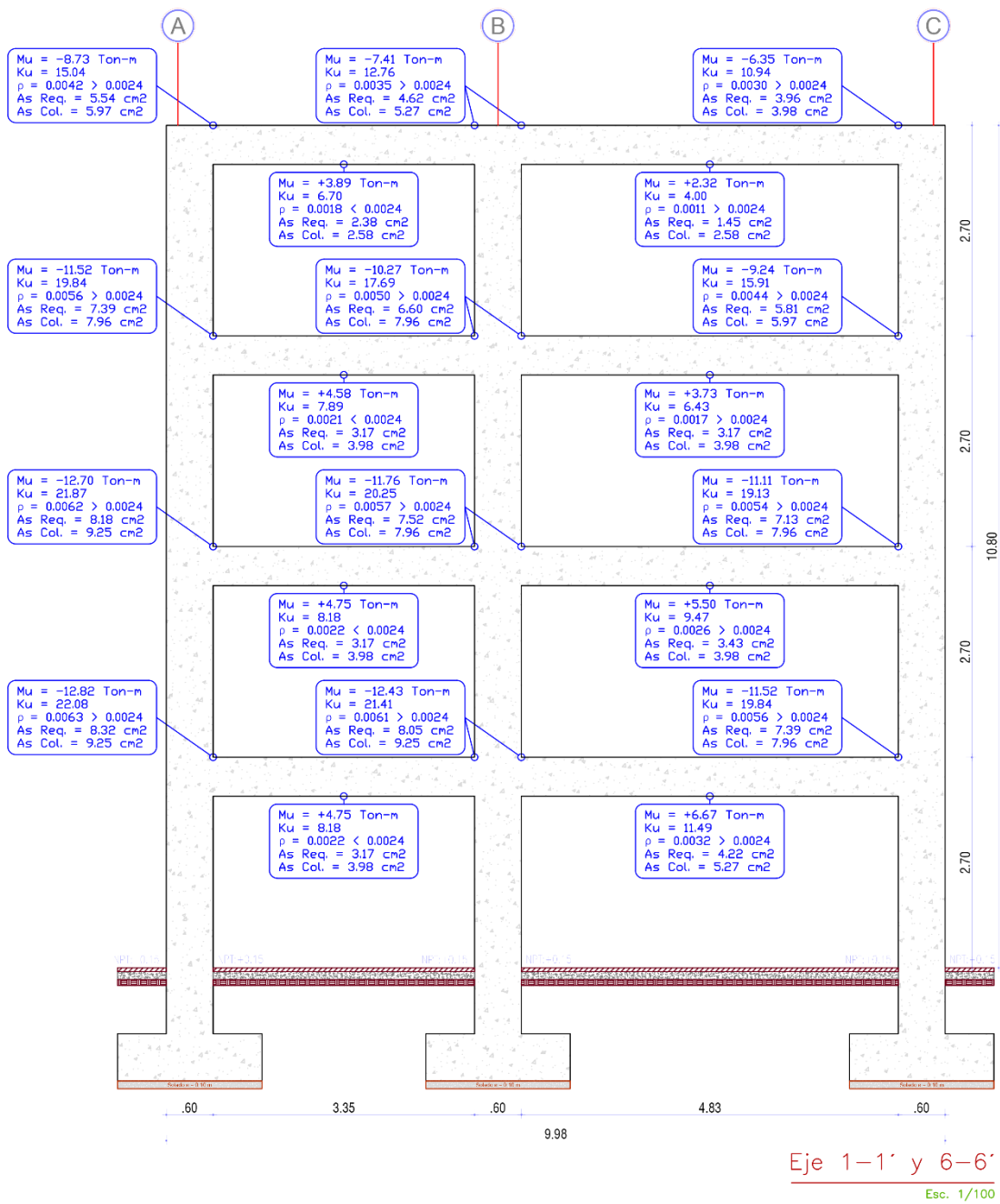
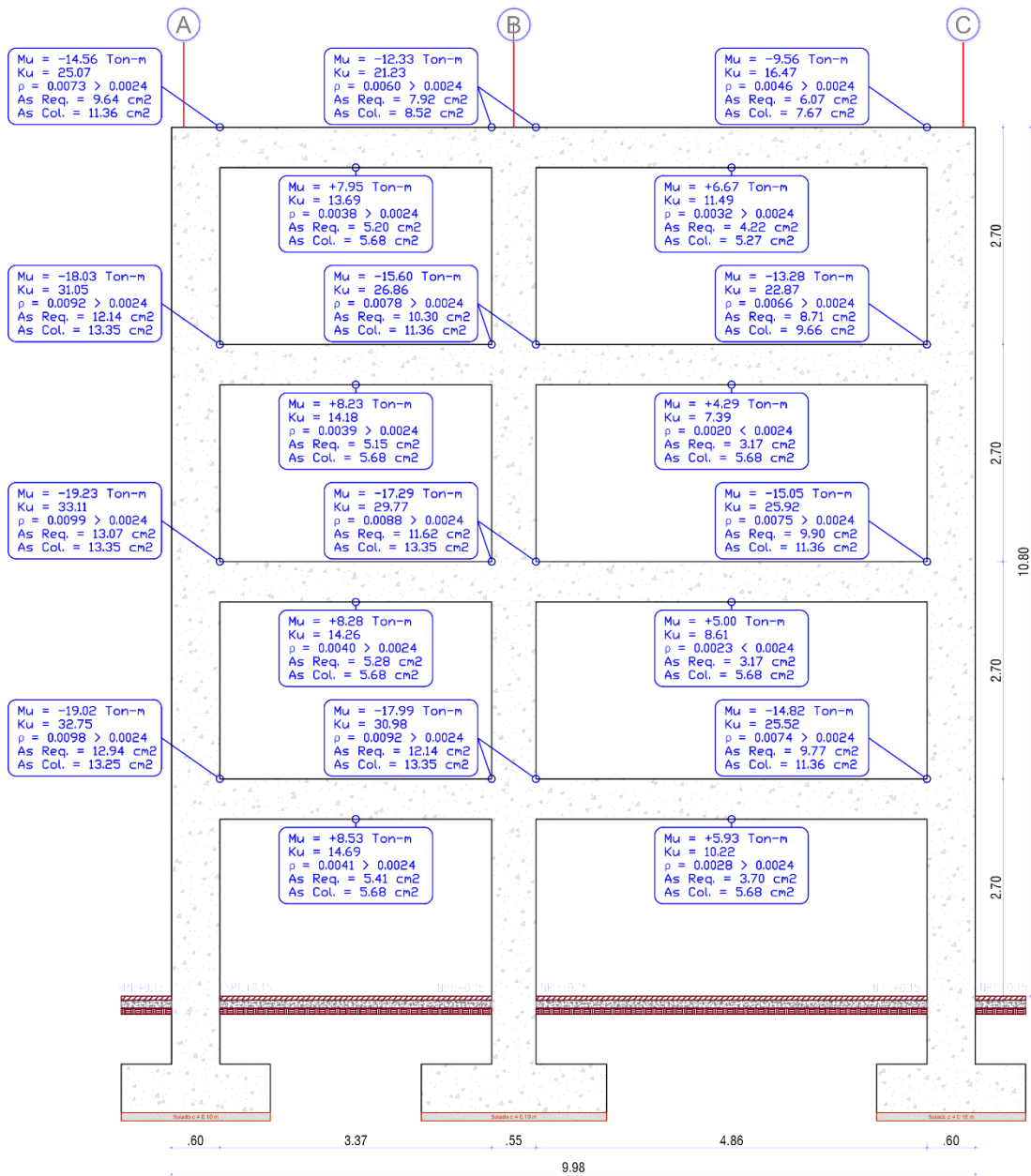


Figura 106. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 1-1' y 6-6'.
Fuente: Elaboración Propia.



Eje 2-2' y 5-5'
Esc. 1/100

Figura 107. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 2-2' y 5-5'.
Fuente: Elaboración Propia.

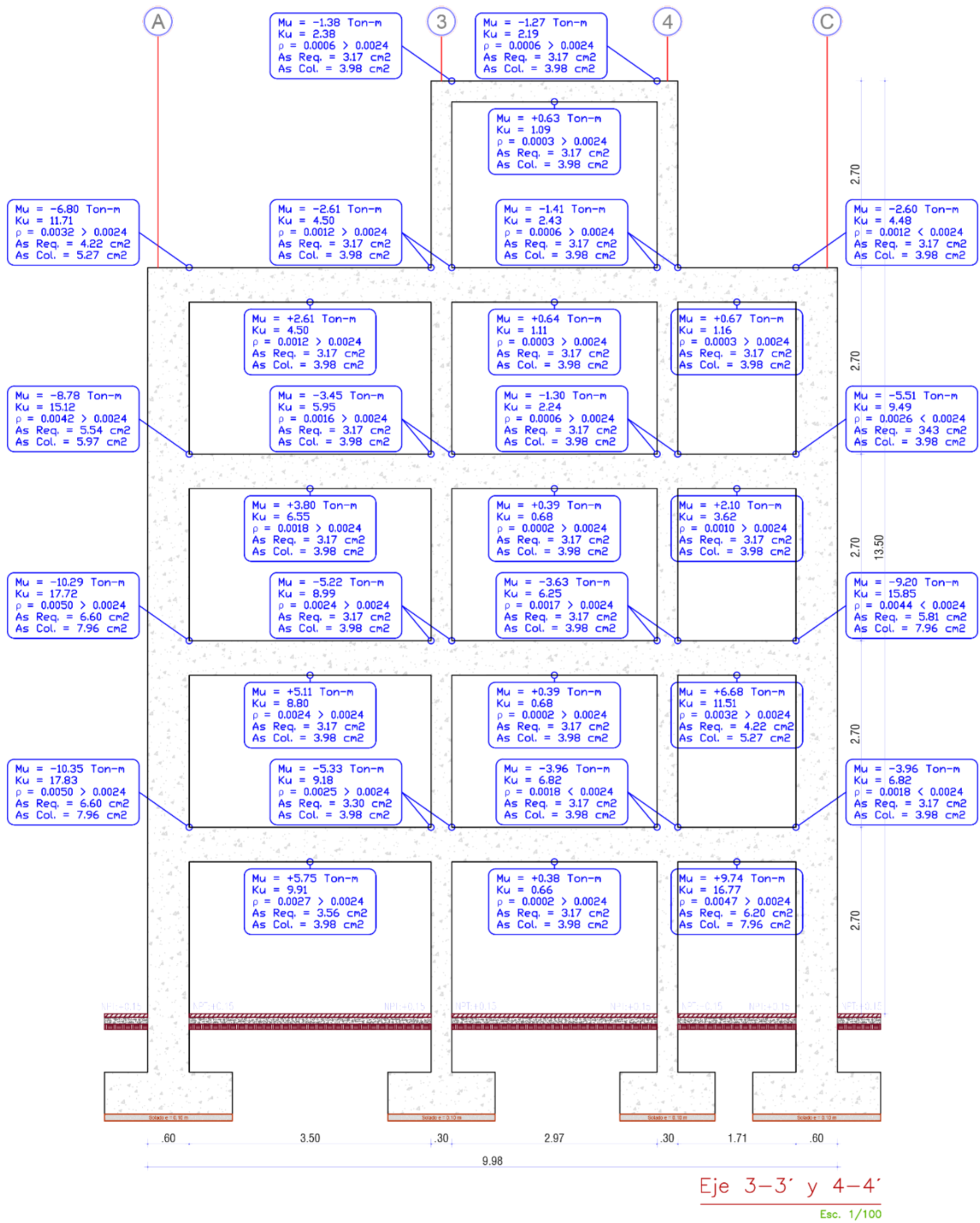


Figura 108. Momentos Últimos Negativos y Positivos del Pórtico 3-3' y 4-4'.
Fuente: Elaboración Propia.

b. Diseño por Flexión

En la **Figura 109**, se muestran los momentos últimos obtenidos en la cara de los apoyos obtenidos de la envolvente de momentos por las combinaciones de carga existentes.

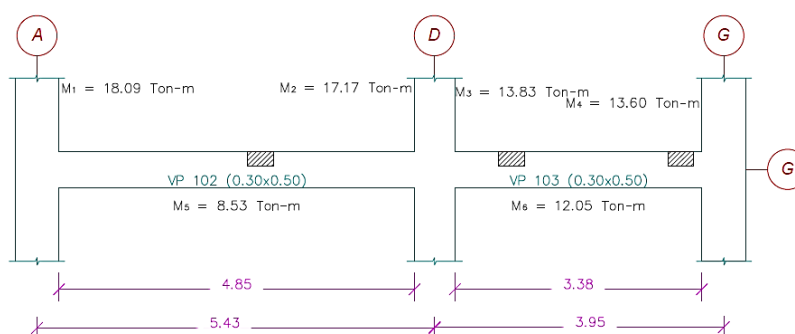


Figura 109. Momentos de la Envolvente de Momentos (ETABS).

Fuente: Elaboración Propia.

En la **Tabla 72**, se procede a calcular la distribución de aceros, donde se debe cumplir que el área de acero colocado siempre debe ser mayor o igual al área de acero requerido teóricamente.

Tabla 72
Cuantía y Distribución de Aceros

Momento(s) Ton - m	K_u ($\frac{Kg}{cm^2}$)	ρ	A_s Req. (cm^2)	Distribución	A_s Colocado (cm^2)
$M_1^- = 18.09$	31.15	0.0093	12.28	2 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	13.04
$M_2^- = 17.17$	29.56	0.0087	11.48	2 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"	13.04
$M_3^- = 13.83$	23.81	0.0069	9.11	2 ϕ 1"	10.20
$M_4^- = 13.60$	23.42	0.0067	8.84	2 ϕ 1"	10.20
$M_5^+ = 8.53$	14.69	0.0041	5.41	2 ϕ 3/4"	5.68
$M_6^+ = 12.05$	20.75	0.0059	7.79	3 ϕ 3/4"	8.52

En la **Tabla 73**, podemos apreciar que después de haber encontrado el área de acero a colocar y su respectiva distribución, se procederá a calcular el momento resistente, notándose que este es mayor al momento requerido.

Tabla 73
Momentos Resistentes en las Caras de los Apoyos

Momento(s) Ton – m	A_s Colocado (cm²)	M_{Resistente} (Ton – m)
M ₁ ⁻ = 18.09	13.04	19.17
M ₂ ⁻ = 17.17	13.04	19.17
M ₃ ⁻ = 13.83	10.20	15.42
M ₄ ⁻ = 13.60	10.20	15.42
M ₅ ⁺ = 8.53	5.68	8.97
M ₆ ⁺ = 12.05	8.52	13.09

Una vez de haber conocido el momento resistente para la distribución propuesto para el armado, se procede a cortar los aceros por motivos económicos. El principio es cortar los aceros que tengan menor diámetro y que no formen parte del armado principal en todo el trayecto de la viga, este principio se aplicara a todas las distribuciones de aceros obtenidos en la **Tabla 72**. Por motivos didácticos se mostrará el procedimiento del corte de acero paso a paso para M₁⁻.

$$2 \varphi 1" + 1 \varphi 3/4" \rightarrow M_{Resistente} = 19.17 \text{ Ton – m}$$

Cortamos un acero de $\varphi 3/4"$, quedándonos con $2 \varphi 1"$, al que le calcularemos su respectivo momento resistente.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 8.00 \text{ cm}$$

$$2 \varphi 1" \rightarrow M_{Resistente} = \varphi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 15.42 \text{ Ton – m}$$

Con el momento resistente obtenido producto de los dos aceros que continuaran en el armado, se procederá a buscar este valor en el diagrama de envolvente del programa ETABS. El punto es encontrar la distancia a la que se encuentra el momento resistente de los $2 \varphi 1"$ desde la cara del apoyo.

$$M_{\text{Resistente}} = 15.42 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow x = 0.50 \text{ m}$$

Después de haber obtenido la distancia a la que se encuentra el momento resistente, la norma establece que se le debe de incrementar la longitud del acero a cortar para asegurar su resistencia a flexión.

La NTP E. 060, Capitulo 12 (Articulo 12.10.2) Establece que el refuerzo se debe extender, más allá del punto el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o $12 db$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.

$$\text{Corte}_1 = x + d = 0.50 \text{ m} + 0.44 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Corte}_2 = x + 12 db = 0.50 \text{ m} + 12 (2.54 \text{ m}) = 0.85 \text{ m}$$

En la **Figura 110**, se muestra la recomendación para el corte de acero longitudinal, todo con el fin de economizar y tener garantía de conservar el buen diseño estructural.

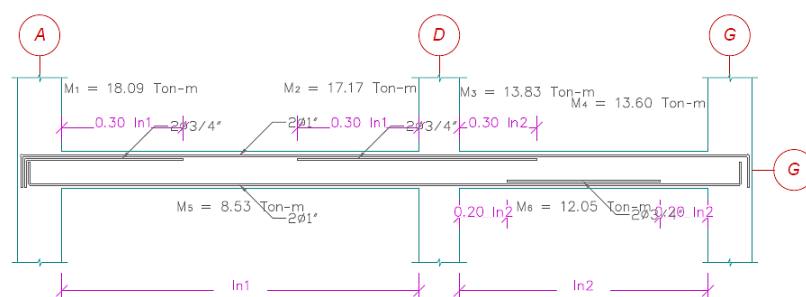


Figura 110. Cortes Recomendados por la NTP E. 060.
Fuente: Elaboración Propia.

En la **Figura 111**, se aprecian los cortes finales obtenidos, donde el mayor es a 1.65 m y el menor es de 1.05 m a la cara del apoyo, por lo que podemos asegurar que este valor garantiza la resistencia a la flexión de la viga. Es necesario recordar que estos son parámetros mínimos a

tomar en consideración, puesto que se pueden tomar mayores valores a criterio del diseñador.

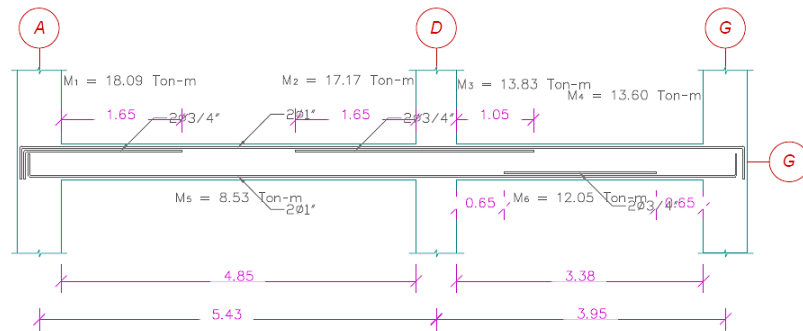


Figura 111. Cortes Realizados a los Aceros Negativos y Positivos.
Fuente: Elaboración Propia.

b.1. Verificando la Fluencia

En la **Figura 112**, se muestra el corte A-A de la viga, se procederá a verificar si los aceros colocados en la sección del Corte A-A se encuentran fluyendo, para ello se tiene que encontrar la deformación unitaria de los aceros a verificar.

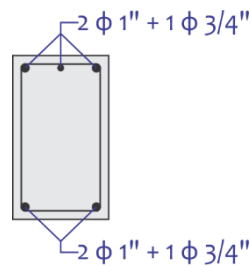


Figura 112. Corte de la Sección A-A'.
Fuente: Elaboración Propia.

b.1.1. Profundidad Real de los Esfuerzos (a)

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

$$a = \frac{(13.04 \text{ cm}^2) (4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})}{0.85 (210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}) (30 \text{ cm})} = 10.23 \text{ cm}$$

b.1.2. Profundidad del Bloque Equivalente (c)

En la **Figura 113**, se puede apreciar el diagrama de deformaciones máximas para la sección analizada.

$$c = \frac{c}{0.85} = 12.04 \text{ cm}$$

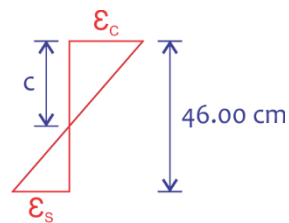


Figura 113. Diagrama de Deformaciones Máximas.
Fuente: Elaboración Propia.

b.1.3. Deformación Unitaria de los Aceros

$$\frac{\varepsilon_s}{46.00 \text{ cm} - 12.04 \text{ cm}} = \frac{\varepsilon_c = 0.003}{12.04 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_s = 0.0085 > \varepsilon_y = 0.0021 \text{ (Si Fluye!)}$$

$$\varepsilon_s = 4.05 \varepsilon_y$$

Se puede afirmar que los aceros se encuentran fluyendo, esto porque superan a la deformación unitaria del acero. Podemos llegar a la relación de que la deformación de los aceros es 4.05 veces mayor que la deformación del acero. Otra recomendación para que pueda fluir el acero, es tener en consideración las recomendaciones de la norma, que menciona que el área de acero colocado deba ser mayor al acero requerido.

c. Diseño a Corte

Según la NTP E. 060, del Capítulo 21 (Artículo 21.5.3.2), se menciona que en ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe ceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

- (a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm.
- (b) 8 veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- (d) 300 mm.

Aplicando la Norma, Tenemos:

- (a) $S = d/4 = (50 \text{ cm}) / 4 = 12.50 \text{ cm} \rightarrow S = 15.00 \text{ cm}$
- (b) $S = 8 \text{ db Longitudinal Menor} = 8 (1.91 \text{ cm}) = 15.28 \text{ cm}$
- (c) $S = 24 \text{ db del Estribo} = 24 (0.95 \text{ cm}) = 22.80 \text{ cm}$
- (d) $S = 30.00 \text{ cm}$

d. Detallado de la Viga Peraltada

En la **Figura 114**, se puede apreciar el detallado final de la viga, donde se muestran los aceros longitudinales y transversales que satisfacen un diseño óptimo.

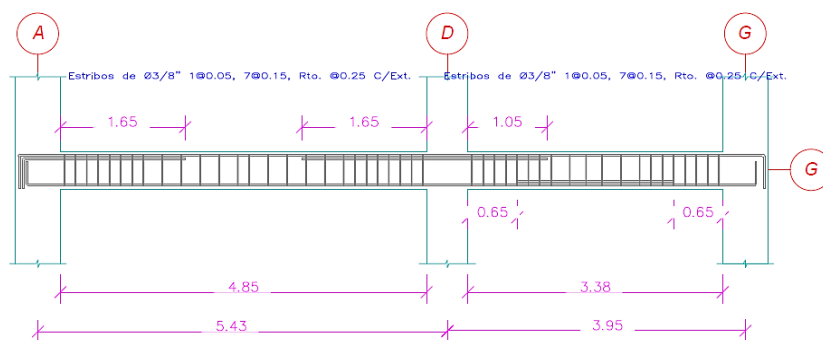


Figura 114. Detallado Final de la Viga Más Crítica.

Fuente: Elaboración Propia.

7.1.3. Diseño de Columna

La columna más crítica a diseñar por flexo-compresión, se encuentra ubicada entre el intercepto de los Ejes 2-2' y D-D' (ver **Figura 115**).

Datos Generales:

Columna Circular de Diámetro 0.55 m

$$f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4\,200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cargas de Gravedad y Sísmicas en la Columna

$$P_{CM} = 76.87 \text{ Ton} \quad M_{CMx} = 0.28 \text{ Ton} \quad M_{CMy} = 0.80 \text{ Ton}$$

$$P_{CV} = 22.90 \text{ Ton} \quad M_{CVx} = 0.07 \text{ Ton} \quad M_{CVy} = 0.25 \text{ Ton}$$

$$P_{Sx} = 5.83 \text{ Ton} \quad M_{Sx} = 11.68 \text{ Ton} \quad M_{Sy} = 12.89 \text{ Ton}$$

$$P_{Sy} = 7.86 \text{ Ton}$$

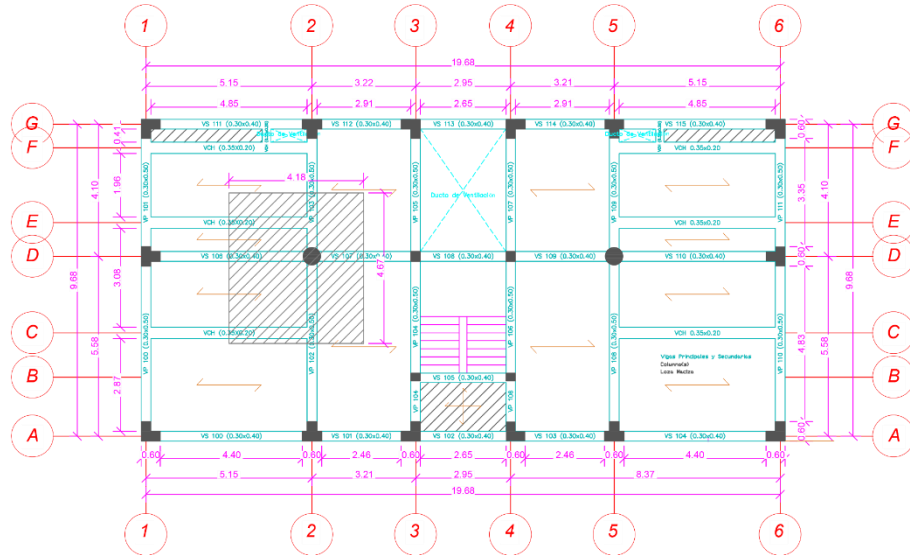


Figura 115. Área Tributaria de la Columna Más Cargada del Sistema Estructural Aporticado.
Fuente: Elaboración Propia.

a. Área Bruta de Concreto

$$A_{\text{Columna}} = A_b = \pi r^2$$

$$A_{\text{Columna}} = A_b = \pi \left(\frac{0.55 \text{ m}}{2}\right)^2$$

$$A_{\text{Columna}} = A_b = 0.24 \text{ m}^2$$

b. Área Mínima de Acero

$$A_s = \rho A_b$$

$$A_s = 0.01 (0.24 \text{ m}^2)$$

$$A_s = 0.0024 \text{ m}^2 \equiv 24 \text{ cm}^2$$

c. Distribución del Área de Acero

$$\#_{\text{Aceros}} = \frac{A_s}{A_{\text{Barilla Utilizada}}}$$

$$\#_{\text{Aceros}} = \frac{24 \text{ cm}^2}{2.84 \text{ cm}^2}$$

$$\#_{\text{Aceros}} = 8.45 \approx 9.00$$

Distribución de la Armadura: 9 ϕ 3/4" @ 40

En la **Figura 116**, se muestra una distribución de los aceros propuestos para la columna circular de diámetro 0.55 m.

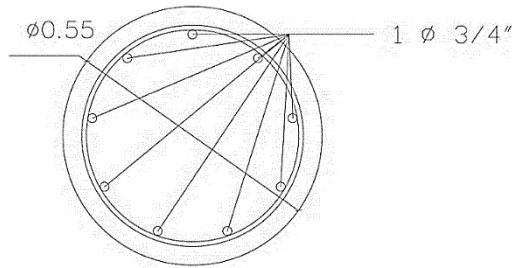


Figura 116. Propuesta de Probable Distribución de los Aceros
Fuente: Elaboración Propia

d. Excentricidad

En la **Tabla 74**, se muestra el cálculo de la excentricidad de la sección circular, incluyendo los aceros propuestos, teniendo en cuenta los centros de gravedad de cada acero mostrado en la **Figura 117**.

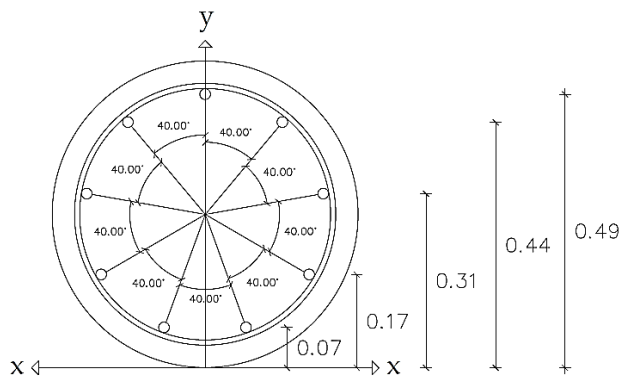


Figura 117. Centros de Gravedad de los Aceros Propuestos.
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 74
Centroide Plástico de la Columna Circular

Elemento	Sección	Fuerza (Ton)	\bar{y} (m)	(F)(\bar{y}) (Ton-m)
F_1	$D = 0.55 \text{ m}$	$0.85 \times 210 \times 2 = 375.83 = 424.09$	0.275	116.62
A_{s1}	$2 \phi 1''$	$2 \times 2.84 \times (4200 - 0.85 \times 210) = 22.84$	0.070	1.60
A_{s2}	$2 \phi 1''$	$2 \times 2.84 \times (4200 - 0.85 \times 210) = 22.84$	0.170	3.88
A_{s3}	$2 \phi 1''$	$2 \times 2.84 \times (4200 - 0.85 \times 210) = 22.84$	0.310	7.08
A_{s4}	$2 \phi 1''$	$2 \times 2.84 \times (4200 - 0.85 \times 210) = 22.84$	0.440	10.05
A_{s5}	$1 \phi 1''$	$1 \times 2.84 \times (4200 - 0.85 \times 210) = 11.42$	0.490	5.60
Σ Total	-	526.87	-	144.83

$$C. P. = \frac{\sum(\text{Fuerza} \times \bar{y})}{(\text{Fuerza})}$$

$$C. P. = \frac{144.83 \text{ Ton} - \text{m}}{526.87 \text{ Ton}}$$

$$C. P. = 0.27488 \text{ m}$$

$$C. P. \approx 0.275 \text{ m}$$

En la **Figura 118**, se puede observar el centroide plástico y sus dos secciones que serán afectadas ante la acción sísmica.

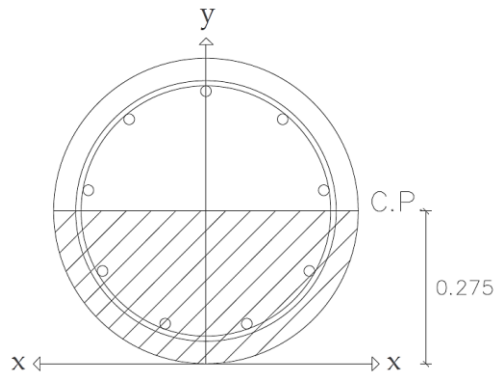


Figura 118. Centroide Plástico de la Columna Circular.
Fuente: Elaboración Propia.

e. Pares Ordenados

Se procederá a realizar el diagrama de interacción, para ellos se tomará como punto de partida los centros de gravedad de cada acero propuesto. Lo que se quiere es encontrar probables zonas de tracción y compresión ante la acción del sismo en dirección “y” y así poder obtener múltiples pares ordenados que nos ayudaran a obtener un diagrama de momento vs carga axial, es por ello que en la **Figura 119**, **Figura 120**, **Figura 121**, **Figura 122**, **Figura 123** y **Figura 124**, se puede apreciar las zonas de compresión y tracción ante un eventual sismo.

e.1. Primer Par Ordenado: *Compresión Pura*

Calculando P_n

$$P_o = 0.85f'_c(Ag - Ast) + Ast(f_y)$$

$$P_o = 526.88 \text{ Ton}$$

Calculando el P_n máx

$$P_n \text{ máx} = 0.70 (368.82 \text{ Ton})$$

$$P_n \text{ máx} = 368.82 \text{ Ton}$$

Calculando el P_u máx

$$P_u \text{ máx} = 0.80 (0.70) (526.88 \text{ Ton})$$

$$P_u \text{ máx} = 295.05 \text{ Ton}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (0.00 \text{ Ton} - m; 526.88 \text{ Ton})$

e.2. Segundo Par Ordenado: El Eje Neutro (A_{s1})

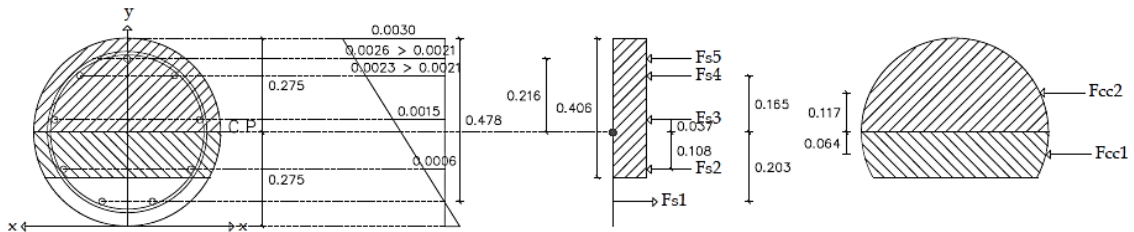


Figura 119. Eje Neutro del Primer Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$F_{s1} = f_{s1} A_{s1} = \left[0.0000 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 0.00 \text{ Ton}$$

$$F_{s2} = f_{s2} A_{s2} = \left[0.0006 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 6.82 \text{ Ton}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = \left[0.0015 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 17.04 \text{ Ton}$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s5} = f_{s5} A_{s5} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 11.93 \text{ Ton}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$F_{cc1} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (692 \text{ cm}^2) = 123.52 \text{ Ton}$$

$$F_{cc2} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (1 \ 188 \text{ cm}^2) = 212.06 \text{ Ton}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{cc1} + F_{cc2}$$

$$P_n = -0.00 + 6.82 + 17.04 + 23.86 + 11.93 + 123.52 + 212.06$$

$$P_n = 395.23 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$\begin{aligned}
 M_{s1} &= +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +0.00 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{s2} &= -F_{s2}(0.108 \text{ m}) = -0.74 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{s3} &= +F_{s3}(0.037 \text{ m}) = +0.63 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{s4} &= +F_{s4}(0.165 \text{ m}) = +3.94 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{s5} &= +F_{s5}(0.216 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{cc1} &= -F_{cc1}(0.064 \text{ m}) = -7.91 \text{ Ton} - \text{m} \\
 M_{cc2} &= +F_{cc2}(0.117 \text{ m}) = +24.81 \text{ Ton} - \text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_n = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = 0.00 - 0.74 + 0.63 + 3.94 + 2.58 - 7.91 + 24.81$$

$$M_n = 23.27 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (23.27 \text{ Ton} - \text{m}; 395.23 \text{ Ton})$

e.3. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As2)

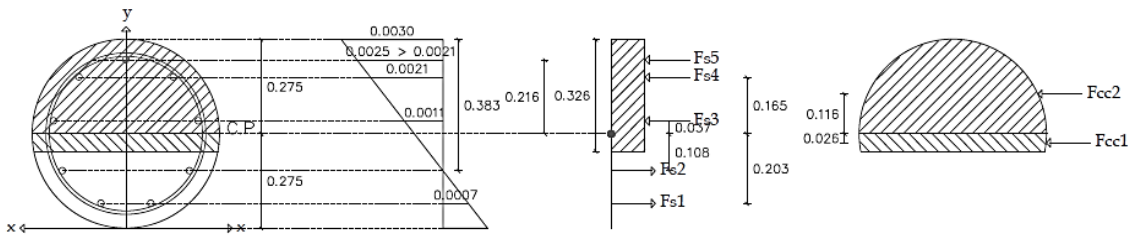


Figura 120. Eje Neutro del Segundo Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$\begin{aligned}
 F_{s1} &= f_{s1} A_{s1} = \left[0.0007 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 7.95 \text{ Ton} \\
 F_{s2} &= f_{s2} A_{s2} = \left[0.0000 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 0.00 \text{ Ton} \\
 F_{s3} &= f_{s3} A_{s3} = \left[0.0011 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 12.50 \text{ Ton} \\
 F_{s4} &= f_{s4} A_{s4} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton} \\
 F_{s5} &= f_{s5} A_{s5} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 11.93 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$\begin{aligned}
 F_{cc1} &= 0.85 f_c' a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (277 \text{ cm}^2) = 49.44 \text{ Ton} \\
 F_{cc2} &= 0.85 f_c' a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (1 \ 188 \text{ cm}^2) = 212.06 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} - F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{cc1} + F_{cc2}$$

$$P_n = -7.95 - 0.00 + 12.50 + 23.86 + 11.93 + 49.44 + 212.06$$

$$P_n = 301.84 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$\begin{aligned} M_{s1} &= +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +1.61 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s2} &= +F_{s2}(0.108 \text{ m}) = +0.00 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s3} &= +F_{s3}(0.037 \text{ m}) = +0.46 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s4} &= +F_{s4}(0.165 \text{ m}) = +3.94 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s5} &= +F_{s5}(0.216 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{cc1} &= -F_{cc1}(0.026 \text{ m}) = -1.29 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{cc2} &= +F_{cc2}(0.116 \text{ m}) = +24.60 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = +1.61 + 0.00 + 0.46 + 3.94 + 2.58 - 1.29 + 24.60$$

$$M_n = 31.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (31.90 \text{ Ton} - \text{m}; 317.74 \text{ Ton})$

e.4. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As3)

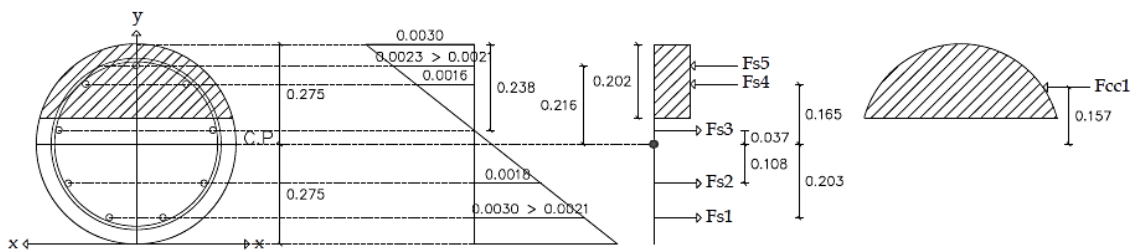


Figura 121. Eje Neutro del Tercer Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$\begin{aligned} F_{s1} &= f_{s1} A_{s1} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton} \\ F_{s2} &= f_{s2} A_{s2} = \left[0.0018 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 20.45 \text{ Ton} \\ F_{s3} &= f_{s3} A_{s3} = \left[0.0000 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 0.00 \text{ Ton} \\ F_{s4} &= f_{s4} A_{s4} = \left[0.0016 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 18.18 \text{ Ton} \\ F_{s5} &= f_{s5} A_{s5} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 11.93 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$F_{cc1} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (796 \text{ cm}^2) = 142.09 \text{ Ton}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} - F_{s2} - F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{cc1}$$

$$P_n = -23.86 - 20.45 - 0.00 + 18.18 + 11.93 + 142.09$$

$$P_n = 127.89 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$M_{s1} = +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +4.84 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s2} = +F_{s2}(0.108 \text{ m}) = +2.21 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s3} = -F_{s3}(0.037 \text{ m}) = -0.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s4} = +F_{s4}(0.165 \text{ m}) = +3.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s5} = +F_{s5}(0.216 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{cc1} = +F_{cc1}(0.157 \text{ m}) = +22.31 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_n = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = +4.84 + 2.21 - 0.00 + 3.00 + 2.58 + 22.31$$

$$M_n = 34.94 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (34.94 \text{ Ton} - \text{m}; 216.51 \text{ Ton})$

e.5. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As4)

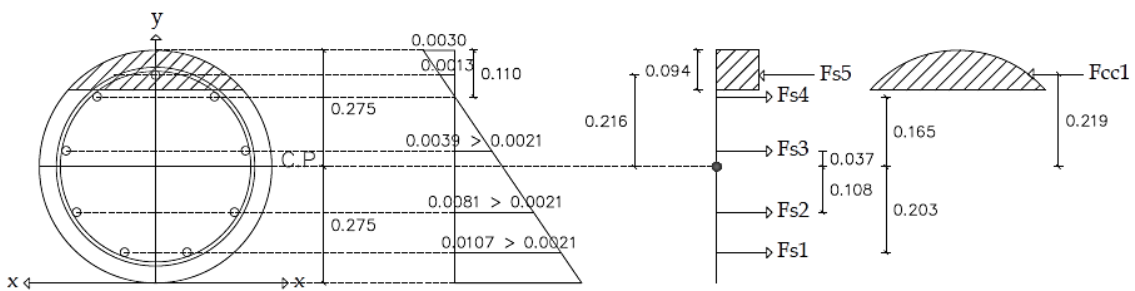


Figura 122. Eje Neutro del Cuarto Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$F_{s1} = f_{s1} A_{s1} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s2} = f_{s2} A_{s2} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = \left[0.0000 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 0.00 \text{ Ton}$$

$$F_{s5} = f_{s5} A_{s5} = \left[0.0013 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 7.38 \text{ Ton}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$F_{cc1} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (270 \text{ cm}^2) = 48.20 \text{ Ton}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} - F_{s2} - F_{s3} - F_{s4} + F_{s5} + F_{cc1}$$

$$P_n = -23.86 - 23.86 - 23.86 - 0.00 + 7.38 + 48.20$$

$$P_n = -16.00 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$M_{s1} = +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +4.84 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s2} = +F_{s2}(0.108 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s3} = -F_{s3}(0.037 \text{ m}) = -0.88 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s4} = -F_{s4}(0.165 \text{ m}) = -0.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s5} = +F_{s5}(0.216 \text{ m}) = +1.59 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{cc1} = +F_{cc1}(0.219 \text{ m}) = +27.85 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_n = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = +4.84 + 2.58 - 0.88 - 0.00 + 1.59 + 27.85$$

$$M_n = 35.98 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (35.98 \text{ Ton} - \text{m}; -16.00 \text{ Ton})$

e.6. Tercer Par Ordenado: El Eje Neutro (As5)

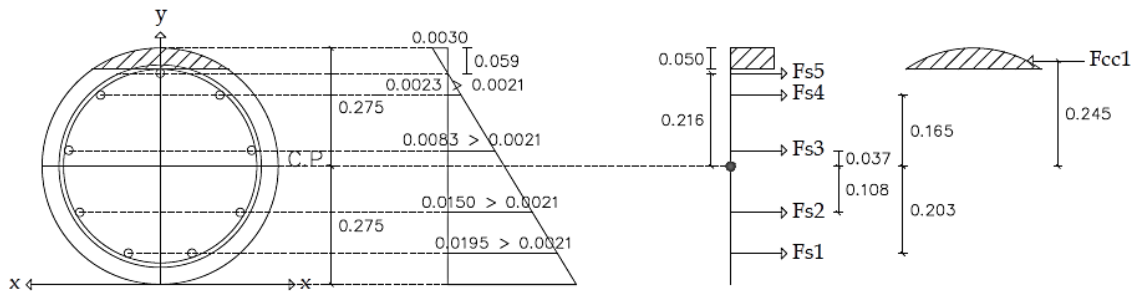


Figura 123. Eje Neutro del Quinto Bloque de Áreas de Aceros de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$F_{s1} = f_{s1} A_{s1} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s2} = f_{s2} A_{s2} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s3} = f_{s3} A_{s3} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s4} = f_{s4} A_{s4} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 23.86 \text{ Ton}$$

$$F_{s5} = f_{s5} A_{s5} = \left[0.0000 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 0.00 \text{ Ton}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$F_{cc1} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (107 \text{ cm}^2) = 19.10 \text{ Ton}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} - F_{s2} - F_{s3} - F_{s4} - F_{s5} + F_{cc1}$$

$$P_n = -23.86 - 23.86 - 23.86 - 23.86 - 0.00 + 19.10$$

$$P_n = -76.34 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$\begin{aligned} M_{s1} &= +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +4.84 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s2} &= +F_{s2}(0.108 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s3} &= -F_{s3}(0.037 \text{ m}) = -0.88 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s4} &= -F_{s4}(0.165 \text{ m}) = -3.94 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{s5} &= -F_{s5}(0.216 \text{ m}) = -0.00 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_{cc1} &= +F_{cc1}(0.245 \text{ m}) = +28.06 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = +4.84 + 2.58 - 0.88 - 3.94 - 0.00 + 28.06$$

$$M_n = 30.66 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: $(M_n; P_n) \equiv (30.66 \text{ Ton} - \text{m}; 114.54 \text{ Ton})$

e.7. Quinto Par Ordenado: Falla Balanceada

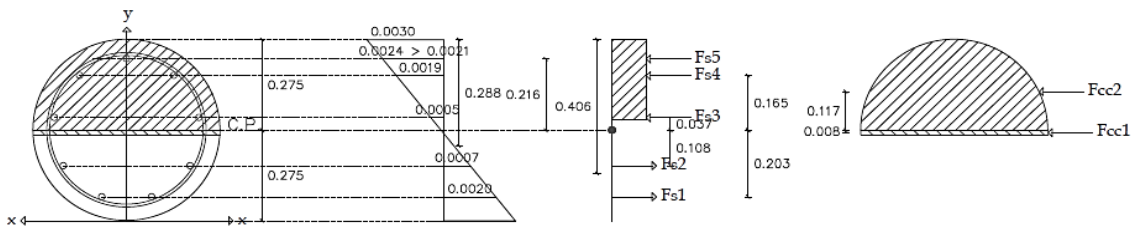


Figura 124. Eje Neutro por Falla Balanceada de la Columna Circular.

Fuente: Elaboración Propia.

Calculando “c”

$$\begin{aligned} c &= d \left(\frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \right) \\ c &= 0.49 \text{ m} \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \\ c &= 0.29 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculando F_{s1} , F_{s2} y F_{s3}

$$\begin{aligned} F_{s1} &= f_{s1} A_{s1} = \left[0.0020 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 22.72 \text{ Ton} \\ F_{s2} &= f_{s2} A_{s2} = \left[0.0007 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 7.95 \text{ Ton} \\ F_{s3} &= f_{s3} A_{s3} = \left[0.0005 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 5.68 \text{ Ton} \\ F_{s4} &= f_{s4} A_{s4} = \left[0.0019 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (2 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 21.58 \text{ Ton} \\ F_{s5} &= f_{s5} A_{s5} = \left[0.0021 \left(2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \right] (1 \times 2.84 \text{ cm}^2) = 11.93 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Calculando F_{cc1} y F_{cc2}

$$\begin{aligned} F_{cc1} &= 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (1 \ 188 \text{ cm}^2) = 212.06 \text{ Ton} \\ F_{cc2} &= 0.85 f'_c a b = 0.85 \left(210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (107 \text{ cm}^2) = 19.10 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Calculando P_n

$$P_n = -F_{s1} - F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} + F_{cc1} + F_{cc2}$$

$$P_n = -22.72 - 7.95 + 5.68 + 21.58 + 11.93$$

$$P_n = 8.52 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$M_{s1} = +F_{s1}(0.203 \text{ m}) = +4.61 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s2} = +F_{s2}(0.108 \text{ m}) = +0.86 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s3} = +F_{s3}(0.037 \text{ m}) = +0.21 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s4} = +F_{s4}(0.165 \text{ m}) = +3.56 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{s5} = +F_{s5}(0.216 \text{ m}) = +2.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{cc1} = +F_{cc1}(0.117 \text{ m}) = +24.81 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{cc2} = +F_{cc2}(0.008 \text{ m}) = +0.15 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_n = +M_{s1} + M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} + M_{s5} + M_{cc1} + M_{cc2}$$

$$M_n = +4.61 + 0.86 + 0.21 + 3.56 + 2.58 + 24.81 + 0.15$$

$$M_n = 35.92 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: (M_n ; P_n) \equiv (35.92 Ton - m; 8.52 Ton)

e.8. Séptimo Par Ordenado: Tracción Pura

Calculando P_n

$$P_n = T_o = -A_{st} (f_y)$$

$$P_n = T_o = -(25.56 \text{ cm}^2) \left(4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$P_n = T_o = -107.35 \text{ Ton}$$

Calculando M_n

$$M_n = 0.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

Par Ordenado: (M_n ; P_n) \equiv (0.00 Ton - m; -107.35 Ton)

En la **Tabla 75**, se muestra un resumen de los momentos y cargas axiales nominales positivos y negativo, los que a su vez se encuentran afectados por su favor de reducción, para así poder obtener los valores último.

Tabla 75
Resumen de los Pares Ordenados del Diagrama de Interacción

Descripción	$M_{n(-)}$ (Ton-m)	$M_{n(+)}$ (Ton-m)	P_n (Ton)	ϕ	$M_{u(-)}$ (Ton-m)	$M_{u(+)}$ (Ton-m)	P_u (Ton)
Compresión Pura	0.00	0.00	526.88	0.70	0.00	0.00	368.82
As1	-23.27	23.27	395.23	0.70	-16.29	16.29	276.66
As2	-31.9	31.9	301.84	0.70	-22.33	22.33	211.29
As3	-34.94	34.94	127.89	0.70	-24.46	24.46	89.52
As4	-35.92	35.92	-8.52	0.70	-25.14	25.14	-5.96
Falla Balanceada	-35.98	35.98	-16.00	0.70	-25.19	25.19	-11.20
As5	-30.66	30.66	-76.34	0.90	-27.59	27.59	-68.71
Flexión Pura	0.00	0.00	-107.35	0.90	0.00	0.00	-96.62

f. Cargas de Servicio de la Columna

En la **Figura 125**, se muestra un resumen de momentos, cortantes y axiales obtenidos del programa ETABS V. 16.2.0, para la columna a diseñar.

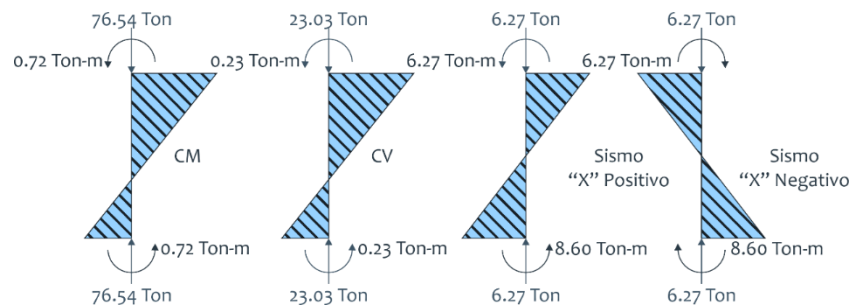


Figura 125. Cargas de Gravedad y Sismo (Sin Amplificar).

Fuente: Elaboración Propia.

g. Diagrama de Interacción

En la **Tabla 76**, se muestran todas las combinaciones de carga existentes para la elaboración del diagrama de interacción en la columna más cargada (NTP E. 020, 2016).

Tabla 76
5 Combinaciones para el Diagrama de Interacción

Combinación	P_u (Ton)	M_u (Ton-m)	ϕ	P_n (Ton)	M_n (Ton-m)
1.40 P_{CM} + 1.70 P_{CV}	146.31	1.40	0.70	209.01	2.00
1.25 (P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}	124.73	9.79	0.70	178.19	13.98
1.25 (P_{CM} + P_{CV}) - P_{CS}	124.19	-7.41	0.70	177.42	-10.59
0.90 P_{CM} + P_{CS}	69.16	9.25	0.70	98.79	13.21
0.90 P_{CM} - P_{CS}	68.62	-7.95	0.70	98.02	-11.36

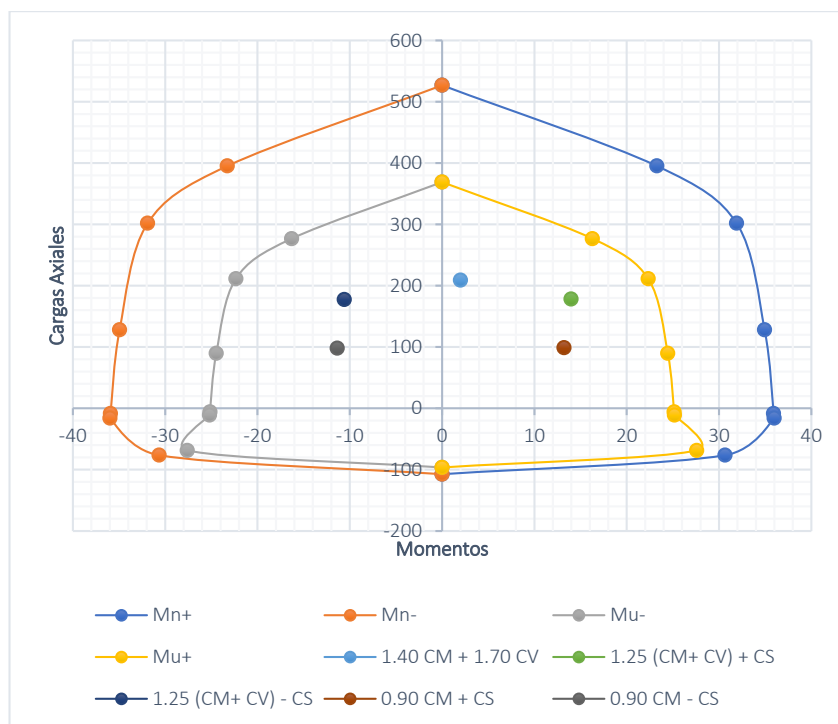


Figura 126. Diagrama de Interacción y las Combinaciones de Cargas Últimas.
Fuente: Elaboración Propia.

En el **Figura 126**, se puede observar que los momentos y cargas axiales nominales y últimos, se encuentran dentro de los límites del diagrama de interacción, por lo que se puede afirmar que nuestros aceros y sección de la columna, no tendrán problema alguno ante la acción del sismo en la dirección “y”.

7.1.4. Diseño de Zapata

Anteriormente se diseñó la columna más crítica ubicada entre el intercepto de los Ejes 2-2' y D-D' (ver **Figura 115**). Por esta razón, ahora se procederá a diseñar su cimentación para el caso más crítico y así poder concluir tanto con la superestructura y subestructura. A continuación, se evidencia el boceto de la zapata aislada y sus variables (ver **Figura 127**).

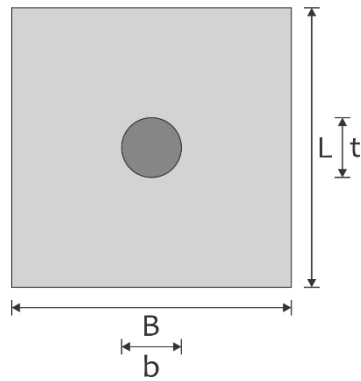


Figura 127. Boceto de Zapata Aislada y sus Variables.
Fuente: Elaboración Propia.

Datos Generales:

$B = 2.35 \text{ m}$	$h_1 = 0.60 \text{ m}$	$q_{adm} = 2.26 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
$L = 2.35 \text{ m}$	$h_2 = 0.80 \text{ m}$	$f'_c = 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
$D_f = 1.40 \text{ m}$		

Cargas de Gravedad y Sísmicas en la Columna

En la **Figura 128**, se aprecia la distribución de aceros longitudinales y el diámetro de la columna circular de la columna más crítica, con la intención de poder tener un diseño más íntegro con la zapata.

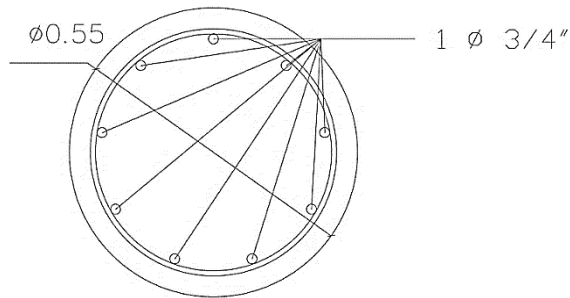


Figura 128. Sección y Distribución de los Aceros de la Columna Circular.
Fuente: Elaboración Propia.

$P_{CM} = 76.87 \text{ Ton}$	$M_{CMx} = 0.28 \text{ Ton}$	$M_{CMy} = 0.80 \text{ Ton}$
$P_{CV} = 22.90 \text{ Ton}$	$M_{CVx} = 0.07 \text{ Ton}$	$M_{CVy} = 0.25 \text{ Ton}$
$P_{Sx} = 5.83 \text{ Ton}$	$M_{Sx} = 11.68 \text{ Ton}$	$M_{Sy} = 12.89 \text{ Ton}$
$P_{Sy} = 7.86 \text{ Ton}$		

a. Factor de Suelo

Suelo Duro	: $q_{adm} \geq 2.50$	$(f_s = 1.05)$
Suelo Intermedio	: $1.50 \leq q_{adm} < 2.50$	$(f_s = 1.07)$
Suelo Blando	: $q_{adm} < 1.50$	$(f_s = 1.10)$

b. Área Tentativa

$$P_{\text{Columna}} = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}}$$

$$P_{\text{Columna}} = 76.87 \text{ Ton} + 22.90 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{Columna}} = 99.77 \text{ Ton}$$

$$\text{Área}_{\text{Tentativa}} = \frac{P_{\text{Columna}} \times f_s}{q_{\text{adm}} - 3.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}$$

$$\text{Área}_{\text{Tentativa}} = \frac{99.77 \text{ Ton} \times 1.07}{22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - 3.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 5.45 \text{ m}^2$$

b.1. Calculando “L” y “B”

✓ **Calculando “L”**

$$L = \sqrt{A_z} + \frac{t - b}{2}$$

$$L = \sqrt{5.45 \text{ m}^2} + \frac{0.55 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2}$$

$$L = 2.33 \text{ m} \approx 2.35 \text{ m}$$

✓ **Calculando “B”**

$$L = \sqrt{A_z} + \frac{t - b}{2}$$

$$B = \sqrt{5.45 \text{ m}^2} - \frac{0.55 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2}$$

$$B = 2.33 \text{ m} \approx 2.35 \text{ m}$$

b.2. Calculando el Vuelo “c”

La **Figura 129**, muestra una representación gráfica de los vuelos en dirección “x” y “y”.

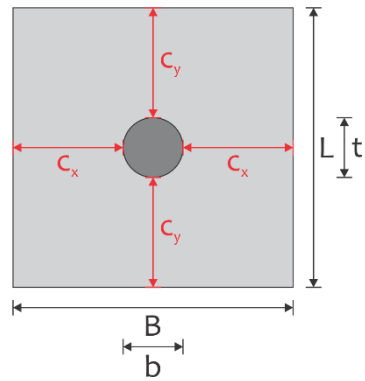


Figura 129. Vuelos en las Cuatro Caras de la Zapata.
Fuente: Elaboración Propia.

✓ **Dirección “x”**

$$c_x = \frac{B - b}{2} = \frac{2.35 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2} = 0.90 \text{ m}$$

✓ **Dirección “y”**

$$c_y = \frac{L - t}{2} = \frac{2.35 \text{ m} - 0.55 \text{ m}}{2} = 0.90 \text{ m}$$

b.3. Área de Zapata Final

$$A_{\text{Zapata}} = B \times L$$

$$A_{\text{Zapata}} = (2.35 \text{ m})(2.35 \text{ m})$$

$$A_{\text{Zapata}} = 5.52 \text{ m}^2$$

c. Verificación de Momentos

c.1. Momentos en “x” por Cargas de Gravedad

$$M_x = M_{\text{CMx}} + M_{\text{CVx}} = 0.28 + 0.07 = 0.35 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$q_1 = \frac{P_{\text{Columna}}}{A} + \frac{6 M_x}{B L^2}$$

$$q_1 = 19.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{adm}} = 22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

c.2. Momentos Biaxiales “x” e “y” por Cargas de Gravedad

$$M_x = M_{\text{CMx}} + M_{\text{CVx}} = 0.28 + 0.07 = 0.35 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_y = M_{\text{CMy}} + M_{\text{CVy}} = 0.80 + 0.25 = 1.05 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$q_2 = \frac{P_{\text{Columna}}}{A} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 19.98 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{adm}} = 22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

c.3. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “x”

$$M_x = M_{\text{CMx}} + M_{\text{CVx}} + M_{\text{Sx}} = 12.03 \text{ Ton}$$

$$M_y = M_{\text{CMy}} + M_{\text{CVy}} = 1.05 \text{ Ton}$$

$$P_S = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} + P_{\text{Sx}} = 105.60 \text{ Ton}$$

$$q_1 = \frac{P_S}{A} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 26.51 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.30(q_{\text{adm}})$$

$$q_1 = 26.51 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 29.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

c.4. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “y”

$$M_x = M_{\text{CMx}} + M_{\text{CVx}} = 12.03 \text{ Ton}$$

$$M_y = M_{\text{CMy}} + M_{\text{CVy}} + M_{\text{Sy}} = 13.94 \text{ Ton}$$

$$P_S = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} + P_{\text{Sy}} = 107.63 \text{ Ton}$$

$$q_1 = \frac{P_S}{A} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 27.46 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.30(q_{\text{adm}})$$

$$q_1 = 27.46 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 29.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

d. Factor Ponderado

d.1. Para Cargas de Gravedad Amplificadas

$$P_u = 1.40 P_{\text{CM}} + 1.70 P_{\text{CV}}$$

$$P_{\text{CM}} = 76.87 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{CV}} = 22.90 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{Total}} = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} = 99.77 \text{ Ton}$$

Las **Tabla 77** y **Tabla 78**, muestran el procedimiento de obtención de los factores ponderados, los que servirán para poder obtener las presiones ultimas de diseño “ q_u ”.

Tabla 77

Factor Ponderado de Carga Muerta y Carga Viva

P_{CM}	76.87 Ton	76.87 Ton / 99.77 Ton	0.77 (77.00%)
P_{CV}	22.90 Ton	22.90 Ton / 99.77 Ton	0.23 (23.00%)
Σ	99.77 Ton		1.00 (100.00 %)

$$FP = 1.40(0.77) + 1.70(0.23)$$

$$FP = 1.47$$

d.2. Cargas de Gravedad y Sismo Amplificadas

$$P_u = 1.25 P_{CM} + 1.25 P_{CV} + 1.25 P_{CS}$$

Tabla 78

Factor Ponderado de Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo

P_{CM}	76.87 Ton	76.87 Ton / 107.63 Ton	0.72 (72.00%)
P_{CV}	22.90 Ton	22.90 Ton / 107.63 Ton	0.21 (21.00%)
P_S	7.86Ton	7.86 Ton / 107.63 Ton	0.07 (7.00%)
Σ	107.63 Ton		1.00 (100.00 %)

$$FP = 1.25(0.72) + 1.25(0.21) + 1.25(0.07)$$

$$FP = 1.25$$

e. Presiones Últimas de Diseño (q_u)

e.1. Condición Biaxial Sin Sismo

$$q_{u1} = 1.47 q_1 = 1.47 \left(19.98 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 29.34 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

e.2. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “x”

$$q_{u2} = 1.25 q_2 = 1.25 \left(26.51 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 33.13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

e.3. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “y”

$$q_{u3} = 1.25 q_3 = 1.25 \left(27.46 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 34.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

f. Verificación por Punzonamiento

La condición para determinar el peralte efectivo de zapatas, se basa en que la sección debe resistir el cortante por penetración (punzonamiento). Para lo cual, se asume que ese punzonamiento es resistido por la superficie bajo la línea punteada (ver **Figura 130**, **Figura 131** y **Figura 132**).

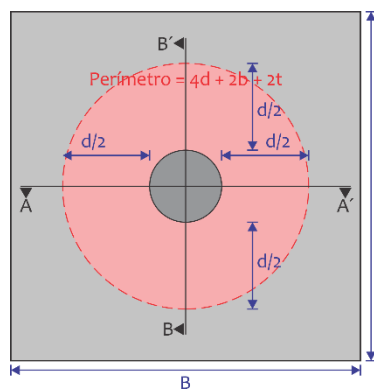


Figura 130. Falla por Punzonamiento.
Fuente: Elaboración Propia.

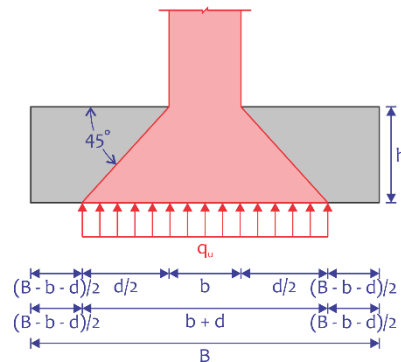


Figura 131. Corte A-A' de la Falla por Punzonamiento.
Fuente: Elaboración Propia.

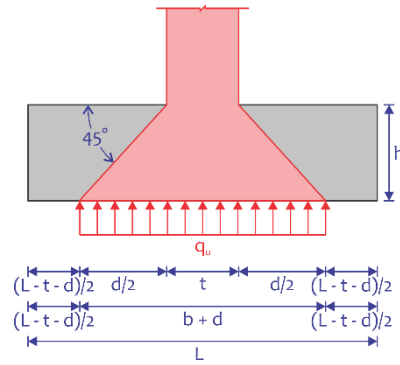


Figura 132. Corte B-B' de la Falla por Punzonamiento.
Fuente: Elaboración Propia.

Aplicando la Siguiete Expresión:

$$V_u = q_u (A_{\text{Total}} - A_o)$$

$$q_u = \frac{P_u}{A_{\text{Total}}}$$

Donde:

V_u : Cortante por Punzonamiento Actuante

V_c : Resistencia al Cortante por Punzonamiento (Concreto)

$$\beta = \frac{\text{Lado}_{\text{Mayor Columna}}}{\text{Lado}_{\text{Menor Columna}}} = 1 \leq 2 \rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Valores Obtenidos:

$$A_o \text{ (Área por Punzonamiento)} = \pi R^2 = \pi \left(b + \frac{d}{2}\right)^2$$

$$A_{\text{Total}} \text{ (Área de la Zapata)} = 5.52 \text{ m}^2$$

$$b_o \text{ (Perímetro por Punzonamiento)} = 2\pi R = 2\pi \left(b + \frac{d}{2}\right)$$

$$P_u \text{ (Cargas Amplificadas)} = 146.55 \text{ Ton}$$

Condición que Debe Cumplir:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c$$

$$q_u (A_{\text{Total}} - A_o) = \phi \left(0.53 + \frac{1.10}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$q_u (A_{\text{Total}}) - q_u (A_o) = \phi (1.06) \sqrt{f'_c} \left[2\pi \left(b + \frac{d}{2}\right)\right] d$$

$$P_u - q_u \left[\pi \left(b + \frac{d}{2}\right)^2\right] = 0.90 \sqrt{f'_c} \left[2\pi \left(b + \frac{d}{2}\right)\right] d \left(10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

Aplicando Formula General para Ecuación Cuadrática:

$$d_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} \pi + q_u \frac{\pi}{4}$$

$$b = 2.12 \phi \sqrt{f'_c} b + q_u \pi b$$

$$c = q_u \pi b^2 - P_u$$

Tenemos los Sigüientes Peraltes Efectivos:

$$d_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$d_2 = -0.79 \text{ m}$$

f.1. Calculando V_u

$$V_u = q_u (A_{\text{Total}} - A_o)$$
$$V_u = 34.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} (5.52 \text{ m}^2 - 1.89 \text{ m}^2)$$
$$V_u = 124.62 \text{ Ton}$$

f.2. Calculando el Esfuerzo Cortante Admisible (V_c) – ACI 318

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.10}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$
$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.10}{1.00}\right) \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (490 \text{ cm})(33 \text{ cm})$$
$$V_c = 381.95 \text{ Ton}$$

f.3. Calculo del Esfuerzo Cortante Límite ($V_{c \text{ Limite}}$) – ACI 318

$$V_{c \text{ Limite}} = 1.10 \sqrt{f'_c} b_o d$$
$$V_{c \text{ Limite}} = 1.10 \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (490 \text{ cm})(33 \text{ cm})$$
$$V_{c \text{ Limite}} = 257.76 \text{ Ton}$$

Elegimos el Menor:

$$V_c = V_{c \text{ Limite}} = 257.76 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = (0.85) 257.76 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 219.10 \text{ Ton}$$

Verificamos: $V_u < \phi V_c$ ___ Cumple!

g. Verificación por Fuerza Cortante

La **Figura 133**, muestra el proceso de deducción matemática utilizado para la obtención de la cortante ultima a una distancia igual al peralte efectivo desde la cara de la columna.

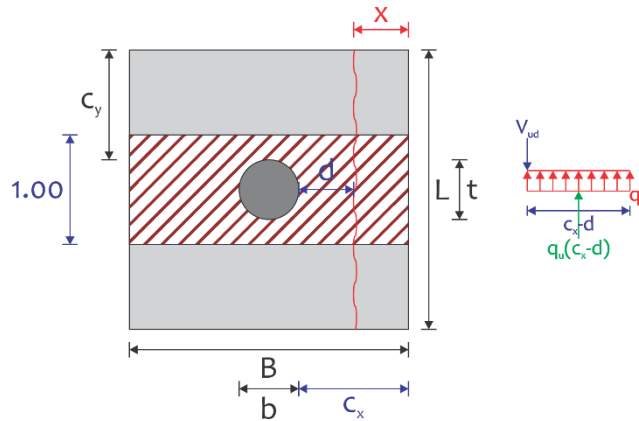


Figura 133. Interpretación de la Cortante en la Zapata.
Fuente: Elaboración Propia.

$$V_u = q_u(c - d)$$

Asumimos:

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$d = h - 0.10 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

g.1. Calculando V_u

$$V_u = q_u(c_x - d)(1.00 \text{ m})$$

$$V_u = 34.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} (0.90 \text{ m} - 0.50 \text{ m})(1.00 \text{ m})$$

$$V_u = 13.73 \text{ Ton}$$

g.2. Calculando ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm})(50 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 32.64 \text{ Ton}$$

Verificamos: $V_u < \phi V_c$ ___ Cumple!

h. Peralte Mínimo por el Criterio de Longitud de Desarrollo a Compresión

En la **Figura 134**, se puede apreciar la longitud de desarrollo de la columna, así como los espesores pertenecientes de los diámetros de la parrilla, quien a su vez sumado al recubrimiento de 7.50 cm determinarían el peralte mínimo. Por esta razón a continuación, se aplicarán las siguientes formulas (Norma ACI-318) para poder determinar las posibles longitudes de desarrollo (L_{dc}) de los aceros perteneciente a la columna.

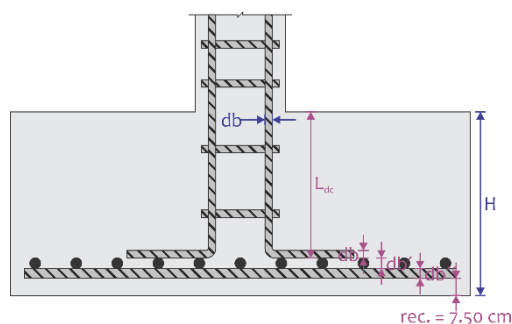


Figura 134. Interpretación de la Cortante en la Zapata.
Fuente: Elaboración Propia.

$$L_{dc1} = \frac{0.08 f_y db}{\sqrt{f'_c}} = 0.44\text{ m}$$

$$L_{dc2} = 0.004 db f_y = 0.32\text{ m}$$

$$L_{dc3} = 0.20\text{ m}$$

Donde:

db : Diámetro de la Varilla de la Columna

db' : Diámetro de la Varilla Superior de la Parrilla

db'' : Diámetro de la Varilla Inferior de la Parrilla

Reemplazando, Tenemos:

$$H = L_{dc} + db' + db'' + rec.$$

$$H = 44.00\text{ cm} + 1.91\text{ cm} + 1.91\text{ cm} + 7.50\text{ cm}$$

$$H = 55.32 \text{ cm} \approx 0.60 \text{ m}$$

i. Diseño por Flexión

La **Figura 135**, muestra el proceso de deducción matemática utilizado para la obtención del momento ultimo a una distancia igual al peralte efectivo desde la cara de la columna.

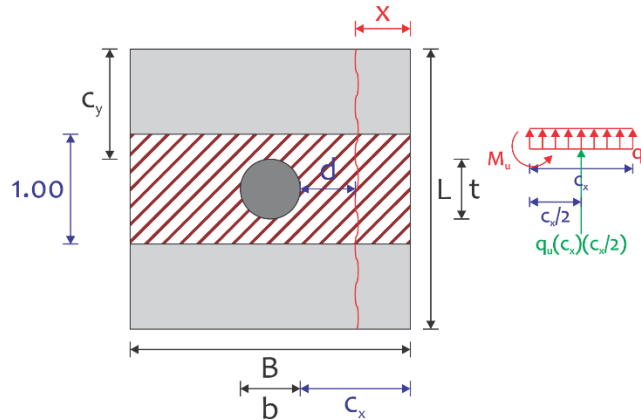


Figura 135. Momento en Producido a la Distancia “d”.
Fuente: Elaboración Propia.

$$M_u = q_u \left(\frac{c^2}{2} \right)$$

i.1. Momento Último

$$M_u = q_u \left(\frac{c^2}{2} \right) x (1.00 \text{ m})$$

$$M_u = 34.33 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} x \frac{(0.90 \text{ m})^2}{2} x (1.00 \text{ m})$$

$$M_u = 13.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

i.2. Cuantía Mecánica

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 M_u}{\phi f'_c b (h - 7.50 \text{ cm})^2}}$$

$$\omega = 0.027151$$

i.3. Cuantía de Acero

$$\rho = \omega \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho = 0.027151 \left(\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\rho = 0.001358 < \rho_{\text{mín}} = 0.0024$$

i.4. Determinando el As Requerido

$$A_{s \text{ req.}} = \rho b d$$

$$A_{s \text{ req.}} = 0.0024(100 \text{ cm})(50 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ req.}} = 12.00 \text{ cm}^2$$

i.5. Calculo de los As Mínimo (RNE E. 060)

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 b h = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 1.33 \rho b d = 15.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req.}} = 12.00 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ mín}} = 15.96 \text{ cm}^2 \text{ --- Cumple!}$$

i.6. Calculando el Espaciamiento de los Aceros "S"

Propuesta 01

$$S_{\emptyset 5/8"} = \frac{(2.00 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{15.96}$$

$$S_{\emptyset 5/8"} = 12.53 \text{ cm} \approx 12.50 \text{ cm}$$

Propuesta 02

$$S_{\emptyset 3/4"} = \frac{(2.84 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{15.96}$$

$$S_{\emptyset 3/4"} = 17.79 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

j. Detallado de la Zapata

La **Figura 136**, muestra el detallado final del armado de los aceros, así como las dimensiones finales obtenidas ante una evaluación por solicitaciones sísmicas.

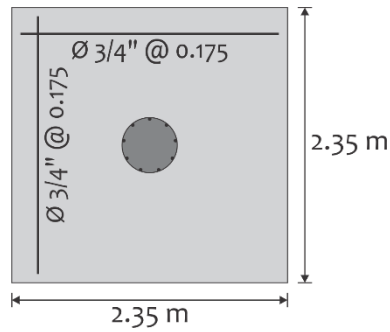


Figura 136: Detallado Final en la Zapata Aislada Más Crítica.
Fuente: Elaboración Propia.

7.1.5. Diseño de Escalera

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección. En la **Figura 137**, se aprecia una representación real de una escalera, incluyendo todas las variables necesarias para su integro diseño.

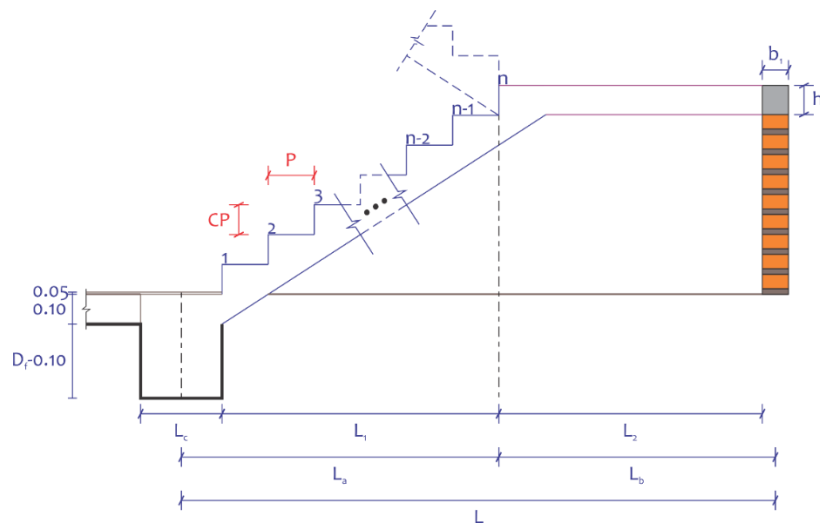


Figura 137. Forma General de la Escalera a Diseñar.
Fuente: Elaboración Propia.

La altura de piso a piso del primer nivel es de 3.50 m, por lo que tendremos dos tramos cada uno de 1.35 m, finalmente nuestro el contrapaso será quien determine el número de peldaños. Mientras que el procedimiento será repetitivo para calcular los otros tramos restantes de la escalera, en lo único que

variará será en la altura de piso a piso, siendo 2.70 m lo que conllevará a tener menos pasos y contrapasos.

Datos Generales:

Paso (P)	: 0.25 m (7 Pasos)
Contra-Paso (CP)	: 0.175 m (8 Contra-Pasos)
Ancho (B)	: 1.20 m
Resistencia a Compresión del Concreto (f'_c)	: $210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a Fluencia del Acero (f_y)	: $4\,200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Sobre-Carga	: $400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

a. Espesor de la Losa Inclinada

a.1. Espesor Mayor

$$t_1 = \frac{l_n}{20} = \frac{3.45 \text{ m}}{20} = 0.173 \text{ m}$$

a.2. Espesor Menor

$$t_2 = \frac{l_n}{25} = \frac{3.45 \text{ m}}{25} = 0.138 \text{ m}$$

a.3. Espesor Elegido

$$t = 0.15 \text{ m}$$

b. Espesor Efectivo de la Escalera

La **Figura 138**, muestra la deducción matemática realizada, para el cálculo del espesor efectivo de la escalera, el cual está conformado por el espesor de la losa inclinada más un incremento de una fracción de los peldaños.

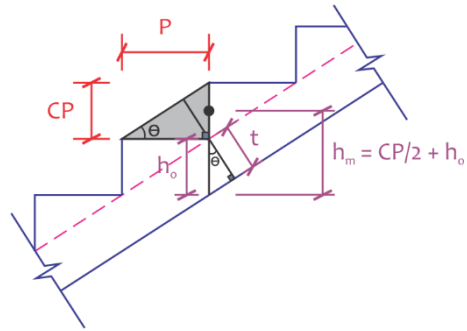


Figura 138. Ancho Efectivo de la Losa de la Escalera.
Fuente: Elaboración Propia.

$$h_m = t \frac{\sqrt{P^2 + CP^2}}{P} + \frac{CP}{2}$$

$$h_m = (0.15 \text{ m}) \frac{\sqrt{(0.175 \text{ m})^2 + (0.25 \text{ m})^2}}{0.175 \text{ m}} + \frac{0.17 \text{ m}}{2}$$

$$h_m = 0.27 \text{ m}$$

c. Medrado de Cargas

Se realizará el medrado de Carga Muerta y Carga para la escalera, este medrado se realizará por separado tanto para el tramo de inclinado y el descanso. Posteriormente se amplificarán las cargas según la NTP E. 020.

c.1. Carga Muerta (CM)

Tramo Inclinado

Peso Propio : $2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (h_m)(B)$: $779.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

Peso Acabados : $100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (B)$: $120.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

$$W_{CM1} = 899.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Tramos Descanso

$$\text{Peso Propio} : 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} (\text{t})(\text{B}) : 432.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso Acabados} : 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (\text{B}) : 120.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{CM2}} = 552.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

c.2. Carga Viva (CV)

$$\text{Sobre-Carga} : 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (\text{B}) : 480.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{CV}} = 480.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

c.3. Carga Última (CU)

Tramo Inclinado

$$W_{\text{CU1}} = 1.40W_{\text{CM1}} + 1.70W_{\text{CV}}$$

$$W_{\text{CU1}} = 1.40 \left(899.32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.70 \left(480.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_{\text{CU1}} = 2\,075.05 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Tramo Descanso

$$W_{\text{CU2}} = 1.40W_{\text{CM2}} + 1.70W_{\text{CV}}$$

$$W_{\text{CU2}} = 1.40 \left(552.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + 1.70 \left(480.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$W_{\text{CU2}} = 1\,588.80 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

d. Análisis Estructural

En la **Figura 139**, se puede apreciar la idealización matemática de la escalera, que permitirá poder realizar el respectivo análisis estructural, permitiéndonos poder conocer las reacciones en los puntos

de apoyo de la escalera y poder realizar las verificaciones correspondientes.

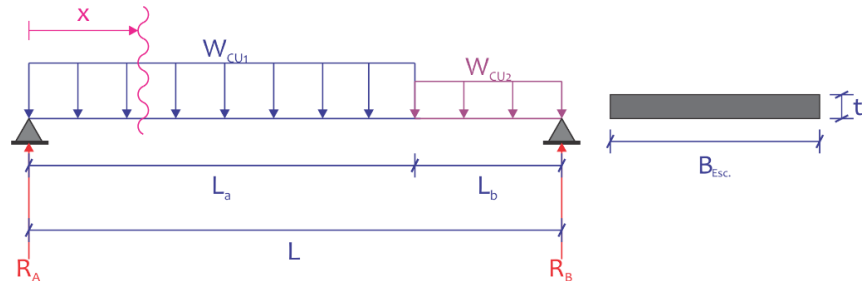


Figura 139. Idealización Matemática de la Escalera.
Fuente: Elaboración Propia.

d.1. Cálculo de la Reacciones (R_A y R_B)

Para el cálculo de las reacciones en ambos extremos de la escalera, se aplicará solo el principio básico de Leyes de la Estática, no se utilizará un método adicional que ayude al cálculo de las reacciones debido a que es un sistema simplemente apoyado que no genera complejidad en los cálculos.

Reacción “A”

$$R_A = \frac{W_{CU1}(L_a) \left(\frac{L_a}{2} + L_b \right) + W_{CU2}(L_b) \left(\frac{L_b}{2} \right)}{L}$$

$$R_A = 3\,826.00 \text{ Kg}$$

Reacción “B”

$$R_B = W_{CU1}(L_a) + W_{CU2}(L_b) - R_A$$

$$R_B = 3\,402.76 \text{ Kg}$$

d.2. Cálculo del Momento Máximo de Diseño

Cortante en la Distancia “x”

$$x = \frac{R_A}{W_{CU1}} = \frac{3\,826.00 \text{ Kg}}{2\,075.05 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}} = 1.84 \text{ m}$$

Momento en la Distancia “x”

$$M_{\text{Positivo}} = R_A(x) - W_{\text{CU1}}\left(\frac{x^2}{2}\right)$$
$$M_{\text{Positivo}} = 3\,527.20 \text{ Kg} - \text{m}$$

e. Diseño por Flexión

A continuación, se presentan los Diagramas de Momento Flector ($W_{\text{CU1}} = 1.40W_{\text{CM1}} + 1.70W_{\text{CV}}$) para cada tramo. Para todos los tramos de escaleras del edificio con los sistemas estructurales aperticado y de albañilería confinada se realizará el mismo proceso.

El cálculo de las áreas de aceros se realizará de manera manual y no con la utilización de softwares debido a que no generará mayor complejidad en sus cálculos matemáticos.

e.1. Acero Positivo o Acero Principal (A_{s+})

Cuantía Mecánica

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 M_{\text{Positivo}}}{\phi f'_c B (t - 3.00 \text{ cm})^2}}$$
$$\omega = 0.12$$

Cuantía de Acero

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.12 \left(\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4\,200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\rho = 0.006$$

Área de Acero

$$A_{s+} = \rho B (t - 3.00 \text{ cm})$$

$$A_{s+} = 8.35 \text{ cm}^2$$

e.2. Acero Negativo o Monolítico en los Apoyos (A_{s-})

Momento por Monolitismo

Se tomará la mayor distribuida de las dos cargas ultimas obtenidas por cuestiones de seguridad, este criterio se toma debido a que no contamos con una carga uniforme tanto en la losa inclinada y el descanso donde se apoya la escalera.

$$M_{\text{Monolitico}} = \frac{1}{24} WL^2$$

Cuantía Mecánica

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 M_{\text{Positivo}}}{\phi f'_c B (t - 3.00 \text{ cm})^2}}$$
$$\omega = 0.039$$

Cuantía de Acero

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.039 \left(\frac{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$\rho = 0.002$$

Área de Acero

$$A_{s-} = \rho B (t - 3.00 \text{ cm})$$

$$A_{s-} = 2.82 \text{ cm}^2$$

e.3. Área de Acero Mínimo Negativo ($A_{s-\text{Mínimo}}$)

La norma establece una cuantía mínima para losas macizas de 0.0018, la que deberá de ser comparada con la tercera parte del área de acero positivo. Se tomará el mayor de las siguientes áreas de aceras propuestas, siempre y cuando el área

de acero positivo por monolitismo sea menor a las ya mencionadas.

$$A_{s- \text{Mínimo}} = 0.0018 B (t - 3.00 \text{ cm}) = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = \frac{A_{s \text{ Positivo}}}{3} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = 2.82 \text{ cm}^2$$

e.4. Acero de Temperatura (A_{sT°)

El acero de temperatura, es aquel acero perpendicular al acero longitudinal cuya función es básicamente de regular los cambios de temperatura del entorno en el cual este se encuentra. La función básica que tienen estos aceros, es la de prever las posibles fisuras ocasionados por el cambio brusco del volumen del concreto.

01 Capa

$$A_{sT^\circ 01 \text{ Capa}} = 0.0018 B t = 3.24 \text{ cm}^2$$

02 Capa(s)

$$A_{sT^\circ 02 \text{ Capa}} = 0.0012 B t = 2.16 \text{ cm}^2$$

Después de haber realizado estas aclaraciones y la forma de nuestra escalera se decide trabajar con un acero de temperatura a una capa el cual tiene un área de acero de 3.24 cm^2 .

f. Espaciamiento de los Aceros (S)

Después de haber determinado el área de acero requerido producto de nuestro a diseño a flexión, es necesario distribuirlos con

cierto espaciamiento “S” (ver **Figura 140**). El espaciado será desde la cara exterior del recubrimiento al centroide del diámetro del acero colocado.

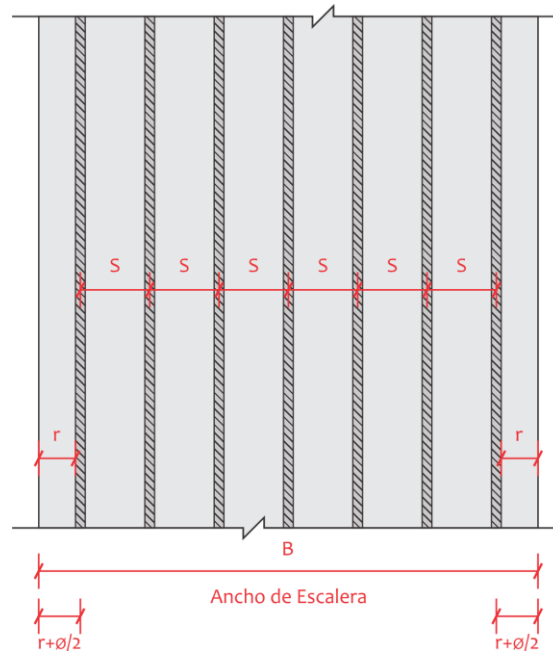


Figura 140. Espaciado a lo Largo del Ancho de la Escalera.
Fuente: Elaboración Propia.

f.1. Calculando el Espaciamiento de los As Positivos (A_{S+})

En la **Tabla 79**, se puede apreciar un resumen de los espaciamientos teóricos requeridos para los aceros positivos, en función al área de acero comercial a colocar.

$$S_{\phi \text{ Acero Colocado}} = \frac{A_{S \text{ Colocado}} (100 \text{ cm})}{A_{S \text{ Positivo}}}$$

Tabla 79

Espaciado de los Aceros Positivos, Según el Diámetro de Aceros Comerciales

Diámetro del Acero “ ϕ ” (mm o pulg.)	Espaciamiento “S” (cm)
8 mm	5.99
3/8"	8.50
12 mm	13.53
1/2"	15.45
5/8"	23.83

f.2. Calculando el Espaciamiento de los As Negativos (A_{S-})

En la **Tabla 80**, se puede apreciar un resumen de los espaciamientos teóricos requeridos para los aceros negativos, en función al área de acero comercial a colocar.

$$S_{\phi \text{ Acero Colocado}} = \frac{A_{S \text{ Colocado}} (100 \text{ cm})}{A_{S \text{ Negativo}}$$

Tabla 80

Espaciado de los Aceros Negativos, Según el Diámetro de Aceros Comerciales

Diámetro del Acero " ϕ " (mm o pulg.)	Espaciamiento "S" (cm)
8 mm	17.72
3/8"	25.18
12 mm	40.07
1/2"	45.75
5/8"	70.57
3/4"	100.71

f.3. Calculando el Espaciamiento de los Aceros de Temperatura ($A_{S_T^\circ}$)

En la **Tabla 81**, se puede apreciar un resumen de los espaciamientos teóricos requeridos para los aceros de temperatura, en función al área de acero comercial a colocar.

$$S_{\phi \text{ Acero Colocado}} = \frac{A_{S \text{ Colocado}} (100 \text{ cm})}{A_{S_T^\circ}}$$

Tabla 81

Espaciado de los Aceros de Temperatura, Según el Diámetro de Aceros Comerciales

Diámetro del Acero " ϕ " (mm o pulg.)	Espaciamiento "S" (cm)
8 mm	15.43
3/8"	21.91
12 mm	34.88
1/2"	39.81
5/8"	61.42
3/4"	87.65

g. Diseño por Corte

En la **Figura 141**, se puede apreciar el criterio matemático utilizado para poder obtener la fuerza cortante última (V'_{ud}), teniendo en consideración que esta deba ser menor o igual a la fuerza cortante provista por el concreto.

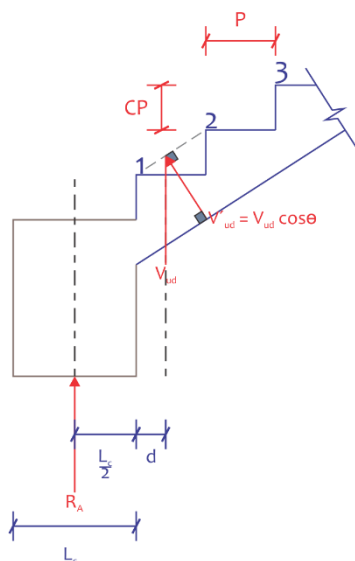


Figura 141. Cortante Última Producida por la Escalera.
Fuente: Elaboración Propia.

g.1. Calculando el V_{ud}

$$V_{ud} = R_A - W_{CU1} \left(\frac{L_c}{2} + d \right)$$

$$V_{ud} = 3.83 \text{ Ton} - 2.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left(\frac{0.40 \text{ m}}{2} + 0.12 \text{ m} \right)$$

$$V_{ud} = 3.16 \text{ Ton}$$

g.2. Calculando el V'_{ud}

$$V'_{ud} = V_{ud} \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$V'_{ud} = (3.16 \text{ Ton}) \frac{0.25 \text{ m}}{\sqrt{(0.25 \text{ m})^2 + (0.175 \text{ m})^2}}$$

$$V'_{ud} = 2.59 \text{ Ton}$$

g.3. Calculando el ϕV_n

$$\phi V_n = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d$$

$$\phi V_n = 0.85(0.53) \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (120 \text{ cm})(12 \text{ cm})$$

$$\phi V_n = 9.40 \text{ Ton}$$

Comparación: $V'_{ud} = 2.59 \text{ Ton} \leq \phi V_n = 9.40 \text{ Ton}$

h. Detallado de la Escalera

En la **Figura 142**, se muestra el detallado final del armado de los aceros longitudinales y transversales del primer tramo de la escalera. El segundo tramo de la escalera, será desarrollado siguiendo el mismo criterio de diseño visto anteriormente.

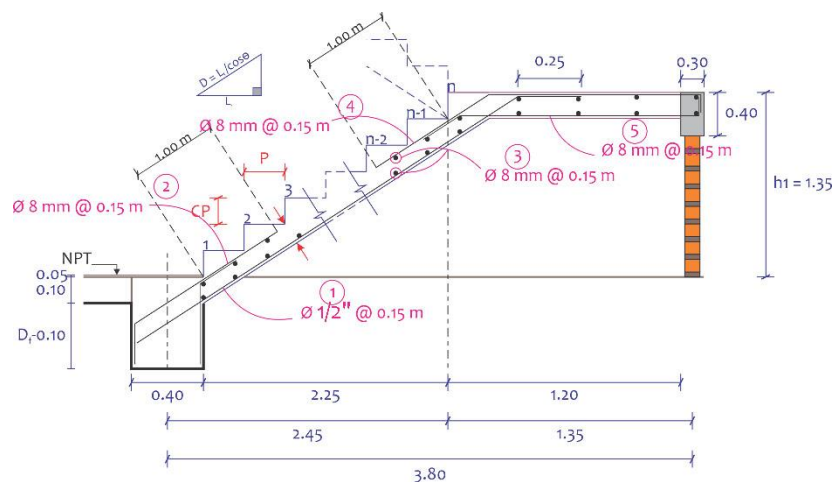


Figura 142. Detallado Final del Primer Tramo de la Escalera.
Fuente: Elaboración Propia.

7.2. Sistema Estructural de Albañilería Confinada

7.2.1. Diseño por Sismo Moderado, Resistencia al Corte Global, Fuerzas Internas Ante Sismo Severo y Verificación del Agrietamiento en Pisos Superiores

- ✓ “Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso "i" y en cada dirección principal del edificio, se

deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que” (NTE E. 070, 2016):

$$\Sigma V_{mi} \geq V_{ei}$$

- ✓ “La sumatoria de resistencias al corte (ΣV_{mi}) incluirá solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal” (NTE E. 070, 2016).
- ✓ “El valor “ V_{ei} ” corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “sismo severo”” (NTE E. 070, 2016).
- ✓ “Cumplida la expresión $\Sigma V_{mi} \geq V_{ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser no reforzados para la acción sísmica coplanar” (NTE E. 070, 2016)
- ✓ “Cuando ΣV_{mi} en cada entrepiso sea mayor o igual a $3 V_{ei}$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostre y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería (ver Capítulo 9). En este paso culminara el diseño de estos edificios ante cargas sísmicas coplanares” (NTE E. 070, 2016).

Tabla 82

Nivel 1 – Sismo en Dirección “x” ($V_{ei} = 220.00$ Ton)

Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{V_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	Sismo Severo $V_u < v_m$
X1	1.91	8.30	2.01	3.70	1.00	11.97	6.59	3.00	6.02	11.11	No Agrieta
X2	1.91	8.30	2.00	3.70	1.00	11.97	6.59	3.00	6.01	11.11	No Agrieta
X3	2.80	15.40	5.98	8.06	1.00	18.29	10.06	3.00	17.93	24.19	No Agrieta
X4	1.87	10.28	3.16	4.11	1.00	12.22	6.73	3.00	9.47	12.34	No Agrieta
X5	1.87	10.28	3.13	4.06	1.00	12.22	6.73	3.00	9.38	12.18	No Agrieta
X6	2.80	15.40	6.01	8.13	1.00	18.29	10.06	3.00	18.04	24.38	No Agrieta
X7	5.27	26.57	11.36	40.52	1.00	33.86	18.63	2.98	33.86	120.76	Agrieta
X8	3.20	17.60	5.31	11.08	1.00	20.90	11.50	3.00	15.92	33.23	No Agrieta
X9	3.20	17.60	5.31	11.07	1.00	20.90	11.50	3.00	15.93	33.22	No Agrieta

X10	8.58	37.27	18.02	71.54	1.00	53.75	29.57	2.99	53.89	213.89	Agrieta
X11	8.58	37.27	18.02	71.53	1.00	53.75	29.57	2.99	53.89	213.89	Agrieta
P1	0.90	5.03	3.16	4.81	-	8.29	4.56	1.25	3.95	6.01	No Agrieta
P2	1.00	5.59	3.11	7.37	-	9.22	5.07	1.25	3.89	9.21	No Agrieta
P3	1.10	6.15	3.64	9.49	-	10.14	5.58	1.25	4.56	11.86	No Agrieta
P4	1.10	6.15	3.65	9.49	-	10.14	5.58	1.25	4.56	11.86	No Agrieta
P5	1.00	5.59	3.19	7.57	-	9.22	5.07	1.25	3.99	9.46	No Agrieta
P6	0.90	5.03	3.16	4.81	-	8.29	4.56	1.25	3.95	6.01	No Agrieta
P7	1.10	7.42	3.75	6.34	-	10.14	5.58	1.25	4.69	7.93	No Agrieta
P8	1.10	7.42	3.74	6.34	-	10.14	5.58	1.25	4.68	7.92	No Agrieta
P9	0.65	4.39	1.39	1.61	-	5.99	3.29	1.25	1.74	2.01	No Agrieta
P10	0.65	4.39	1.39	1.61	-	5.99	3.29	1.25	1.74	2.01	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	355.68	195.62	-	-	-	-

(*) P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9 y P10 son muros de concreto armado, donde la cortante por agrietamiento diagonal de la placa será igual a la cortante resistente del concreto, siendo la fórmula utilizada la siguiente: $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t D$, $D = 0.80 L$. No se considerará el refuerzo horizontal porque este se activa después de haberse agrietado el muro, en la etapa de sismo severo. Este muro debe diseñarse en esta etapa para que falle por flexión, amplificando por 1.25 a V_e y M_e .

- Los muros del nivel 1 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- $\Sigma v_m = 355.68 \text{ Ton} > V_{ei} = 220.00 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 1.62 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 83

Nivel 1 – Sismo en Dirección “y” ($V_{ei} = 230.54 \text{ Ton}$)

Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{v_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	Sismo Severo $V_u < v_m$
Y1	1.91	21.41	7.25	5.54	1.00	22.94	12.62	3.00	21.75	16.63	No Agrieta
Y2	1.91	18.41	3.01	7.07	1.00	17.93	9.87	3.00	9.03	21.22	No Agrieta
Y3	2.80	22.15	6.82	8.79	1.00	23.10	12.71	3.00	20.46	26.36	No Agrieta
Y4	1.87	22.15	6.83	8.77	1.00	23.10	12.71	3.00	20.48	26.32	No Agrieta
Y5	1.87	18.41	3.01	7.08	1.00	17.93	9.87	3.00	9.03	21.23	No Agrieta
Y6	2.80	21.41	7.25	5.54	1.00	22.94	12.62	3.00	21.75	16.62	No Agrieta
Y7	5.27	27.95	7.66	20.45	1.00	28.65	15.76	3.00	22.98	61.34	No Agrieta
Y8	3.20	27.95	7.66	20.45	1.00	28.65	15.76	3.00	22.99	61.34	No Agrieta
Y9	3.20	19.40	3.92	7.92	1.00	18.89	10.39	3.00	11.75	23.76	No Agrieta
Y10	8.58	19.40	3.91	7.92	1.00	18.89	10.39	3.00	11.74	23.77	No Agrieta
Y11	1.71	10.71	1.41	2.58	0.94	10.93	6.02	3.00	4.22	7.73	No Agrieta
Y12	3.13	22.16	6.40	7.75	1.00	21.58	11.87	3.00	19.19	23.26	No Agrieta
Y13	5.52	35.74	11.71	31.17	1.00	37.29	20.51	3.00	35.13	93.50	No Agrieta
Y14	2.06	11.65	2.01	4.16	1.00	13.53	7.45	3.00	6.03	12.48	No Agrieta
Y15	2.06	11.65	2.02	4.16	1.00	13.53	7.45	3.00	6.06	12.47	No Agrieta
Y16	5.52	35.74	11.71	31.13	1.00	37.29	20.51	3.00	35.14	93.40	No Agrieta
Y17	3.13	22.16	6.39	7.74	1.00	21.58	11.87	3.00	19.16	23.23	No Agrieta
Y18	1.71	10.71	1.42	2.58	0.95	11.02	6.07	3.00	4.27	7.75	No Agrieta
P11	0.70	4.50	2.94	2.94	-	6.45	3.55	1.25	3.68	3.68	No Agrieta

P12	0.70	4.50	2.95	2.95	-	6.45	3.55	1.25	3.68	3.68	No Agrieta
P13	0.70	4.50	1.01	1.01	-	6.45	3.55	1.25	1.26	1.26	No Agrieta
P14	0.70	4.50	1.01	1.01	-	6.45	3.55	1.25	1.27	1.27	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	415.58	228.57	-	-	-	-

(*) P11, P12, P13 y P14 son muros de concreto armado, donde la cortante por agrietamiento diagonal de la placa será igual a la cortante resistente del concreto, siendo la fórmula utilizada la siguiente: $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} t D$, $D = 0.80 L$. No se considerará el refuerzo horizontal porque este se activa después de haberse agrietado el muro, en la etapa de sismo severo. Este muro debe diseñarse en esta etapa para que falle por flexión, amplificando por 1.25 a V_e y M_e .

- Los muros del nivel 1 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- $\Sigma v_m = 415.58 \text{ Ton} > V_{ei} = 230.54 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 1.80 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 84

Nivel 2 – Sismo en Dirección “x” ($V_{ei} = 199.12 \text{ Ton}$)

Muro	Longitud (m)	Nivel 2 - Sismo en Dirección "x" ($V_{ei} = 199.12 \text{ Ton}$)									
		$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{v_m}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	Sismo Severo $V_u < v_m$
X1	1.91	6.32	1.38	1.71	1.00	11.51	6.34	3.00	4.14	5.14	No Agrieta
X2	1.91	6.32	1.38	1.71	1.00	11.51	6.34	3.00	4.15	5.14	No Agrieta
X3	2.80	11.49	5.69	4.95	1.00	17.39	9.57	3.00	17.07	14.85	No Agrieta
X4	1.87	7.67	3.35	2.82	1.00	11.61	6.39	3.00	10.05	8.46	No Agrieta
X5	1.87	7.67	3.32	2.79	1.00	11.61	6.39	3.00	9.96	8.37	No Agrieta
X6	2.80	11.49	5.74	5.00	1.00	17.39	9.57	3.00	17.22	14.99	No Agrieta
X7	5.27	21.11	12.31	25.74	1.00	32.61	17.94	2.65	32.61	68.22	Agrieta
X8	3.20	13.13	5.07	6.69	1.00	19.87	10.93	3.00	15.20	20.06	No Agrieta
X9	3.20	13.13	5.07	6.69	1.00	19.87	10.93	3.00	15.22	20.08	No Agrieta
X10	8.58	28.37	19.04	48.18	1.00	51.70	28.44	2.72	51.70	130.86	Agrieta
X11	8.58	28.37	19.05	48.19	1.00	51.70	28.44	2.71	51.70	130.80	Agrieta
P1	0.90	3.83	2.17	1.56	-	8.29	4.56	1.25	2.72	1.95	No Agrieta
P2	1.00	4.26	1.69	2.45	-	9.22	5.07	1.25	2.11	3.07	No Agrieta
P3	1.10	4.69	1.60	2.72	-	10.14	5.58	1.25	2.01	3.40	No Agrieta
P4	1.10	4.69	1.60	2.72	-	10.14	5.58	1.25	2.00	3.40	No Agrieta
P5	1.00	4.26	1.72	2.50	-	9.22	5.07	1.25	2.15	3.12	No Agrieta
P6	0.90	3.83	2.17	1.56	-	8.29	4.56	1.25	2.71	1.95	No Agrieta
P7	1.10	5.56	2.53	2.29	-	10.14	5.58	1.25	3.16	2.86	No Agrieta
P8	1.10	5.56	2.52	2.28	-	10.14	5.58	1.25	3.15	2.85	No Agrieta
P9	0.65	3.29	1.41	1.41	-	5.99	3.29	1.25	1.76	1.76	No Agrieta
P10	0.65	3.29	1.41	1.41	-	5.99	3.29	1.25	1.76	1.76	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	344.33	189.38	-	-	-	-

(*) P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9 y P10 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} t D$

- Los muros del nivel 2 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).

- Los muros del nivel 2 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$), excepto X7, X10 y X11, donde V_u es mayor que v_m . X7, X10 y X11, en el piso 2 deberán diseñarse en forma similar al piso 1.
- $\Sigma v_m = 344.23 \text{ Ton} > V_{ei} = 199.12 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 1.73 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 85

Nivel 2 – Sismo en Dirección “y” ($V_{ei} = 209.00 \text{ Ton}$)

Nivel 2 - Sismo en Dirección "y" ($V_{ei} = 209.00 \text{ Ton}$)												
Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{v_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	Sismo Severo $V_u < v_m$	
Y1	3.42	16.20	9.33	5.59	1.00	21.74	11.96	2.33	21.75	13.02	Agrieta	
Y2	2.60	13.73	1.61	2.65	1.00	16.85	9.27	3.00	4.82	7.94	No Agrieta	
Y3	3.42	16.52	7.00	5.73	1.00	21.81	12.00	3.00	21.01	17.19	No Agrieta	
Y4	3.42	16.52	7.02	5.73	1.00	21.81	12.00	3.00	21.05	17.18	No Agrieta	
Y5	2.60	13.73	1.60	2.65	1.00	16.85	9.27	3.00	4.81	7.94	No Agrieta	
Y6	3.42	16.20	9.33	5.59	1.00	21.74	11.96	2.34	21.83	13.07	Agrieta	
Y7	4.22	22.20	6.61	11.36	1.00	27.33	15.04	3.00	19.82	34.08	No Agrieta	
Y8	4.22	22.20	6.61	11.36	1.00	27.33	15.04	3.00	19.84	34.09	No Agrieta	
Y9	2.74	14.47	3.27	3.99	1.00	17.76	9.77	3.00	9.80	11.96	No Agrieta	
Y10	2.74	14.47	3.26	3.99	1.00	17.76	9.77	3.00	9.78	11.96	No Agrieta	
Y11	1.71	8.10	0.60	0.85	1.00	10.87	5.98	3.00	1.79	2.55	No Agrieta	
Y12	3.13	16.53	6.30	5.19	1.00	20.29	11.16	3.00	18.89	15.56	No Agrieta	
Y13	5.52	26.66	12.95	19.47	1.00	35.20	19.36	2.72	35.23	52.96	Agrieta	
Y14	2.06	8.83	0.93	1.49	1.00	12.88	7.09	3.00	2.78	4.48	No Agrieta	
Y15	2.06	8.83	0.94	1.50	1.00	12.88	7.09	3.00	2.83	4.51	No Agrieta	
Y16	5.52	26.66	12.96	19.46	1.00	35.20	19.36	2.72	35.24	52.93	Agrieta	
Y17	3.13	16.53	6.30	5.16	1.00	20.29	11.16	3.00	18.91	15.47	No Agrieta	
Y18	1.71	8.10	0.63	0.89	1.00	10.87	5.98	3.00	1.88	2.68	No Agrieta	
P11	0.70	3.42	1.04	0.64	-	6.45	3.55	1.25	1.30	0.79	No Agrieta	
P12	0.70	3.42	1.05	0.64	-	6.45	3.55	1.25	1.31	0.80	No Agrieta	
P13	0.70	3.42	0.50	0.61	-	6.45	3.55	1.25	0.63	0.76	No Agrieta	
P14	0.70	3.42	0.50	0.61	-	6.45	3.55	1.25	0.63	0.77	No Agrieta	
Σ Total	-	-	-	-	-	395.27	217.40	-	-	-	-	

(*) P11, P12, P13 y P14 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t D$

- Los muros del nivel 2 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- Los muros del nivel 2 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$), excepto Y1, Y6, Y13 y Y16, donde V_u es mayor que v_m . Y1, Y6, Y13 y Y16, en el piso 2 deberán diseñarse en forma similar al piso 1.
- $\Sigma v_m = 395.27 \text{ Ton} > V_{ei} = 209.00 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 1.89 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 86

Nivel 3 – Sismo en Dirección “x” ($V_{ei} = 155.84 \text{ Ton}$)

Nivel 3 - Sismo en Dirección "x" ($V_{ei} = 155.84 \text{ Ton}$)												
Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{v_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	Sismo Severo $V_u < v_m$	

X1	1.91	4.38	1.12	1.03	1.00	11.07	6.09	3.00	3.37	3.09	No Agrieta
X2	1.91	4.38	1.13	1.03	1.00	11.07	6.09	3.00	3.38	3.09	No Agrieta
X3	2.80	7.63	3.67	2.18	1.00	16.50	9.08	3.00	11.02	6.53	No Agrieta
X4	1.87	5.10	2.90	2.11	1.00	11.02	6.07	3.00	8.69	6.33	No Agrieta
X5	1.87	5.10	2.87	2.10	1.00	11.02	6.07	3.00	8.62	6.29	No Agrieta
X6	2.80	7.63	3.71	2.20	1.00	16.50	9.08	3.00	11.14	6.60	No Agrieta
X7	5.27	15.76	9.86	14.54	1.00	31.38	17.26	3.00	29.58	43.61	No Agrieta
X8	3.20	8.73	3.60	3.50	1.00	18.86	10.38	3.00	10.81	10.51	No Agrieta
X9	3.20	8.73	3.61	3.51	1.00	18.86	10.38	3.00	10.83	10.53	No Agrieta
X10	8.58	19.66	14.35	24.99	1.00	49.70	27.34	3.00	43.04	74.96	No Agrieta
X11	8.58	19.66	14.36	24.99	1.00	49.70	27.34	3.00	43.09	74.98	No Agrieta
P1	0.90	2.63	1.84	1.20	-	8.29	4.56	1.25	2.30	1.49	No Agrieta
P2	1.00	2.93	1.61	1.78	-	9.22	5.07	1.25	2.01	2.22	No Agrieta
P3	1.10	3.22	1.59	1.85	-	10.14	5.58	1.25	1.98	2.32	No Agrieta
P4	1.10	3.22	1.60	1.86	-	10.14	5.58	1.25	2.00	2.33	No Agrieta
P5	1.00	2.93	1.63	1.80	-	9.22	5.07	1.25	2.04	2.25	No Agrieta
P6	0.90	2.63	1.84	1.19	-	8.29	4.56	1.25	2.30	1.49	No Agrieta
P7	1.10	3.70	2.42	1.81	-	10.14	5.58	1.25	3.02	2.27	No Agrieta
P8	1.10	3.70	2.41	1.80	-	10.14	5.58	1.25	3.01	2.25	No Agrieta
P9	0.65	2.19	1.23	1.31	-	5.99	3.29	1.25	1.54	1.64	No Agrieta
P10	0.65	2.19	1.23	1.31	-	5.99	3.29	1.25	1.53	1.64	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	333.24	183.28	-	-	-	-

(*) P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9 y P10 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f_c} t D$

- Los muros del nivel 3 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- Los muros del nivel 3 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$).
- $\Sigma v_m = 333.24 \text{ Ton} > V_{ei} = 155.84 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 2.14 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 87

Nivel 3 – Sismo en Dirección “y” ($V_{ei} = 163.78 \text{ Ton}$)

Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	Nivel 3 - Sismo en Dirección "y" ($V_{ei} = 163.78 \text{ Ton}$)								Sismo Severo $V_u < v_m$
			V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{V_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)	
Y1	3.42	11.07	7.69	3.64	1.00	20.56	11.31	2.68	20.62	9.75	Agrieta
Y2	2.60	9.11	0.86	0.92	1.00	15.79	8.69	3.00	2.59	2.77	No Agrieta
Y3	3.42	10.97	5.38	3.15	1.00	20.53	11.30	3.00	16.15	9.46	No Agrieta
Y4	3.42	10.97	5.39	3.16	1.00	20.53	11.30	3.00	16.18	9.47	No Agrieta
Y5	2.60	9.11	0.86	0.92	1.00	15.79	8.69	3.00	2.59	2.77	No Agrieta
Y6	3.42	11.07	7.68	3.64	1.00	20.56	11.31	2.68	20.59	9.74	Agrieta
Y7	4.22	16.53	4.64	5.47	1.00	26.03	14.32	3.00	13.93	16.40	No Agrieta
Y8	4.22	16.53	4.65	5.48	1.00	26.03	14.32	3.00	13.95	16.43	No Agrieta
Y9	2.74	9.60	2.79	2.41	1.00	16.64	9.16	3.00	8.38	7.23	No Agrieta
Y10	2.74	9.60	2.79	2.41	1.00	16.64	9.16	3.00	8.36	7.23	No Agrieta

Y11	1.71	5.53	0.33	0.41	1.00	10.28	5.66	3.00	1.00	1.24	No Agrieta
Y12	3.13	10.97	4.62	2.83	1.00	19.01	10.46	3.00	13.86	8.49	No Agrieta
Y13	5.52	17.71	11.08	10.87	1.00	33.14	18.23	3.00	33.23	32.62	Agrieta
Y14	2.06	6.05	0.50	0.67	1.00	12.24	6.74	3.00	1.49	2.00	No Agrieta
Y15	2.06	6.05	0.51	0.68	1.00	12.24	6.74	3.00	1.53	2.03	No Agrieta
Y16	5.52	17.71	11.08	10.87	1.00	33.14	18.23	3.00	33.23	32.61	Agrieta
Y17	3.13	10.97	4.62	2.81	1.00	19.01	10.46	3.00	13.86	8.42	No Agrieta
Y18	1.71	5.53	0.37	0.45	1.00	10.28	5.66	3.00	1.11	1.36	No Agrieta
P11	0.70	2.34	0.73	0.42	-	6.45	3.55	1.25	0.91	0.52	No Agrieta
P12	0.70	2.34	0.73	0.42	-	6.45	3.55	1.25	0.91	0.52	No Agrieta
P13	0.70	2.34	0.53	0.62	-	6.45	3.55	1.25	0.66	0.78	No Agrieta
P14	0.70	2.34	0.53	0.63	-	6.45	3.55	1.25	0.66	0.79	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	374.25	205.84	-	-	-	-

(*) P11, P12, P13 y P14 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t D$

- Los muros del nivel 3 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- Los muros del nivel 3 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$), excepto Y1, Y6, Y13 y Y16, donde V_u es mayor que v_m . Y1, Y6, Y13 y Y16, en el piso 3 deberán diseñarse en forma similar al piso 1.
- $\Sigma v_m = 374.25 \text{ Ton} > V_{ei} = 163.78 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 2.29 V_{ei} < 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 88

Nivel 4 – Sismo en Dirección “x” ($V_{ei} = 88.92 \text{ Ton}$)

Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	Nivel 4 - Sismo en Dirección "x" ($V_{ei} = 88.92 \text{ Ton}$)							Sismo Severo $V_u < v_m$	
			V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{V_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)		M_u (Ton-m)
X1	1.91	2.44	0.80	0.54	1.00	10.62	5.85	3.00	2.40	1.62	No Agrieta
X2	1.91	2.44	0.80	0.54	1.00	10.62	5.85	3.00	2.41	1.63	No Agrieta
X3	2.80	3.78	1.60	0.66	1.00	15.62	8.60	3.00	4.81	1.98	No Agrieta
X4	1.87	2.53	2.09	1.41	1.00	10.43	5.74	3.00	6.27	4.24	No Agrieta
X5	1.87	2.53	2.08	1.41	1.00	10.43	5.74	3.00	6.23	4.22	No Agrieta
X6	2.80	3.78	1.62	0.66	1.00	15.67	8.62	3.00	4.85	1.99	No Agrieta
X7	5.27	10.41	6.17	9.44	1.00	30.14	16.58	3.00	18.52	28.33	No Agrieta
X8	3.20	4.32	1.74	1.42	1.00	17.85	9.82	3.00	5.21	4.25	No Agrieta
X9	3.20	4.32	1.74	1.43	1.00	17.85	9.82	3.00	5.22	4.28	No Agrieta
X10	8.58	10.95	7.55	8.15	1.00	47.70	26.24	3.00	22.65	24.44	No Agrieta
X11	8.58	10.95	7.57	8.15	1.00	47.70	26.24	3.00	22.70	24.46	No Agrieta
P1	0.90	1.44	1.03	0.52	-	8.29	4.56	1.25	1.29	0.65	No Agrieta
P2	1.00	1.60	1.12	0.80	-	9.22	5.07	1.25	1.40	0.99	No Agrieta
P3	1.10	1.75	1.10	0.70	-	10.14	5.58	1.25	1.38	0.88	No Agrieta
P4	1.10	1.75	1.03	0.68	-	10.14	5.58	1.25	1.29	0.85	No Agrieta
P5	1.00	1.60	1.11	0.78	-	9.22	5.07	1.25	1.39	0.98	No Agrieta
P6	0.90	1.44	1.03	0.52	-	8.29	4.56	1.25	1.29	0.65	No Agrieta
P7	1.10	1.84	1.83	1.09	-	10.14	5.58	1.25	2.29	1.36	No Agrieta
P8	1.10	1.84	1.82	1.08	-	10.14	5.58	1.25	2.27	1.34	No Agrieta

P9	0.65	1.09	0.99	1.08	-	5.99	3.29	1.25	1.24	1.35	No Agrieta
P10	0.65	1.09	0.99	1.08	-	5.99	3.29	1.25	1.24	1.35	No Agrieta
Σ Total	-	-	-	-	-	322.19	177.20	-	-	-	-

(*) P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9 y P10 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f_c} t D$

- Los muros del nivel 4 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- Los muros del nivel 4 en dirección “x” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$).
- $\Sigma v_m = 322.19 \text{ Ton} > V_{ei} = 88.92 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 3.62 V_{ei} > 3 V_{ei}$) → Cumple con la Resistencia Global.

Tabla 89

Nivel 4 – Sismo en Dirección “y” ($V_{ei} = 93.32 \text{ Ton}$)

Muro	Longitud (m)	$P_G = P_{CM} + 0.25P_{CV}$ (Ton)	Nivel 4 - Sismo en Dirección "y" ($V_{ei} = 93.32 \text{ Ton}$)									Sismo Severo $V_u < v_m$
			V_e (Ton)	M_e (Ton-m)	α	v_m (Ton)	$0.55 v_m$ (Ton)	$\frac{V_{ml}}{V_{ei}}$	V_u (Ton)	M_u (Ton-m)		
Y1	2.60	5.93	4.86	1.86	1.00	19.38	10.66	3.00	14.59	5.59	No Agrieta	
Y2	3.42	4.50	0.29	0.49	1.00	14.73	8.11	3.00	0.87	1.48	No Agrieta	
Y3	4.22	5.42	3.04	1.21	1.00	19.26	10.60	3.00	9.11	3.63	No Agrieta	
Y4	4.22	5.42	3.05	1.21	1.00	19.26	10.60	3.00	9.14	3.64	No Agrieta	
Y5	2.74	4.50	0.29	0.49	1.00	14.73	8.11	3.00	0.87	1.48	No Agrieta	
Y6	2.74	5.93	4.86	1.86	1.00	19.38	10.66	3.00	14.58	5.57	No Agrieta	
Y7	1.71	10.87	1.88	2.24	1.00	24.72	13.60	3.00	5.65	6.71	No Agrieta	
Y8	3.13	10.87	1.89	2.25	1.00	24.72	13.60	3.00	5.67	6.74	No Agrieta	
Y9	5.52	4.74	1.89	1.31	1.00	15.52	8.54	3.00	5.68	3.93	No Agrieta	
Y10	2.06	4.74	1.89	1.31	1.00	15.52	8.54	3.00	5.66	3.93	No Agrieta	
Y11	2.06	2.97	0.12	0.12	1.00	9.69	5.33	3.00	0.37	0.36	No Agrieta	
Y12	5.52	5.41	2.34	1.07	1.00	17.73	9.76	3.00	7.03	3.21	No Agrieta	
Y13	3.13	8.75	7.56	4.61	1.00	31.08	17.10	3.00	22.69	13.83	No Agrieta	
Y14	1.71	3.28	0.21	0.20	1.00	11.60	6.38	3.00	0.64	0.60	No Agrieta	
Y15	0.00	3.28	0.20	0.20	1.00	11.60	6.38	3.00	0.61	0.60	No Agrieta	
Y16	0.00	8.75	7.56	4.61	1.00	31.08	17.10	3.00	22.68	13.82	No Agrieta	
Y17	0.00	5.41	2.34	1.05	1.00	17.73	9.76	3.00	7.01	3.15	No Agrieta	
Y18	0.00	2.97	0.12	0.13	1.00	9.69	5.33	3.00	0.35	0.38	No Agrieta	
P11	0.70	1.26	0.30	0.16	-	6.45	3.55	1.25	0.37	0.20	No Agrieta	
P12	0.70	1.26	0.30	0.16	-	6.45	3.55	1.25	0.38	0.20	No Agrieta	
P13	0.70	1.26	0.49	0.46	-	6.45	3.55	1.25	0.61	0.57	No Agrieta	
P14	0.70	1.26	0.50	0.46	-	6.45	3.55	1.25	0.62	0.58	No Agrieta	
Σ Total	-	-	-	-	-	353.23	194.27	-	-	-	-	

(*) P11, P12, P13 y P14 son muros de concreto armado. $v_m = V_c = 0.53 \sqrt{f_c} t D$

- Los muros del nivel 4 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo moderado ($V_e < 0.55 v_m$).
- Los muros del nivel 4 en dirección “y” no se agrietan por corte ante la acción del sismo severo ($V_u < v_m$).

- $\Sigma v_m = 353.23 \text{ Ton} > V_{ei} = 93.32 \text{ Ton}$ ($\Sigma v_m = 3.79 V_{ei} > 3 V_{ei}$) \rightarrow Cumple con la Resistencia Global.

7.2.2. Diseño de Muros Agrietados por Sismo Severo

Ante esfuerzos laterales, se plantea que todos los muros portantes (ver **Figura 143**) del primer nivel terminen fallando por corte, ya definido esto, ahora se procede a diseñar las columnas de confinamiento y vigas soleras.

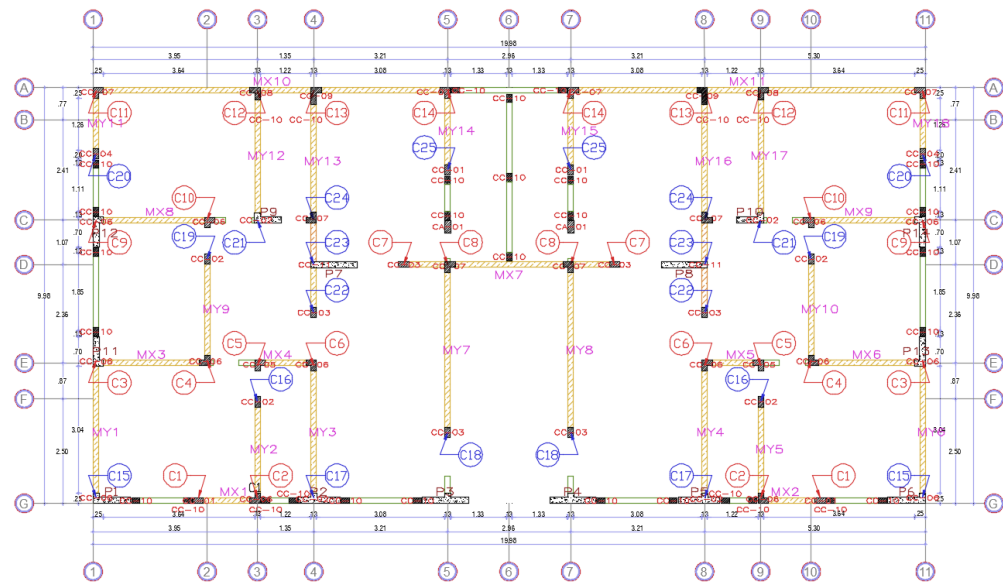


Figura 143. Distribución de las Columnas de Confinamiento de los Muros Portantes en Dirección "x" y "y"

Tabla 90
Estructura para el Cálculo de Muros Agrietados en el Primer Nivel

Cálculos y Previos al Diseño	
1. P_G	Carga Axial de Gravedad
2. v_m	Resistencia al Agrietamiento Diagonal
3. M_u	Momento Flector Ante Sismo Severo
4. L	Longitud del Muro Incluyendo Columnas de Confinamiento
5. L_m	Longitud del Paño Mayor o $\frac{1}{2}L$ (Mayor), $L = L_m$ (Muros de 1 Paño)
6. N_c	Numero de Columnas de Confinamiento en el Muro de Análisis
7. M	$M = M_{u1} - \frac{1}{2v_{m1}(h)}$, $h = 2.70 \text{ m}$
8. F	Fuerza Axial en las Columnas Extremas Producidas por "M", $F = \frac{M}{L}$
9. P_c	Carga Axial Producida por P_G por Columna, $P_c = P_G/N_c$
10. P_T	Carga Tributaria Proveniente del Muro Transversal a la Columna en Análisis, 25% de la Sección Transversal o 6 Veces su Espesor.
11. V_c	Cortante en la Columna de Confinamiento: Extrema: $1.50 \frac{v_{m1} \cdot L_m}{L(N_c+1)}$ Interna: $\frac{v_{m1} \cdot L_m}{L(N_c+1)}$

	Tracción en la Columna de Confinamiento:
12. T	Extrema: $T = F - (P_C + P_T)$ Interna: $T = v_{ml} \frac{h}{L} - (P_C + P_T)$
	Compresión en la Columna de Confinamiento:
13. C	Extrema: $(P_C + P_T) + F$ Interna: $(P_C + P_T) - \frac{v_{ml}(h)}{2L}$
Determinación del Refuerzo Vertical	
	Coefficiente de Fricción:
14. μ	$\mu = 0.80$ (Para Juntas Sin Tratamiento) $\mu = 1.00$ (Para Juntas Limpias de Desperdicios)
15. ϕ	Factor de Reducción de Resistencia, $\phi = 0.85$
16. A_s	Área de Acero Vertical Requerida (cm^2 , mín 4 ϕ 8 mm), $A_s = \frac{T + V_c}{f_y \phi}$
17. A_s Usar	Área de Acero Vertical Colocada (cm^2)
Determinación de la Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento	
	Factor de Confinamiento:
18. δ	$\delta = 0.80$ (Columna sin Muro Transversal) $\delta = 1.00$ (Columna con Muro Transversal)
	Factor de Reducción de Resistencia:
19. ϕ	$\phi = 0.70$ (Estribos Cerrados) $\phi = 0.75$ (Zunchos)
20. A_n	Área del Núcleo de la Columna de Confinamiento (cm^2), $A_n = A_s + \frac{C}{0.85 \delta} \frac{A_s f_y}{f'_c}$
Diseño por Corte Fricción	
21. ϕ	Factor de Reducción de Resistencia, $\phi = 0.85$
22. A_{cf}	Área de Columna por Corte Fricción (cm^2), $A_{cf} = \frac{V_c}{0.20 f'_c \phi} \geq 15 t \geq A_c$
23. Usar	Dimensiones de la Columna a Emplear (cm x cm)
24. A_c	Área de Concreto de la Columna de Confinamiento que Incluye el Recubrimiento (cm^2)
25. A_n	Área del Núcleo de la Columna de Confinamiento Definitiva (cm^2)
26. A_s mín	Área de Acero Vertical Mínima (cm^2 , mín 4 ϕ 8 mm)
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento	
27. s_1	Espaciamiento 1: Estribos por Compresión (cm), $s_1 = \frac{A_v f_y}{0.30 t_n f'_c (\frac{A_c}{A_n} - 1)}$
28. s_2	Espaciamiento 2: Estribos por Compresión (cm), $s_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f'_c}$
29. s_3	Espaciamiento 3: Estribos por Compresión (cm), $s_3 = \frac{1}{4} d$ ó 5 cm
30. s_4	Espaciamiento 4: Espaciamiento Máximo de Estribos por Compresión (cm), $s_4 = 10$ cm
31. "c"	Zona de Confinamiento en los Extremos de la Columna de Confinamiento, $c = 45$ cm ó 1.5d
32. $s \nabla \nabla 1/4"$	Espaciamiento a Utilizar en la Zona de Confinamiento
Diseño de Viga Solera	
33. T_s	Tracción en la Solera (Ton), $T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$
34. A_s	Área de Acero Horizontal Requerida (cm^2), $A_s = \frac{T_s}{f_y \phi} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots$ (mín: 4 ϕ 8 mm)
35. Usar	Acero Longitudinal a Utilizar

Notas:

- Estribos Mínimos en Viga Solera: $\nabla \nabla \frac{1}{4}"$, 1 @ 0.05, 4 @ 0.10 y R. @ 0.25.

- Debido a que la estructura es simétrica, se opta por reducir la nomenclatura del número de columnas de confinamiento.
- Los resultados obtenidos de los muros en todos los niveles en dirección “x” y “y”, serán los mismos que se obtuvieron en el primer nivel, esto con la finalidad de homogenizar el detallado evidenciado en el proceso constructivo.

Tabla 91*Diseño de los Muros Agrietados en Dirección "x" – Primer Nivel*

Muro	X1/X2		X3/X6		X4/X5		X7			X8/X9		X10/X11				
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C8	C7	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Posición	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1. P _G	8.30		15.40		10.28		26.57			17.60		37.27				
2. v _m	11.97		18.29		12.22		33.86			20.90		37.27				
3. M _u	11.11		24.38		12.34		120.76			33.23		213.89				
4. L	1.91		2.80		1.87		5.27			3.20		8.58				
5. L _m	1.91		2.80		1.87		2.95			3.20		4.29				
6. N _c	2		2		2		4			2		4				
7. M	11.10		24.37		12.32		120.75			33.22		213.89				
8. F	5.81		8.70		6.59		22.91			10.38		24.93				
9. P _c	4.15		7.70		5.14		6.64			8.80		9.32				
10. P _r	0.00	5.52	5.01	5.52	0.00	5.54	0.00	6.99	6.99	0.00	5.01	0.00	4.88	5.54	8.94	4.41
11. V _c	5.99	5.99	9.15	9.15	6.11	6.11	5.69	3.79	3.79	5.69	10.45	10.45	5.59	3.73	3.73	5.59
12. T	1.66	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	16.27	3.71	3.71	16.27	0.00	1.58	10.73	0.00	0.00	11.20
13. C	9.96	15.48	21.41	21.92	11.73	17.27	29.56	4.96	4.96	29.56	24.19	19.18	39.13	8.99	12.39	38.66
Refuerzo Vertical																
14. μ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
15. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
16. A _{sf} (cm ²)	2.56	2.10	3.20	3.20	2.54	2.14	6.55	2.37	2.37	6.55	3.66	4.10	4.96	1.30	1.30	5.10
17. A _{sf} Usar (cm ²)	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	3.00	3.00	4.26	4.26	3.00	4.26	6.78	6.78	6.78	6.78	4.26	4.26	6.78	4.26	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																
18. δ	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00
19. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
20. A _n (cm ²)	14.39	56.29	75.39	79.47	32.12	42.25	103.05	-113.06	-113.06	103.05	97.63	70.86	160.38	-24.00	31.60	156.62
21. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00

Diseño por Corte Fricción																
22. \emptyset	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
23. A_{cf}	167.65	167.65	256.16	256.16	171.15	171.15	159.28	106.18	106.18	159.28	292.72	292.72	156.60	104.40	104.40	156.60
24. Usar (A_c)	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm
25. A_c (cm ²)	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325
26. A_n	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189
27. $A_{n\ min}$	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento																
28. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
29. s_2	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
30. s_3	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm	5 cm
31. s_4	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
32. "c"	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm
33. $s \ \square \ 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera																
34. T_s	3.01	9.02	4.74	9.48	7.96	13.47										
35. \emptyset	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90										
36. A_s (cm ²)	0.80	2.39	1.25	2.51	2.11	3.56										
36. A_{st} Usar (cm ²)	4 \emptyset 8 mm	4 \emptyset 3/8"	4 \emptyset 8 mm	4 \emptyset 3/8"	4 \emptyset 3/8"	4 \emptyset 12 mm										
	2.00	2.84	2.00	2.84	2.84	4.52										

Tabla 92

Diseño de los Muros Agrietados en Dirección “y” – Primer Nivel

Muro	Y1/Y6		Y2/Y5		Y3/Y4		Y7/Y8		Y9/Y10		Y11/Y18		Y12/Y17		Y13/Y16			Y14/Y15		
Columna	C15	C3	C2	C16	C17	C6	C18	C8	C4	C19	C20	C11	C21	C12	C22	C23	C24	C13	C25	C14
Posición	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. P _G	21.41		18.41		22.15		27.95		19.40		10.71		22.16		35.74		11.65			
2. v _m	22.94		17.93		23.10		28.65		18.89		11.02		21.58		37.29		13.53			
3. M _u	16.63		21.23		26.36		61.34		23.77		7.75		23.26		93.50		12.48			
4. L	3.42		2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13		5.52		2.06			
5. L _m	3.42		2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13		3.06		2.06			
6. N _c	2		2		2		2		2		2		2		4		2			
7. M	16.62		21.22		26.35		61.33		23.76		7.74		23.25		93.49		12.47			
8. F	4.86		8.16		7.71		14.53		8.67		4.52		7.43		16.94		6.05			
9. P _c	10.71		9.20		11.07		13.98		9.70		5.35		11.08		8.94		5.83			
10. P _f	4.36	4.29	3.39	0.00	4.36	4.29	0.00	13.28	4.29	0.00	0.00	9.32	5.26	18.64	0.00	5.26	0.00	18.64	0.00	9.32
11. V _c	11.47	11.47	8.97	8.97	11.55	11.55	14.33	14.33	9.45	9.45	5.51	5.51	10.79	10.79	6.20	4.13	4.13	6.20	6.77	6.77
12. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	4.04	9.30	0.00	0.22	0.00
13. C	19.93	19.86	20.75	17.36	23.14	23.07	28.51	41.79	22.66	18.37	9.88	19.20	23.77	37.15	25.87	5.08	0.00	44.51	11.88	21.20
Refuerzo Vertical																				
14. μ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
15. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
16. A _{sf} (cm ²)	4.02	4.02	3.14	3.14	4.04	4.04	5.17	5.02	3.31	3.31	1.93	1.93	3.78	3.78	4.41	2.58	4.05	2.17	2.43	2.37
17. A _{sf} Usar (cm ²)	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	4 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	4.26	4.26	4.26	4.26	4.26	4.26	6.78	6.78	4.26	4.26	2.00	6.78	4.26	4.26	6.78	4.52	6.78	3.00	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																				
18. δ	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
19. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
20. A _n (cm ²)	63.50	62.94	70.12	52.67	89.21	88.65	92.59	181.71	85.38	62.74	41.99	0.90	94.23	201.31	66.20	-61.21	-192.63	288.66	33.60	16.91
21. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
Diseño por Corte Fricción																				
22. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85

23. A_{ef}	321.29	321.29	251.12	251.12	323.53	323.53	401.26	401.26	264.57	264.57	154.34	154.34	302.24	302.24	173.71	115.81	115.81	173.71	189.50	189.50
24. Usar (A_c)	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x30 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x40 cm	13x25 cm	13x25 cm
25. A_c (cm ²)	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	390	325	325	325	520	325	325	
26. A_n	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	234	189	189	189	324	189	189	
27. $A_{n\ min}$	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.95	1.63	1.63	1.63	2.60	1.63	1.63	

Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento

28. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.22	5.76	5.76	5.76	6.86	5.76	5.76
29. s_2	18.52	18.52	10.37	18.52	18.52	18.52	18.52	18.52	18.52	18.52	10.37	10.37	18.52	18.52	18.52	18.52	10.37	10.37	10.37
30. s_3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
31. s_4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
32. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
33. $s \nabla 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05

Diseño de Viga Solera

34. T_s	10.88	4.52	10.24	11.50	5.87	2.14	9.59	9.74	3.03
35. \emptyset	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
36. A_s (cm ²)	2.88	1.19	2.71	3.04	1.55	0.57	2.54	2.58	0.80
36. A_{sf} Usar (cm ²)	4 Ø 12 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 12 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm
	4.52	2.00	2.84	4.52	2.00	2.00	2.84	2.84	2.00

Tabla 93
Diseño de los Muros Agrietados en Dirección "x" – Segundo y Cuarto Nivel

Nivel	2°							
Muro	X7				X10/X11			
Columna	C7	C8	C8	C7	C11	C12	C13	C14
Posición	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1. P _G		21.11				28.37		
2. v _m		32.61				51.70		
3. M _u		68.22				130.86		
4. L		5.27				8.58		
5. L _m		2.95				4.29		
6. N _c		4				4		
7. M		68.21				130.86		
8. F		12.94				15.25		
9. P _c		5.28				7.09		
10. P _T	0.00	5.50	5.50	0.00	3.70	4.13	6.67	3.34
11. V _c	5.48	3.65	3.65	5.48	7.76	5.17	5.17	7.76
12. T	7.67	5.93	5.93	7.67	4.46	5.05	2.51	4.82
13. C	18.22	2.42	2.42	18.22	26.04	3.09	5.63	25.68
Refuerzo Vertical								
14. μ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
15. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
16. A _{sf} (cm ²)	4.07	2.94	2.94	4.07	3.96	3.22	2.51	4.07
17. A _{sf} Usar (cm ²)	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	4.26	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento								
18. δ	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00
19. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
20. A _n (cm ²)	-10.36	-133.36	-133.36	-10.36	55.68	-71.26	-22.55	52.80
21. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
Diseño por Corte Fricción								
22. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
23. A _{cf}	153.40	102.26	102.26	153.40	217.23	144.82	144.82	217.23
24. Usar (A _c)	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm
25. A _c (cm ²)	325	325	325	325	325	325	325	325
26. A _n	189	189	189	189	189	189	189	189
27. A _{n min}	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento								
28. s ₁	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
29. s ₂	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
30. s ₃	5	5	5	5	5	5	5	5
31. s ₄	10	10	10	10	10	10	10	10
32. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45
33. s ± 1/4"	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera								
34. T _s		9.13				12.93		

35. \emptyset	0.90	0.90
36. A_s (cm ²)	2.41	3.42
36. A_{sf} Usar (cm ²)	4 \emptyset 3/8"	4 \emptyset 12 mm
	2.84	4.52

Tabla 94*Diseño de los Muros Agrietados en Dirección "y" – Segundo y Tercer Nivel*

Nivel	2°						3°					
Muro	Y1/Y6		Y13/Y16				Y1/Y6		Y13/Y16			
Columna	C15	C3	C22	C23	C24	C13	C25	C14	C22	C23	C24	C13
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1. P _G	16.20		26.66				11.07		17.71			
2. v _m	21.74		35.20				20.56		33.14			
3. M _u	13.07		52.96				9.75		5.52			
4. L	3.42		5.52				3.42		5.52			
5. L _m	3.42		3.06				3.42		3.06			
6. N _c	2		4				2		4			
7. M	13.06		52.96				9.75		5.51			
8. F	3.82		9.59				2.85		1.00			
9. P _c	8.10		6.67				5.53		4.43			
10. P _T	3.32	3.20	0.00	3.94	0.00	14.18	2.28	2.13	0.00	2.62	0.00	9.82
11. V _c	10.87	10.87	5.85	3.90	3.90	5.85	10.28	10.28	5.51	3.67	3.67	5.51
12. T	0.00	0.00	2.93	6.61	10.55	0.00	0.00	0.00	0.00	9.16	11.78	0.00
13. C	15.24	15.12	16.26	2.00	0.00	30.44	10.66	10.51	5.43	0.00	4.43	15.25
Refuerzo Vertical												
14. μ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
15. Ø	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
16. A _{sf} (cm ²)	3.81	3.81	2.87	3.22	4.32	2.05	3.60	3.60	1.93	3.85	4.59	1.93
17. A _{sf} Usar (cm ²)	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	4 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	4 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 8 mm
	4.26	4.26	6.78	4.52	6.78	3.00	4.26	4.26	6.78	4.52	6.78	3.00
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento												
18. δ	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
19. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
20. A _n (cm ²)	25.99	25.03	-29.97	-85.85	-192.63	176.03	-10.63	-11.83	-138.35	-101.83	-148.35	54.43

21. $A_{c\min}$ (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
Diseño por Corte Fricción												
22. \emptyset	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
23. A_{cf}	304.48	304.48	163.98	109.32	109.32	163.98	287.96	287.96	154.38	102.92	102.92	154.38
24. Usar (A_c)	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 40 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 40 cm
25. A_c (cm ²)	325	325	325	325	325	520	325	325	325	325	325	520
26. A_n	189	189	189	189	189	324	189	189	189	189	189	324
27. $A_{n\min}$	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	2.60	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	2.60
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento												
28. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.86	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.86
29. s_2	18.52	18.52	18.52	18.52	18.52	10.37	10.37	10.37	18.52	18.52	18.52	10.37
30. s_3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
31. s_4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
32. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
33. $s \pm 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera												
34. T_s	10.92				9.77				10.31			9.21
35. \emptyset	0.90				0.90				0.90			0.90
36. A_s (cm ²)	2.89				2.58				2.73			2.44
36. A_{sf} Usar (cm ²)	4 \emptyset 12 mm				4 \emptyset 3/8"				4 \emptyset 3/8"			4 \emptyset 3/8"
	4.52				2.84				2.84			2.84

7.2.2. Diseño de Muros No Agrietados por Sismo Severo

“Similar al acápite anterior y de acuerdo al Blog del Ing. San Bartolomé, se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptarán estos resultados para los demás niveles” (Hernández, 2012).

Tabla 95

Estructura para el Cálculo de Muros Agrietados en el Resto de Niveles

Cálculos y Previos al Diseño	
1. P_G	Carga Axial de Gravedad
2. v_m	Resistencia al Agrietamiento Diagonal
3. M_u	Momento Flector Ante Sismo Severo
4. L	Longitud del Muro Incluyendo Columnas de Confinamiento
5. L_m	Longitud del Paño Mayor o $\frac{1}{2}L$ (Mayor), $L = L_m$ (Muros de 1 Paño)
6. N_C	Numero de Columnas de Confinamiento en el Muro de Análisis
7. M	$M = M_{u1} - \frac{1}{2v_m(h)}, h = 2.70 \text{ m}$
8. F	Fuerza Axial en las Columnas Extremas Producidas por “M”, $F = \frac{M}{L}$
9. P_C	Carga Axial Producida por P_G por Columna, $P_C = P_G/N_C$
10. P_T	Carga Tributaria Proveniente del Muro Transversal a la Columna en Análisis, 25% de la Sección Transversal o 6 Veces su Espesor.
11. V_c	Cortante en la Columna de Confinamiento: Extrema: $1.50 \frac{v_m \cdot L_m}{L(N_C+1)}$ Interna: $\frac{v_m \cdot L_m}{L(N_C+1)}$
12. T	Tracción en la Columna de Confinamiento: Extrema: $T = F - (P_C + P_T)$ Interna: $T = v_m \frac{h}{L} - (P_C + P_T)$
13. C	Compresión en la Columna de Confinamiento: Extrema: $(P_C + P_T) + F$ Interna: $(P_C + P_T) - \frac{v_m(h)}{2L}$
Determinación del Refuerzo Vertical	
14. μ	Coefficiente de Fricción: $\mu = 0.80$ (Para Juntas Sin Tratamiento) $\mu = 1.00$ (Para Juntas Limpias de Desperdicios)
15. \emptyset	Factor de Reducción de Resistencia, $\emptyset = 0.85$
16. A_s	Área de Acero Vertical Requerida (cm^2 , mín 4 \emptyset 8 mm), $A_s = \frac{T+V_c}{f_y \emptyset}$
17. A_s Usar	Área de Acero Vertical Colocada (cm^2)
Determinación de la Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento	
18. δ	Factor de Confinamiento: $\delta = 0.80$ (Columna sin Muro Transversal) $\delta = 1.00$ (Columna con Muro Transversal)
19. \emptyset	Factor de Reducción de Resistencia: $\emptyset = 0.70$ (Estribos Cerrados)

$\phi = 0.75$ (Zunchos)	
20. A_n	Área del Núcleo de la Columna de Confinamiento (cm^2), $A_n = A_s + \frac{c}{\phi} \frac{A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$
Diseño por Corte Fricción	
21. ϕ	Factor de Reducción de Resistencia, $\phi = 0.85$
22. A_{cf}	Área de Columna por Corte Fricción (cm^2), $A_{cf} = \frac{V_c}{0.20 f'_c \phi} \geq 15 t \geq A_c$
23. Usar	Dimensiones de la Columna a Emplear (cm x cm)
24. A_c	Área de Concreto de la Columna de Confinamiento que Incluye el Recubrimiento (cm^2)
25. A_n	Área del Núcleo de la Columna de Confinamiento Definitiva (cm^2)
26. $A_s \text{ mín}$	Área de Acero Vertical Mínima (cm^2 , mín 4 ϕ 8 mm)
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento	
27. s_1	Espaciamiento 1: Estribos por Compresión (cm), $s_1 = \frac{A_v f_y}{0.30 t_n f'_c (\frac{A_c}{A_n} - 1)}$
28. s_2	Espaciamiento 2: Estribos por Compresión (cm), $s_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f'_c}$
29. s_3	Espaciamiento 3: Estribos por Compresión (cm), $s_3 = \frac{1}{4} d$ ó 5 cm
30. s_4	Espaciamiento 4: Espaciamiento Máximo de Estribos por Compresión (cm), $s_4 = 10$ cm
31. "c"	Zona de Confinamiento en los Extremos de la Columna de Confinamiento, $c = 45$ cm ó 1.5d
32. $s \nabla \nabla 1/4"$	Espaciamiento a Utilizar en la Zona de Confinamiento
Diseño de Viga Solera	
33. T_s	Tracción en la Solera (Ton), $T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$
34. A_s	Área de Acero Horizontal Requerida (cm^2), $A_s = \frac{T_s}{f_y \phi} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots$ (mín: 4 ϕ 8 mm)
35. Usar	Acero Longitudinal a Utilizar

Notas:

- Estribos Mínimos en Viga Solera: $\nabla \nabla \frac{1}{4}"$, 1 @ 0.05, 4 @ 0.10 y R. @ 0.25.
- Debido a que la estructura es simétrica, se opta por reducir la nomenclatura del número de columnas de confinamiento.
- Los resultados obtenidos de los muros en todos los niveles en dirección "x" y "y", serán los mismos que se obtuvieron en el primer nivel, esto con la finalidad de homogenizar el detallado evidenciado en el proceso constructivo.

Tabla 96
Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección "x" – Segundo Nivel

Muro	X1/X2		X3/X6		X4/X5		X7				X8/X9		X10/X11			
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C8	C7	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Ext.	Int.	Int.	Ext.	Extrema	Extrema	Ext.	Int.	Int.	Ext.
1. P _G	6.32		11.49		7.67						13.13					
2. V _u	4.15		17.22		10.05						15.22					
3. M _u	5.14		14.99		8.46		Se diseñó como muro agrietado, se obtuvo: 6 Ø 12 mm, con una sección de 13 cm por 25 cm.				20.08		Se diseñó como muro agrietado, obteniéndose: 6 Ø 8 mm (C13), 6 Ø 3/8" (C12) y 6 Ø 12 mm (C11 y C14), todos con una sección de 13 cm por 25 cm.			
4. L	1.91		2.80		1.87						3.20					
5. L _m	1.91		2.80		1.87						3.20					
6. N _c	2		2		2						2					
8. F	2.69		5.35		4.52		En la solera se obtuvo: 4 Ø 3/8" para una sección de 13 cm por 30 cm.				6.28					
9. P _c	3.16		5.74		3.84						6.56					
10. P _T	0.00	4.12	3.81	4.12	0.00	4.13					3.81	0.00	En la solera se obtuvo: 4 Ø 12 mm para una sección de 13 cm por 30 cm.			
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00					0.00	0.00				
12. C	5.85	9.97	14.91	15.22	8.36	12.49					16.65	12.84				
Refuerzo Vertical																
13. Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90					0.90	0.90				
14. A _s (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00					0.00	0.00				
15. A _s Usar (cm ²)	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"					6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"				
	3.00	3.00	4.26	4.26	3.00	4.26					4.26	4.26				
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																
16. δ	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00					1.00	0.80				
17. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70					0.70	0.70				
18. A _n (cm ²)	-26.70	12.21	23.32	25.80	-1.62	3.97					37.27	7.41				
19. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00					195.00	195.00				
20. A _c Usar (cm ²)	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm					13 cm x 25 cm	13 cm x 25 cm				
	325	325	325	325	325	325					325	325				
21. A _n	189	189	189	189	189	189					189	189				

22. A_s min	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento									
23. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76		5.76	5.76
24. s_2	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37		10.37	10.37
25. s_3	5	5	5	5	5	5		5	5
26. s_4	10	10	10	10	10	10		10	10
27. "c"	45	45	45	45	45	45		45	45
28. $s \nabla 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05		10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera									
29. T_s	2.07		8.61		5.02			7.61	
30. \emptyset	0.90		0.90		0.90			0.90	
31. A_s (cm ²)	0.55		2.28		1.33			2.01	
32. A_{st} Usar (cm ²)	4 Ø 8 mm		4 Ø 3/8"		4 Ø 8 mm			4 Ø 3/8"	
	2.00		2.84		2.00			2.84	

Tabla 97

Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección "y" – Segundo Nivel

Muro	Y1/Y6		Y2/Y5		Y3/Y4		Y7/Y8		Y9/Y10		Y11/Y18		Y12/Y17		Y13/Y16				Y14/Y15				
Columna	C15	C3	C2	C16	C17	C6	C18	C8	C4	C19	C20	C11	C21	C12	C22	C23	C24	C13	C25	C14			
Posición	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Int.	Int.	Ext.	Ext.	Ext.			
1. P _G			13.73		16.52		22.20		14.47		8.10		16.53							8.38			
2. V _u	Se diseñó como muro agrietado, se obtuvo: 6 Ø 3/8" con una sección de 13 cm por 25 cm. En la solera se obtuvo: 4 Ø 12 mm para una sección de 13 cm por 30 cm.		4.82		21.05		19.84		9.80		1.88		18.91							2.83			
3. M _u			7.94		17.19		34.09		11.96		2.68		15.56		Se diseñó como muro agrietado, obteniéndose: 6 Ø 8 mm (C13), 6 Ø 3/8" (C24), 4 Ø 12 mm (C23) y 6 Ø 12 mm (C22), todos con una sección de 13 cm por 25 cm.					4.51			
4. L			2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13								2.06		
5. L _m			2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13								2.06		
6. N _c			2		2		2		2		2		2								2		
8. F			3.05		5.03		8.08		4.36		1.56		4.97			En la solera se obtuvo: 4 Ø 3/8" para una sección de 13 cm por 30 cm.					2.19		
9. P _c			6.87		8.26		11.10		7.24		4.05		8.26									4.19	
10. P _T			2.58	0.00	3.32	3.20	0.00	10.56	3.20	0.00	0.00	7.09	3.94	14.18								0.00	7.14
11. T			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00								0.00	0.00
12. C			12.50	9.92	16.61	16.49	19.18	29.74	14.80	11.60	5.62	12.71	17.18	27.42								6.38	13.52
Refuerzo Vertical																							
13. Ø				0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90								0.90	0.90
14. A _s (cm ²)			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00								0.00	0.00	
15. A _s Usar (cm ²)			6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"						6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm		
			4.26	4.26	4.26	4.26	6.78	6.78	4.26	4.26	2.00	6.78	4.26	4.26						3.00	6.78		
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																							
16. δ			1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00							0.80	1.00		
17. Ø			0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70						0.70	0.70			
18. A _n (cm ²)			4.07	-21.79	36.93	35.97	-0.78	85.24	22.47	-4.99	-0.65	-51.07	41.49	123.44					-19.15	-43.14			
19. A _{c min} (cm ²)			195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00					195.00	195.00			
20. A _c Usar (cm ²)			13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 25 cm	13x 30 cm					13x 25 cm	13x 25 cm			
			325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	390					325	325			
21. A _n			189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	234						189	189			
22. A _{s min}			1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.95						1.63	1.63			

Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento

23. s_1		5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.22		5.76	5.76
24. s_2		10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37		10.37	10.37
25. s_3		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5
26. s_4		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		10	10
27. "c"		45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45		45	45
28. $s \nabla 1/4"$		10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05		10 @ 0.05	10 @ 0.05

Diseño de Viga Solera

29. T_s		2.41	10.52	9.92	4.90	0.94	9.45		1.41
30. \emptyset		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		0.90
31. A_s (cm ²)		0.64	2.78	2.62	1.30	0.25	2.50		0.37
32. A_{sr} Usar (cm ²)		4 \emptyset 8 mm	4 \emptyset 3/8"	4 \emptyset 12 mm	4 \emptyset 8 mm	4 \emptyset 8 mm	4 \emptyset 3/8"		4 \emptyset 8 mm
		2.00	2.84	4.52	2.00	2.00	2.84		2.00

Tabla 98*Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección "x" – Tercer Nivel*

Muro	X1/X2		X3/X6		X4/X5		X7			X8/X9		X10/X11				
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C8	C7	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1. P _G	4.38		7.63		5.10		15.76			8.73		19.66				
2. V _u	3.38		11.14		8.69		29.58			10.83		43.09				
3. M _u	3.09		6.60		6.33		43.61			10.53		74.98				
4. L	1.91		2.80		1.87		5.27			3.20		8.58				
5. L _m	1.91		2.80		1.87		2.95			3.20		4.29				
6. N _c	2		2		2		4			2		4				
8. F	1.62		2.36		3.39		8.28			3.29		8.74				
9. P _c	2.19		3.82		2.55		3.94			4.36		4.91				
10. P _T	0.00	2.73	2.60	2.73	0.00	2.74	0.00	4.13	4.13	0.00	2.60	0.00	2.52	2.74	4.43	2.29
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.00	4.34	0.21	0.21	4.34	0.00	0.00	1.30	1.08	0.00	1.53
12. C	3.81	6.54	8.78	8.91	5.94	8.68	12.21	16.34	16.34	12.21	12.21	7.65	16.17	16.39	18.08	15.94
Refuerzo Vertical																
13. Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
14. A _s (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22	0.00	1.15	0.05	0.05	1.15	0.00	0.00	0.35	0.29	0.00	0.41
15. A _s Usar (cm ²)	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	3.00	3.00	4.26	4.26	3.00	4.26	6.78	6.78	6.78	6.78	4.26	4.26	6.78	4.26	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																
16. δ	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00
17. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
18. A _n (cm ²)	-47.15	-15.27	-25.74	-24.70	-25.84	-26.53	-70.44	-21.94	-21.94	-70.44	1.78	-44.46	-23.31	35.23	77.14	-25.15
19. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
20. A _c Usar (cm ²)	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm
	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325
21. A _n	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189

22. A_s min	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento																
23. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
24. s_2	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
25. s_3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
26. s_4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28. $s \nabla 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera																
29. T_s	1.69	5.57	4.34	8.28	5.41	10.77										
30. \emptyset	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90										
31. A_s (cm ²)	0.45	1.47	1.15	2.19	1.43	2.85										
32. A_{st} Usar (cm ²)	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 12 mm										
	2.00	2.84	2.00	2.84	2.84	4.52										

Tabla 99

Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección "y" – Tercer Nivel

Muro	Y1/Y6		Y2/Y5		Y3/Y4		Y7/Y8		Y9/Y10		Y11/Y18		Y12/Y17		Y13/Y16				Y14/Y15					
Columna	C15	C3	C2	C16	C17	C6	C18	C8	C4	C19	C20	C11	C21	C12	C22	C23	C24	C13	C25	C14				
Posición	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Int.	Int.	Ext.	Ext.	Ext.				
1. P _G			9.11		10.97		16.53		9.60		5.53		10.97							6.05				
2. V _u	Se diseñó como muro agrietado, se obtuvo: 6 Ø 3/8" con una sección de 13 cm por 25 cm. En la solera se obtuvo: 4 Ø 12 mm para una sección de 13 cm por 30 cm.		2.59		16.18		13.95		8.38		1.11		13.86							1.53				
3. M _u			2.77		9.47		16.43		7.23		1.36		8.49		Se diseñó como muro agrietado, obteniéndose: 6 Ø 8 mm (C13), 6 Ø 3/8" (C24), 4 Ø 12 mm (C23) y 6 Ø 12 mm (C22), todos con una sección de 13 cm por 25 cm.					2.03				
4. L			2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13								2.06			
5. L _m			2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13								2.06			
6. N _c			2		2		2		2		2		2								2			
8. F			1.07		2.77		3.89		2.64		0.80		2.71				En la solera se obtuvo: 4 Ø 3/8" para una sección de 13 cm por 30 cm.					0.98		
9. P _c			4.56		5.49		8.27		4.80		2.77		5.49										3.03	
10. P _T			1.79	0.00	2.28	2.13	0.00	7.88	2.13	0.00	0.00	4.91	2.62	9.82									0.00	4.91
11. T			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									0.00	0.00
12. C			7.41	5.62	10.53	10.38	12.16	20.04	9.57	7.44	3.56	8.47	10.82	18.02									4.01	8.92
Refuerzo Vertical																								
13. Ø				0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		0.90							0.90	0.90
14. A _s (cm ²)			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00								0.00	0.00	
15. A _s Usar (cm ²)			6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"								6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm	
			4.26	4.26	4.26	4.26	6.78	6.78	4.26	4.26	2.00	6.78	4.26	4.26								3.00	6.78	
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																								
16. δ			1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00							0.80	1.00	
17. Ø			0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70							0.70	0.70		
18. A _n (cm ²)			-36.66	-64.79	-11.67	-12.87	-70.98	7.64	-19.37	-46.58	-21.17	-84.93	-9.39	48.23							-45.10	-81.35		
19. A _{c min} (cm ²)			195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00							195.00	195.00		
20. A _c Usar (cm ²)			13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x30 cm							13x25 cm	13x25 cm		
			325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	390							325	325		
21. A _n			189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	234							189	189		
22. A _{s min}			1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.95								1.63	1.63		
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento																								

23. s_1		5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.22		5.76	5.76
24. s_2		10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37		10.37	10.37
25. s_3		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5
26. s_4		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10		10	10
27. "c"		45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45		45	45
28. $s \pm 1/4"$		10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05		10 @ 0.05	10 @ 0.05

Diseño de Viga Solera

29. T_s		1.30	8.09	6.97	4.19	0.55	6.93		0.76
30. \emptyset		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		0.90
31. A_s (cm ²)		0.34	2.14	1.85	1.11	0.15	1.83		0.20
32. A_{st} Usar (cm ²)		4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 3/8" 2.84	4 Ø 12 mm 4.52	4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 3/8" 2.84		4 Ø 8 mm 2.00

Tabla 100

Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección "x" – Cuarto Nivel

Muro	X1/X2		X3/X6		X4/X5		X7			X8/X9		X10/X11				
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C8	C7	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema
1. P _G	2.44		3.78		2.53		10.41			4.32		10.95				
2. V _u	2.41		4.85		6.27		18.52			5.22		22.70				
3. M _u	1.63		1.99		4.24		28.33			4.28		24.46				
4. L	1.91		2.80		1.87		5.27			3.20		8.58				
5. L _m	1.91		2.80		1.87		2.95			3.20		4.29				
6. N _c	2		2		2		4			2		4				
8. F	0.85		0.71		2.27		5.38			1.34		2.85				
9. P _c	1.22		1.89		1.26		2.60			2.16		2.74				
10. P _T	0.00	1.35	1.40	1.35	0.00	1.36	0.00	2.72	2.72	0.00	1.40	0.00	1.35	1.35	2.19	1.24
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	2.77	0.05	0.05	2.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	2.07	3.42	4.00	3.95	3.53	4.89	7.98	10.70	10.70	7.98	4.90	3.50	6.94	6.94	7.78	6.83
Refuerzo Vertical																
13. Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
14. A _s (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.00	0.73	0.01	0.01	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15. A _s Usar (cm ²)	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	3.00	3.00	4.26	4.26	3.00	4.26	6.78	6.78	6.78	6.78	4.26	4.26	6.78	4.26	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																
16. δ	0.80	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00
17. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
18. A _n (cm ²)	-64.53	-40.22	-63.93	-64.33	-49.91	-56.83	-112.84	-67.14	-67.14	-112.84	-56.77	-86.03	-97.22	-40.45	-5.34	-98.11
19. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
20. A _c Usar (cm ²)	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm
	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325
21. A _n	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189

22. A_s min	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento																
23. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76
24. s_2	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
25. s_3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
26. s_4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28. $s \nabla 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05
Diseño de Viga Solera																
29. T_s	1.20	2.43	3.14	5.18	2.61	5.68										
30. \emptyset	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90										
31. A_s (cm ²)	0.32	0.64	0.83	1.37	0.69	1.50										
32. A_{st} Usar (cm ²)	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 12 mm										
	2.00	2.84	2.00	2.84	2.84	4.52										

Tabla 101

Diseño de los Muros No Agrietados en Dirección “y” – Cuarto Nivel

Diseño de los Muros No Agrietados Y-Y (Tercer Nivel)																				
Muro	Y1/Y6		Y2/Y5		Y3/Y4		Y7/Y8		Y9/Y10		Y11/Y18		Y12/Y17		Y13/Y16			Y14/Y15		
Columna	C15	C3	C2	C16	C17	C6	C18	C8	C4	C19	C20	C11	C21	C12	C22	C23	C24	C13	C25	C14
Posición	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Ext.	Int.	Int.	Ext.	Ext.	Ext.
1. P _G	5.93		4.50		5.42		10.87		4.74		2.97		5.41		8.75			3.28		
2. V _u	14.59		0.87		9.14		5.67		5.68		0.37		7.03		22.69			0.64		
3. M _u	5.59		1.48		3.64		6.74		3.93		0.38		3.21		13.83			0.60		
4. L	3.42		2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13		5.52			2.06		
5. L _m	3.42		2.60		3.42		4.22		2.74		1.71		3.13		3.06			2.06		
6. N _c	2		2		2		2		2		2		2		4			2		
8. F	1.63		0.57		1.06		1.60		1.43		0.22		1.02		2.50			0.29		
9. P _c	2.97		2.25		2.71		5.44		2.37		1.48		2.71		2.19			1.64		
10. P _T	1.24	1.05	1.00	0.00	1.24	1.05	0.00	5.20	1.05	0.00	0.00	2.74	1.30	5.48	0.00	1.30	0.00	5.48	0.00	2.74
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.00	0.32	0.00	0.00	0.00
12. C	5.84	5.65	3.82	2.82	5.01	4.82	7.03	12.23	4.85	3.80	1.70	4.44	5.03	9.21	4.69	5.99	4.69	10.17	1.93	4.67
Refuerzo Vertical																				
13. Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
14. A _s (cm ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00
15. A _s Usar (cm ²)	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 3/8"	6 Ø 3/8"	6 Ø 12 mm	4 Ø 12 mm	6 Ø 12 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 8 mm	6 Ø 12 mm
	4.26	4.26	4.26	4.26	4.26	4.26	6.78	6.78	4.26	4.26	2.00	6.78	4.26	4.26	6.78	4.52	6.78	3.00	3.00	6.78
Sección de Concreto de la Columna de Confinamiento																				
16. δ	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
17. Ø	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
18. A _n (cm ²)	-49.23	-50.75	-65.43	-92.86	-55.84	-57.36	-122.27	-54.85	-57.12	-82.97	-39.78	-117.19	-55.71	-22.25	-145.69	-53.87	-145.69	13.82	-65.94	-115.38
19. A _{c min} (cm ²)	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00
20. A _c Usar (cm ²)	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x30 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x25 cm	13x40 cm	13x25 cm	13x25 cm
	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	390	325	325	325	520	325	325
21. A _n	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	234	189	189	189	324	189	189
22. A _{s min}	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.95	1.63	1.63	1.63	2.60	1.63	1.63

Distribución de Estribos y Zona de Confinamiento

23. s_1	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	5.76	6.22	5.76	5.76	5.76	6.86	5.76	5.76
24. s_2	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
25. s_3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
26. s_4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27. "c"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28. $s \square 1/4"$	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05	10 @ 0.05

Diseño de Viga Solera

29. T_s	7.30	0.43	4.57	2.84	2.84	0.19	3.51	6.29	0.32
30. \emptyset	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
31. A_s (cm ²)	1.93	0.11	1.21	0.75	0.75	0.05	0.93	1.66	0.08
32. A_{st} Usar (cm ²)	4 Ø 12 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 12 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	4 Ø 8 mm
	4.52	2.00	2.84	4.52	2.00	2.00	2.84	2.84	2.00

De este modo, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CA-01: Columna aislada, 15x30 cm, con 4 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-01: Columnas C1 y C25, 13x25 cm, con 6 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-02: Columnas C16, C17, C19 y C21, 13x25 cm, con 6 ϕ 3/8", 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-03: Columnas C7, C18 y C22, 13x25 cm, con 6 ϕ 12 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-04: Columnas C20, 13x25 cm, con 4 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-05: Columnas C5 de forma L, 25x25x13 cm, con 8 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-06: Columnas C2, C3, C4, C6, C9, C10 y C15 de forma L, 25x25x13 cm, con 8 ϕ 3/8", 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-07: Columnas C8, C11, C14, y C24 de forma L, 25x25x13 cm, con 8 ϕ 12 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-08: Columnas C12 de forma L, 25x30x13 cm, con 8 ϕ 3/8", 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-09: Columnas C13 de forma L, 25x40x13 cm, con 10 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-10: Columnas de confinamiento de todos los alféizares, 13x20 cm, con 4 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.
- CC-11: Columnas C23, 15x15 cm, con 4 ϕ 8 mm, 10 $\#$ 6 mm @ 5 cm.

Toda placa absorberá la sección de la columna de confinamiento que se encuentre colindando a ella, teniendo lo siguiente:

- P1 y P6: Columnas C15, 90x15 cm, con 20 aceros verticales de 3/8" @ 12.50 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).
- P2 y P5: Columnas C17, 100x15 cm, con 22 aceros verticales de 3/8" @ 12.50 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).
- P3 y P4: No absorbe a ninguna columna, 110x15 cm, con 26 aceros verticales de 3/8" @ 15 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).
- P7 y P8: Columnas C23, 110x15 cm, con 20 aceros verticales de 3/8" @ 10 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).
- P9 y P10: Columnas C21, 65x15 cm, con 16 aceros verticales de 3/8" @ 12.50 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).
- P11, P12, P13 y P14: Columnas CC6, 15x70 cm, con 16 aceros verticales de 3/8" @ 12.50 cm y 17 aceros horizontales de 3/8" @ 15 cm a dos capas (*).

(*) Todas las placas tienen 4 y 6 aceros de 3/8" para sus respectivos cabezales (ver Plano EA-02, Pag. 354), quienes están conformados por $\#$ 8 mm distribuidos 1 @ 5 cm, 10 @ 10 cm, R. 25 @ cm.

Y las vigas soleras, de 30x13 cm, se reduce a lo siguiente:

- S1: Muros X1, X2, X3, X4, X5, X6, X7, X8, X9, X10, X11, Y1, Y2, Y3, Y4, Y5, Y6, Y7, Y8, Y9, Y10, Y11, Y12, Y13, Y14, Y15, Y16, Y17 y Y18, con 4 ϕ 12 mm, $\#$ 3/8" 1 @ 5 cm, 4 @ 10 cm, R. @ 20 cm.

7.2.3. Diseño de Viga Dintel

a. Generalidades

En la **Figura 144**, se puede evidenciar que la viga dintel es un elemento de conexión entre los muros del sistema estructural de albañilería confinada. Las fuerzas internas que generan estas vigas, son básicamente para contrarrestar los efectos de carga lateral producto del sismo.

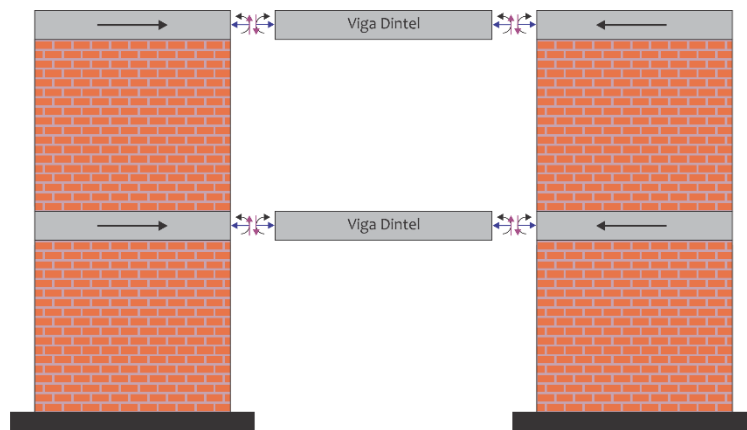


Figura 144. Fuerzas Internas Producidas en la Viga Dintel por Sismo.
Fuente: Elaboración Propia.

Este elemento proporciona a la estructura las siguientes ventajas:

- Disminuye las rotaciones por flexión de muro, disminución de concentración de esfuerzos en las zonas de conexión muro – dintel – losa.
- Se incrementa la rigidez lateral de la estructura con lo que se retarda la falla por corte en los muros.
- Se decremento el momento flector en la base del muro lo cual trae consigo las siguientes mejoras:
 - ✓ Reduce el tamaño de la cimentación.
 - ✓ Menor refuerzo vertical en muros.

- ✓ Disminuye los esfuerzos de flexo-compresión en los talones del muro.
- ✓ Se incrementa la resistencia a fuerza cortante en los muros al disminuir las tracciones por flexión.

De tal forma las vigas dinteles permitirán conectar los muros en los vanos dejados para las puertas y ventanas de las viviendas unifamiliares y/o multifamiliares.

b. Requisitos del Diseño

Se realizarán las siguientes recomendaciones, tanto para el detallado y comprobaciones del acero longitudinal y transversal (NTP E. 060, 2016).

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los

estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de los siguientes mostrados a continuación:

- ✓ $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm.
- ✓ 10db Longitudinal confinada de menor diámetro.
- ✓ 24db del estribo cerrado de confinamiento.
- ✓ 300 mm.

c. Diseño por Flexión

Para poder diseñar la viga dintel se utiliza los mismos criterios que se aplican a una viga de un sistema porticado cualquiera, con los cambios geométricos correspondientes a las dimensiones típicas de 0.13x0.30 m.

c.1. Metrado de Vigas Dintel

Carga Muerta (CM)

$$P_{CM} = 2\,400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} (0.13\text{ m})(0.30\text{ m}) + 1\,800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} (0.13\text{ m})(1.20\text{ m})$$

$$P_{CM} = 374.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga Viva (CV)

$$P_{CV} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} (0.80\text{ m})$$

$$P_{CV} = 160.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga Última por Gravedad (CU)

$$P_{CU} = 1.40 P_{CM} + 1.70 P_{CV}$$

$$P_{CU} = 1.40 \left(374.40 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + 1.70 \left(160.00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

$$P_{CU} = 796.16 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

c.2. Clasificación de las Vigas Dintel

En las **Tabla 102** y **Tabla 103**, se nombran todas las vigas dinteles encontradas en puertas y ventanas de la vivienda multifamiliar, donde se priorizará la longitud y el eje de ubicación dentro del plano de arquitectura para el sistema estructural de albañilería confinada.

Tabla 102

Vigas Dinteles (VD) Provenientes de Ventanas

Dintel	Ancho (m)	Alto (m)	Alfeizar (m)
V-01	0.60 m	0.60	1.80
V-02	2.00 m	1.20	1.20
V-03	1.10 m	1.20	1.20
V-04	1.20 m	0.60	1.80
V-05	1.40 m	1.20	1.20
V-06	1.50 m	1.20	1.20
V-07	2.00 m	1.20	1.20
V-08	2.10 m	1.20	1.20

Tabla 103

Vigas Dinteles (VD) Provenientes de Puertas

Dintel	Ancho (m)	Alto (m)	Alfeizar (m)
P-01	0.60	2.40	-
P-08	0.90	2.40	-
P-07	2.00	2.40	-

Se procederá a realizar el respectivo diseño por flexión y corte con la VD-08 quien es la más representativa entre las mencionadas, al tener una mayor luz, lo que genera es un mayor momento positivo. Las características del acero de refuerzo

horizontal y vertical serán las mismas para todos los dinteles, uniformizando los materiales empleados.

c.3. Cálculo del Área de Acero

c.3.1. Área de Acero Mínimo

Según la NTP E. 060, Artículo 10.5.2, el área de acero mínimo se calculará con la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$$
$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.70 \sqrt{210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (13 \text{ cm}) (25 \text{ cm})}{4\,200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$
$$A_{s \text{ mín}} = 0.78 \text{ cm}^2$$

c.3.2. Área de Acero Máximo

Para poder calcular el acero máximo se aplicará la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 A_{sb}$$

Es necesario conocer el valor de la expresión A_{sb} , el que hasta el momento es una variable desconocida, por lo que a continuación se deducirá matemáticamente la expresión de la cuantía balanceada.

- **Cuantía Balanceada**

Para poder obtener la cuantía máxima, por consiguiente, el área de acero máximo, la norma establece una expresión en función al área de acero

balanceado. Por ello es necesario deducir la expresión de la cuantía balanceada. A continuación, se muestra una figura de la que podremos deducir de manera manual la expresión de la cuantía balanceada (ρ_b), el que representa la distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada.

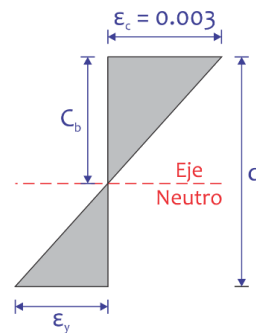


Figura 145. Dedución de la Cuantía Balanceada.
Fuente: Elaboración Propia.

En la **Figura 145**, podemos apreciar el criterio de congruencia de triángulos, deduciendo la siguiente expresión:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} \rightarrow c_b = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} (d)$$

Se conoce el valor del módulo de elasticidad del acero $E_s = 2 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$, entonces:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{2 \times 10^6}$$

Efectuando el reemplazo de las dos ecuaciones anteriores, tenemos:

$$c_b = \frac{6000}{6000 + f_y} (d)$$

Como ya se tiene la ecuación al eje neutro, ahora multiplicaremos por el factor experimental β_1 para poder obtener la profundidad del bloque equivalente.

$$a_b = \beta_1 c_b$$

Haciendo el equilibrio, $C_c = T$, y despejando A_s tenemos:

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Una vez conocida la expresión de la cuantía balanceada (ρ_b), el siguiente procedimiento será multiplicar por ancho de la viga dintel (b_w) y el peralte efectivo (d) para poder obtener la expresión del área de acero balanceado.

$$A_{sb} = \rho_b b_w d$$

Por consiguiente, se procede a calcular el área de acero máximo, esto en función al 75% de la cuantía balanceada (NTP E. 060, 2016).

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 A_{sb}$$

Reemplazando, Tenemos:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 \rho_b b_w d$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) b_w d$$

$$A_{s \text{ máx}} = 5.18 \text{ cm}^2$$

c.4. Comprobaciones

Se pretende diseñar la VD-8, siendo la más representativa por las características ya mencionadas, se emplearán 2 ϕ 12 mm que corresponde a un área de acero total de 2.26 cm².

$$A_{s \text{ Viga Dintel}} = 2 (1.13 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ Viga Dintel}} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Anteriormente se logró calcular y/o determinar el área de acero mínimo y máximo para la viga dintel, arrojándonos los siguientes resultados:

$$A_{s \text{ mín}} = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ y } A_{s \text{ máx}} = 5.18 \text{ cm}^2$$

c.4.1. Verificación del Acero Utilizado

Se procede a realizar las verificaciones pertinentes, el que asegurara un adecuado comportamiento estructural al diseño de la viga dintel (NTP E. 060, 2016).

1° Verificación:

$$A_{s \text{ Viga Dintel}} > A_{s \text{ mín}}$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.78 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple!)}$$

2° Verificación:

$$A_{s \text{ VD}} > \frac{1}{4} A_{s \text{ máx}}$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (Cumple!)}$$

Por lo tanto, se afirma que no hay la necesidad de corregir el acero propuesto para la viga dintel. Se cumple con todos los requisitos mencionados para el diseño de la viga dintel, por lo tanto, el acero superior e inferior es de $2 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$.

c.5. Diseño por Corte

El diseño por corte se realizará de acuerdo al Artículo 21.4.4 de la NTP E. 060 se resuelven las siguientes condiciones para poder utilizar el refuerzo vertical de la viga:

- ✓ Se emplearán estribos de 3/8" de diámetro.
- ✓ El primer estribo se colocará a 5 cm de la cara externa de la viga.
- ✓ La zona de confinamiento es igual a $2d = 2 (0.25 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}$.

c.5.1. Espaciamiento "S" Dentro de la Zona de Confinamiento

Como ya se mencionó en los requisitos del diseño, para poder obtener el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento se escogerá el mejor de todos los espaciamientos propuestos por la norma.

- $S_1 = \frac{d}{4} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_1 = 15.00 \text{ cm}$
- $S_2 = 10 \text{ db}_{\text{Longitudinal}} = 10 (0.95 \text{ cm}) = 9.50 \text{ cm}$
- $S_3 = 10 \text{ db}_{\text{Estribo Cerrado}} = 10 (0.80 \text{ cm}) = 8.00 \text{ cm}$
- $S_4 = 30.00 \text{ cm}$

Espaciamiento Tomado: $S = 7.50 \text{ cm}$

c.5.2. Espaciamiento “S” Fuera de la Zona de Confinamiento

- $S = 0.50 d = 0.50 (25.00 \text{ cm}) = 12.50 \text{ cm}$

Espaciamiento Tomado: $S = 12.50 \text{ cm}$

c.5.3. Estribos a Colocar

Finalmente, los estribos de la viga dintel quedarían distribuido de la siguiente manera:

Est. de 3/8", 1 @ 5.00 cm, 6 @ 7.50 cm, R. @ 12.50 cm

7.2.4. Diseño de Placas de Concreto Armado

El muro de corte o también conocido como placa de concreto armado, tiene como finalidad disminuir los esfuerzos laterales en la dirección que se le asigne, esto debido a su gran rigidez. A continuación, se procederá a diseñar la placa 3, quien es la más crítica en dirección “x” (ver **Figura 146**).

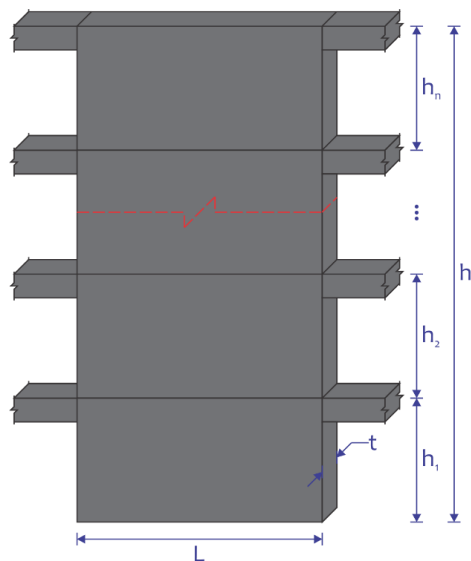


Figura 146. Variables Empleadas en la Placa de Concreto Armado.

Fuente: Elaboración Propia.

Datos Generales:

$h_1 = 2.70 \text{ m}$ (Altura del 1° Nivel de la Edificación)

$h_2 = 2.70 \text{ m}$ (Altura del 2° Nivel de la Edificación)

$h_3 = 2.70 \text{ m}$ (Altura del 3° Nivel de la Edificación)

$h_4 = 2.70 \text{ m}$ (Altura del 4° Nivel de la Edificación)

$L = 1.10 \text{ m}$ (Longitud del Muro de Corte)

$t = 0.15 \text{ m}$ (Espesor del Muro de Corte)

a. Esbeltez de la Placa

$$\text{Esbeltez} = \frac{h_T}{L}$$
$$\text{Esbeltez} = 9.82 > 1 \text{ (Muro Esbelto)}$$

b. Área Axial Bruta (Área de Corte)

$$A = L t$$
$$A = 1\,650.00 \text{ cm}^2$$

c. Momento de Inercia de la Sección Bruta

$$I = \frac{t L^3}{12}$$
$$I = 1\,663\,750.00 \text{ cm}^4$$

d. Fuerzas Internas en el 1° Nivel (La Carga Axial Sísmica es Mínima)

$$P_G = 6.15 \text{ Ton} \quad V_e = 3.64 \text{ Ton} \quad M_e = 9.49 \text{ Ton}$$

d.1. Carga Vertical Mín. (FC = 0.90) y Momento Flector Máximo (FC = 1.25)

$$P_{u1} = 5.54 \text{ Ton}$$

$$V_{u1} = 4.55 \text{ Ton}$$

$$M_{u1} = 11.86 \text{ Ton} - \text{m}$$

d.2. Carga Vertical Máx. (FC = 1.25) y Momento Flector Máximo (FC = 1.25)

$$P_{u2} = 7.69 \text{ Ton}$$

$$V_{u2} = 4.55 \text{ Ton}$$

$$M_{u2} = 11.86 \text{ Ton} - \text{m}$$

e. Esfuerzo Axial Máximo

Peso Total de la Carga Muerta en el Muro : $P_{CM} = 5.45 \text{ Ton}$

Peso Total de la Carga Viva en el Muro : $P_{CV} = 0.56 \text{ Ton}$

De acuerdo al artículo 9.2 de la norma, se empleará la combinación de cargas $1.50 P_{CM} + 1.80 P_{CV}$ para obtener la resistencia requerida, donde P_{CM} y P_{CV} son las cargas acumuladas obtenidas de la tabla perteneciente al resumen de metrados.

$$P_u = 1.50 P_{CM} + 1.80 P_{CV}$$

$$P_u = 9.18 \text{ Ton}$$

f. Diseño a Compresión Pura

Para poder diseñar verificar el diseño por compresión pura, es necesario que cumpla la siguiente condición: $P_u < \phi P_n$

$$P_u \leq \phi P_n = \phi 0.55 f'_c A \left(1 - \left(\frac{k h_1}{32 t}\right)^2\right)$$

Donde:

ϕ : Factor de Reducción de Resistencia por Compresión Pura (0.7)

P_n : Resistencia Nominal a Compresión Pura

k : Muros Sin Restricción a la Rotación en sus Extremos (1)

h_1 : Altura del Primer Entre-Piso (2.70 m)

t : Espesor de la Placa de Concreto Armado (0.15 m)

En la **Tabla 104**, se puede apreciar las recomendaciones para la obtención de los factores de altura efectiva, según el tipo de muro y la condición de apoyo.

Tabla 104

Factor de Altura Efectiva, Según el Tipo de Muro y la Condición de Apoyo

Tipo de Muro	Condiciones de Apoyo	Factor de Altura Efectiva "k"
Muro apoyado arriba y abajo sin desplazamiento relativo.	Giro restringido en 1 apoyo.	0.80
	Giro restringido en 2 apoyos.	
	Ambos apoyos pueden girar.	1.00
Muros con desplazamientos entre apoyos.	En 1 apoyo.	2.00
	En ambos apoyos.	

f.1. Calculando ϕP_n

Factor de Reducción a Compresión : $\phi = 0.70$

Factor de Altura Efectiva : $k = 1.00$

Altura Total de la Placa (1° Nivel) : $h_1 = 2.70 \text{ m}$

$$P_u = 9.18 \text{ Ton} \leq \phi P_n = 91.19 \text{ Ton (Cumple!)}$$

g. Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes

La flexo-compresión máxima se obtiene de la expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M y}{I}$$

Donde:

P : Carga Vertical Máxima (Kg)

A : Área de Corte del Muro (cm²)

M : Momento Flector Máximo (Kg-cm)

y : Centro de Gravedad del Muro ($y = \frac{1}{2}L = 55 \text{ cm}$)

I : Momento de Inercia del Muro (cm⁴)

Con lo cual:

$$\sigma = \frac{P_{u2}}{A} + \frac{M y}{I}$$

$$\sigma = \frac{7690 \text{ Kg}}{1\ 650.00 \text{ cm}^2} + \frac{(1\ 186\ 000 \text{ Kg-cm})(55 \text{ cm})}{1\ 663\ 750 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma = 43.87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.21 f'_c$$

Puesto que el esfuerzo de flexo-compresión supera a $0.20 f'_c$, habrá que confinar los bordes. Cabe destacar que este criterio es aceptado por el ACI, mientras que la Norma E. 060, esta revisión se hace en función de la profundidad del eje neutro “c” (Hernández, 2012).

h. Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (M_R)

Para poder calcular el valor del momento flector por agrietamiento, se procederá a utilizar la siguiente formula:

$$\frac{M_{CR} y}{I} - \frac{P_{u2}}{A} = \sqrt{f'_c}$$

Despejando M_{CR} , Tenemos:

$$M_{CR} = I \left(\frac{2 \sqrt{f'_c} A + P}{A y} \right)$$

$$M_{CR} = 10.18 \text{ Ton} - \text{m}$$

Recordar: Según la NTP E. 060, la sección deberá soportar un momento flector por lo menos igual a $M = 1.20 M_{CR} = 12.22 \text{ Ton} - \text{m}$, como este valor es mayor que $M_u = 11.86 \text{ Ton} - \text{m}$, se trabajara con $M_{u \text{ Final}} = 12.22 \text{ Ton} - \text{m}$ para el diseño del refuerzo vertical.

i. Refuerzo Vertical y Momento Flector Nominal (M_n)

Esfuerzo Producido por la Carga Axial Máxima (P_u/A)

$$\sigma_{\text{Axial}} = \frac{P_{u2}}{A} = 4.66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

10% de la Resistencia a Compresión del Concreto

$$0.10 f'_c = 21 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuando el esfuerzo producido por la carga axial máxima ($\frac{P_{u2}}{A}$) sea menor que el 10% de la resistencia a compresión del concreto (210 Kg/cm²), por lo que para el diseño por flexo-compresión se utilizara un factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.90$). El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:

$$A_s f_y D + \frac{1}{2} P_{u1} L \geq \frac{M_{u \text{ Final}}}{\phi}$$

Donde: $D = 0.80 L = 0.80 (1.10 \text{ m}) = 0.88 \text{ m}$ (Peralte Efectivo)

$$\text{Con lo cual: } A_s = \frac{\frac{M_{u \text{ Final}}}{\phi} - \frac{P_{u1} L}{2}}{f_y D} = \frac{\frac{12.22 \text{ Ton} - (5.54 \text{ Ton})(1.10 \text{ m})}{0.90}}{(42\,000 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2})(0.88 \text{ m})} = 2.85 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se colocará 4 Ø 3/8" en los extremos más una cuantía interior mínima igual a 0.0025 (Ø 8 mm @ 0.15 m). Dibujado el diagrama de interacción correspondiente (con valores nominales M_n , P_n), puede observarse en la que los puntos $\frac{M_u}{\phi}$, $\frac{P_u}{\phi}$ caen en su interior, por tanto, el refuerzo es adecuado. Adicionalmente, ingresando al diagrama con $\frac{P_{u2}}{\phi} = \frac{7.69 \text{ Ton}}{0.90} = 8.54 \text{ Ton}$, se obtiene un momento nominal $M_n = 22.22 \text{ Ton} - \text{m}$, para este valor se obtiene $c = 0.19 \text{ m}$.

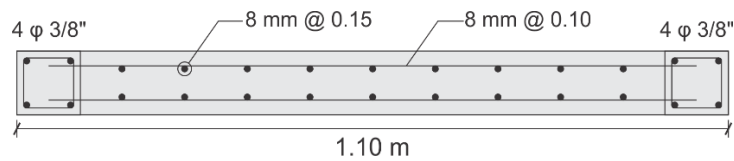


Figura 147. Distribución Final de los Aceros en la Placa 3.
Fuente: Elaboración Propia.

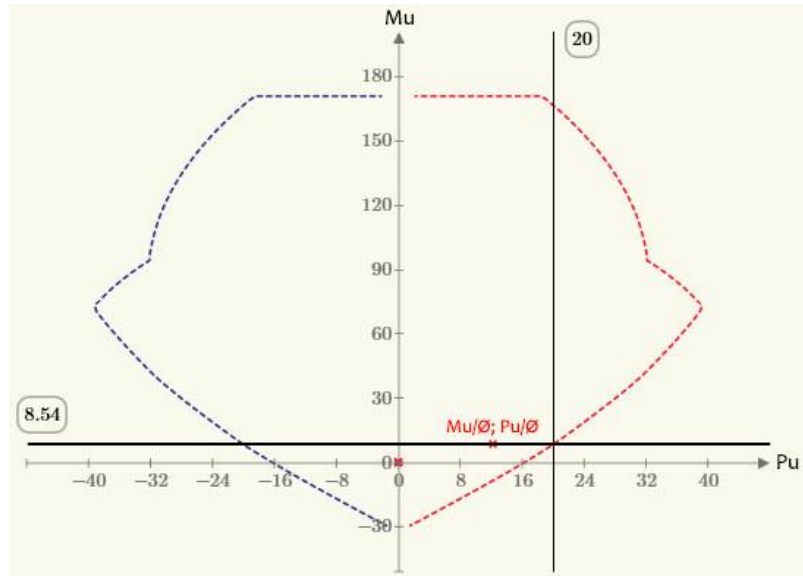


Figura 148. Diagrama de Interacción de la Placa 3.
Fuente: Elaboración Propia.

j. Refuerzo Horizontal

El refuerzo horizontal debe ser capaz de soportar la fuerza cortante V_u asociada al mecanismo de falla por flexión, admitiéndose que el refuerzo vertical puede incurrir en su zona de endurecimiento.

j.1. Fuerza Cortante (V_u) Asociada al Mecanismo de Falla por Flexión

$$V_u = 1.25 V_{u2} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 1.25(4.55 \text{ Ton}) \left(\frac{22.22 \text{ Ton} - \text{m}}{11.86 \text{ Ton} - \text{m}} \right)$$

$$V_u = 10.66 \text{ Ton}$$

j.2. Resistencia Nominal al Corte (V_n)

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Cortante Aportada por el Concreto

V_s : Cortante Aportada por el Refuerzo

j.2.1. Calculo del V_c

$$V_c = A \alpha \sqrt{f'_c}$$

Donde:

α : 0.53 (Muro Esbelto, $\frac{h_T}{L} > 2.50$)

A : Área de Corte del Muro

$$V_c = 10.98 \text{ Ton}$$

j.2.2. Calculo del V_s

$$V_s = \rho_{\text{mín Horizontal}} A_{\text{Placa}} f_y$$
$$V_s = 15.02 \text{ Ton}$$

Se utilizará una cuantía mínima para el refuerzo horizontal siempre que se cumpla que $V_u = 10.66 \text{ Ton}$ sea mayor a $0.50 \phi V_c = 0.50(0.85)(10.98 \text{ Ton}) = 4.67 \text{ Ton}$. Teniendo en consideración que siempre deberá existir una cuantía mínima de refuerzo de $\rho_{\text{mín Horizontal}} = 0.0025$.

Lo que proporciona: $V_n = 10.98 \text{ Ton} + 15.02 \text{ Ton} = 26 \text{ Ton}$. Este valor no debe ser mayor que $2.70 A \sqrt{f'_c} = 2.70(1650 \text{ cm}^2) \left(\sqrt{210} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 64.66 \text{ Ton}$.

Por lo tanto, se emplea $V_n = 26 \text{ Ton}$.

Con la cuantía mínima de refuerzo horizontal se obtiene $\phi V_n = 0.85(26 \text{ Ton}) = 22.10 \text{ Ton} > V_u = 10.66 \text{ Ton}$, por lo que se utilizara $\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$ ($\rho = \frac{0.50 \text{ cm}^2}{(10 \text{ cm})(15 \text{ cm})} = 0.0033$).

k. Diseño por Deslizamiento

Para poder determinar si la placa (muro de concreto armado) no sufrirá deslizamiento alguno, se tiene que calcular primeramente la resistencia al corte-fricción en la base de la placa, el cual está dada por:

$$R_{cf} = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

Donde:

μ : Coeficiente de Fricción

μ : 1.00 (Coeficiente de Fricción con Juntas con Tratamiento)

μ : 0.80 (Coeficiente de Fricción con Juntas sin Tratamiento)

N_u : Fracción de la Carga Muerta

A_v : Área de Acero Vertical Total

$$R_{cf} = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

$$R_{cf} = 0.85 (0.85) (0.90 \times 5.45 \text{ Ton} + 12 \text{ cm}^2 \times 4 \text{ 200} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})$$

$$R_{cf} = 36.42 \text{ Ton} > V_u = 10.66 \text{ Ton (No Existe Deslizamiento!)}$$

l. Confinamiento en los Bordos

l.1. Primera Verificación

l.1.1. 10% y 20% del Esfuerzo a Compresión

$$\sigma_{10\% \text{ Compresión}} = 0.10 f'_c = 21 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{20\% \text{ Compresión}} = 0.20 f'_c = 42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

l.1.2. Esfuerzo Máximo de Flexo-Compresión en la Fibra Extrema

$$\sigma = \frac{P_{u2}}{A} + \frac{M_u y}{I}$$

Donde: $y = \frac{1}{2}L = 0.55 \text{ m}$

$$\sigma = \frac{7 \text{ 690 Kg}}{1650 \text{ cm}^2} + \frac{(1 \text{ 186 000 Kg - cm})(55 \text{ cm})}{1663750 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma = 43.87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 0.21 f'_c$$

Según el ACI, cuando el esfuerzo por flexo-compresión supere el 20% de la resistencia del concreto se tendrá que confinar los bordes de la placa, cuando ocurra lo contrario no se tendrá la necesidad de confinar los bordes.

1.2. Segunda Verificación

De acuerdo a la NTP E. 060 (2016), los muros de concreto armado no se confinan cuando se cumple la relación:

$$c < \frac{L}{600 \left(\frac{\Delta = 0.75 R D_e}{h_m} \right)}$$

Donde:

c : Profundidad del Eje Neutro

L : Longitud Total de Muro

h_m : Altura Total del Muro

Δ : Desplazamiento Inelástico Absoluto del Cuarto Nivel

D_e : Desplazamiento Elástico Absoluto del Cuarto Nivel

$$c = 0.19 \text{ m} < \frac{1.10 \text{ m}}{600 \left[\frac{\frac{3}{4} (5.10)(0.004564 \text{ m})}{10.80 \text{ m}} \right]} = 1.13 \text{ m}$$

“Se emplean los siguientes conceptos” (NTP E. 060, 2016):

Artículo 21.9.7.3. Recubrimiento mínimo de 25 mm.

Artículo 21.9.7.6. (d) Estribos de 3/8” para barras hasta 1”.

El máximo diámetro usado es de 5/8” pudiéndose utilizar estribos de 8 mm, sin embargo, se emplearán estribos de 3/8”

por seguridad. De acuerdo a la Tabla 7.1 de la norma, el diámetro del doblado para este diámetro es $6d_b$, siendo aproximadamente 6 cm, Además:

Artículo 7.6.1. Distancia mínima entre barras paralelas debe ser d_b pero no menor de 25 mm.

Artículo 21.9.7.6. (d)El gancho sísmico consistirá en doblez de 135° , en nuestro caso será de 76 mm.

Artículo 21.9.7.6. (d)El espaciamiento no debe exceder el menor de:

- $10d_b$ de la barra de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección del elemento de borde.
- 25 cm.

1.3. Detallado de los Estribos

Por lo tanto, se emplearán $\# 8$ mm, 1 @ 0.05, 7 @ 0.10 y el R. @ 0.25.

7.2.5. Diseño de Cimientos Corridos

Se procede a diseñar el muro Y13, debido a que es el más crítico (ver **Figura 143**). En la **Figura 149**, se puede visualizar la vista en planta del posible cimiento corrido y sus respectivas variables. Por último, la **Figura 150**, muestra una vista en elevación y los casos de posicionamiento que se dan debido a los límites colindantes del terreo a construir, encontrándonos en el Caso II.

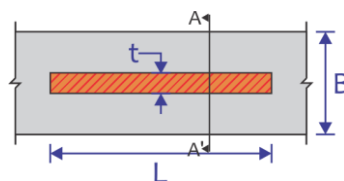


Figura 149. Vista en Planta del Cimiento Corrido.
Fuente: Elaboración Propia.

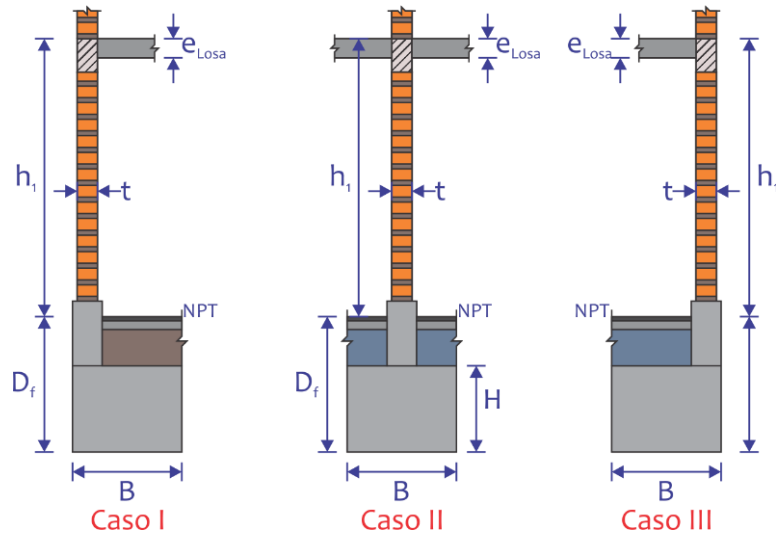


Figura 150. Vista en Elevación de los Casos de Cimientos Corridos.
Fuente: Elaboración Propia.

Datos Generales:

$L_{\text{Muro}} = 1.61 \text{ m}$ $h_1 = 0.80 \text{ m}$ $q_{\text{adm}} = 2.26 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
 $t = 0.13 \text{ m}$ $h_2 = 0.40 \text{ m}$ $f'_c = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
 $D_f = 1.00 \text{ m}$

Cargas de Gravedad y Sísmicas

$P_{\text{CM}} = 9.41 \text{ Ton}$ $M_{\text{CMx}} = 0.08 \text{ Ton}$ $M_{\text{CMy}} = 0.03 \text{ Ton}$
 $P_{\text{CV}} = 2.59 \text{ Ton}$ $M_{\text{CVx}} = 0.03 \text{ Ton}$ $M_{\text{CVy}} = 0.01 \text{ Ton}$
 $P_{\text{Sx}} = 5.09 \text{ Ton}$ $M_{\text{Sx}} = 5.69 \text{ Ton}$ $M_{\text{Sy}} = 0.06 \text{ Ton}$
 $P_{\text{Sy}} = 7.35 \text{ Ton}$

Capacidad Admisable Castigada (q_{adm})

Tengo que castigarle debido a que se desconoce el peso del relleno y el de la zapata, por ello es necesario aplicar un factor de seguridad al peso total de la columna.

$$q_{\text{adm}} = q_{\text{adm Inicial}} - 3.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 19.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Capacidad Admisibile por Sismo

Para el caso del análisis y diseño sismorresistente en zapatas y/o cimientos corridos, se deberá de incrementar en un 30% a la capacidad portante del terreno en estudio (NTP E. 060, 2016).

$$q_{\text{adm Sismo}} = 1.30 q_{\text{adm Inicial}} = 29.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a. Factor de Suelo (f_s)

Suelo Duro	: $q_{\text{adm}} \geq 2.50$	($f_s = 1.05$)
Suelo Intermedio	: $1.50 \leq q_{\text{adm}} < 2.50$	($f_s = 1.07$)
Suelo Blando	: $q_{\text{adm}} < 1.50$	($f_s = 1.10$)

b. Ancho (B) del Cimiento Corrido

Se calcula el peso total de la columna por cargas de servicio, para posteriormente poder calcular un ancho de cimiento corrido tentativo.

$$\begin{aligned} P_{\text{Columna}} &= P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} \\ P_{\text{Columna}} &= 9.41 \text{ Ton} + 2.59 \text{ Ton} \\ P_{\text{Columna}} &= 12.00 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Para poder calcular el ancho tentativo, se deberá de castigar por el factor de 1.07 al peso de la columna ya calculada antes. El primer valor arrojado deberá ser verificado por corte y punzonamiento, en caso de no ser suficiente el ancho del cimiento, este se deberá de incrementar al punto que sea capaz de resistir todas las verificaciones que se verán más adelante.

$$B = \frac{P_{\text{Columna}} \times f_s}{\left(q_{\text{adm}} - 3.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) L_{\text{Muro}}}$$

$$B = \frac{12.00 \text{ Ton} \times 1.07}{\left(22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - 3.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right) (1.61 \text{ m})}$$

$$B = 0.41 \text{ m} \approx 0.85 \text{ m}$$

Se trabaja con un ancho de 0.85 m, debido a que este ancho cumple los requisitos de verificación por corte y punzonamiento, el primer ancho no cumplía los requisitos mínimos del diseño.

c. Área Tentativa del Cimiento Corrido

Después de haber obtenido el ancho del cimiento corrido, se procederá a calcular el área de zapata final.

$$A_{CC} = B (L_{\text{Muro}})$$

$$A_{CC} = 1.37 \text{ m}^2$$

c.1. Calculando el Vuelo (c)

En la **Figura 151**, se aprecia la variable del vuelo a calcular, así como otras variables necesarias para su respectivo diseño.

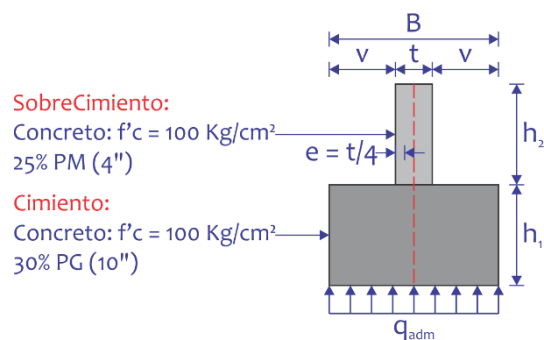


Figura 151. Corte de la Sección Transversal del Cimiento Corrido.

Fuente: Elaboración Propia.

Asumimos: $h_1 = 0.80 \text{ m}$

$$l_v = \frac{B - t}{2} + \frac{t}{4} = 0.39 \text{ m}$$

d. Verificación de Momentos

d.1. Momentos en “x” por Cargas de Gravedad

$$M_x = M_{CMx} + M_{CVx} = 0.11 \text{ Ton}$$

$$q_1 = \frac{P_{\text{Columna}}}{A_{cc}} + \frac{6 M_x}{B L^2}$$

$$q_1 = 9.68 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{adm}} = 22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

d.2. Momentos Biaxiales “x” e “y” por Cargas de Gravedad

$$M_x = M_{CMx} + M_{CVx} = 0.11 \text{ Ton}$$

$$M_y = M_{CMy} + M_{CVy} = 0.04 \text{ Ton}$$

$$q_2 = \frac{P_{\text{Columna}}}{A_{cc}} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 9.89 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{adm}} = 22.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

d.3. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “x”

$$M_x = M_{CMx} + M_{CVx} + M_{Sx} = 5.80 \text{ Ton}$$

$$M_y = M_{CMy} + M_{CVy} = 0.04 \text{ Ton}$$

$$P_S = P_{CM} + P_{CV} + P_{Sx} = 17.09 \text{ Ton}$$

$$q_1 = \frac{P_S}{A_{cc}} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 29.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.30(q_{\text{adm}})$$

$$q_1 = 29.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 29.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

d.4. Momentos Biaxialmente Incluyendo Sismo en “y”

$$M_x = M_{CMx} + M_{CVx} = 0.11 \text{ Ton}$$

$$M_y = M_{CMy} + M_{CVy} + M_{Sy} = 0.10 \text{ Ton}$$

$$P_S = P_{CM} + P_{CV} + P_{Sy} = 19.35 \text{ Ton}$$

$$q_1 = \frac{P_S}{A_{cc}} + \frac{6 M_x}{L B^2} + \frac{6 M_y}{B L^2}$$

$$q_1 = 15.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.30(q_{\text{adm}})$$

$$q_1 = 15.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 29.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \text{ --- Cumple!}$$

e. Factor Ponderado

e.1. Para Cargas de Gravedad Amplificadas

$$P_{\text{CM}} = 9.41 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{CV}} = 2.59 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{Total}} = P_{\text{CM}} + P_{\text{CV}} = 12.00 \text{ Ton}$$

Las **Tabla 105** y **Tabla 106**, muestran el procedimiento de obtención de los factores ponderados, los que servirán para poder obtener las presiones ultimas de diseño “ q_u ”.

Tabla 105

Factor Ponderado de Carga Muerta y Carga Viva – Cimiento Corrido

P_{CM}	9.41 Ton	9.41 Ton / 12.00 Ton	0.78 (78.00%)
P_{CV}	2.59 Ton	2.59 Ton / 12.00 Ton	0.22 (22.00%)
Σ	12.00 Ton	-	1.00 (100.00 %)

$$\text{FP} = 1.40(0.78) + 1.70(0.22)$$

$$\text{FP} = 1.46$$

e.2. Cargas de Gravedad y Sismo Amplificadas

Tabla 106

Factor Ponderado de Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo – Cimiento Corrido

P_{CM}	9.41 Ton	9.41 Ton / 17.09 Ton	0.55 (55.06%)
P_{CV}	2.59 Ton	2.59 Ton / 17.09 Ton	0.15 (15.16%)
P_{S}	5.09 Ton	5.09 Ton / 17.09 Ton	0.30 (29.78%)
Σ	17.09 Ton	-	1.00 (100.00 %)

$$\text{FP} = 1.25(0.55) + 1.25(0.15) + 1.25(0.30)$$

$$\text{FP} = 1.25$$

f. Presiones Ultimas de Diseño (q_u)

f.1. Condición Biaxial Sin Sismo

$$q_{u1} = 1.46 q_1 = 1.46 \left(9.89 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 14.44 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

f.2. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “x”

$$q_{u2} = 1.25 q_2 = 1.25 \left(29.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 36.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

f.3. Condición Biaxial Incluyendo Sismo en “y”

$$q_{u3} = 1.251 q_3 = 1.25 \left(15.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) = 19.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se escogerá el mayor de las presiones últimas, para poder asegurar nuestro diseño en el caso más crítico.

$$q_u = 36.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

h. Verificación por Fuerza Cortante

La verificación por corte se realizará con la presión ultima de diseño obtenida anteriormente $q_{u \text{ Diseño}} = 36.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$, cuando este valor sea mayor a la dimensión del vuelo del cimiento, no se necesitará verificación por corte debido a que la zona de análisis se encontrará fuera del vuelo generando valores negativos.

$$d = 0.80 \text{ m} > l_v = 0.39 \text{ m (Cumple!)}$$

i. Verificación por Punzonamiento

Para poder realizar la verificación por punzonamiento, se tiene que tomar una distancia del peralte dividido por dos, este valor se obtiene de ensayos en laboratorio donde se comprobó que tiende a generarse la

falla a esta distancia. Al igual que la verificación por corte, cuando la distancia a analizar se encuentre fuera o supere el vuelo no será necesario su comprobación y se asegura que cumple con la verificación.

$$\frac{d}{2} = 0.40 \text{ m} > 0.39 \text{ m (Cumple!)}$$

j. Resistencia a Tracción del Concreto

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 20.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

j.1. Esfuerzo de Tracción por Flexión Actuante en la Base del Cimiento

El esfuerzo a tracción producto de la flexión actuante en la base del cimiento, quien se comporta como un volado debe ser menor a la resistencia a tracción del concreto, esto para poder asegurar que el concreto sea quien absorba los esfuerzos y no necesite del refuerzo.

$$\sigma = 6 \frac{M_u}{(1.00) h_1^2} < f_r$$

$$\sigma = 2.65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < f_r = 20.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Diseño Correcto!)}$$

k. Área de Acero Requerido y Espaciado

En la **Figura 152**, se muestra una imagen donde se puede deducir la fórmula para calcular el momento último. Este momento nos permitirá poder verificar si nuestro cimiento corrido necesita de acero o solo dependerá del mismo concreto.

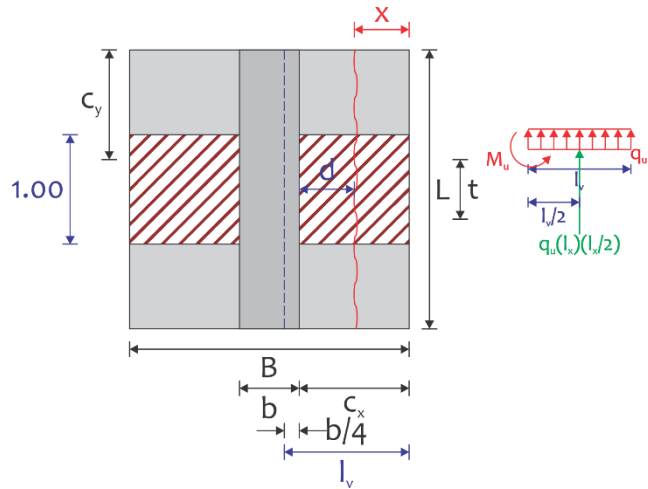


Figura 152. Interpretación del Momento Ultimo en el Cimiento.
Fuente: Elaboración Propia.

$$M_u = q_u \left(\frac{l_v^2}{2} \right)$$

k.1. Momento Último “ M_u ”

$$M_u = q_u \left(\frac{l_v^2}{2} \right) \times (1.00 \text{ m})$$

$$M_u = 2.83 \text{ Ton} - \text{m}$$

k.2. Momento Resistente “ M_r ”

$$M_r = 0.111 \sqrt{f'_c} b h_1^2$$

$$M_r = 7.10 \text{ Ton} - \text{m}$$

k.3. Momento Nominal “ M_n ”

$$M_n = \frac{M_r}{\phi}$$

$$M_n = \frac{7.10 \text{ Ton} - \text{m}}{0.50} = 14.21 \text{ Ton} - \text{m}$$

Comparando: $M_u < M_r$ (Cumple!)

I. Detallado del Cimiento Corrido

La **Figura 153**, muestra el detallado final del cimiento corrido, así como las dimensiones finales obtenidas ante una evaluación por solicitaciones sísmicas.

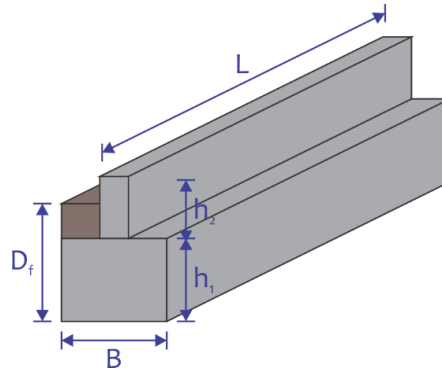


Figura 153. Detallado Final del Cimiento Más Crítico
Fuente: Elaboración Propia

Tenemos:

- B : 0.85 m (Ancho del Cimiento Corrido)
- D_f : 1.00 m (Profundidad de Desplante)
- h_1 : 0.80 m (Peralte del Cimiento Corrido)
- h_2 : 0.40 m (Peralte del Sobre-Cimiento)

7.2.6. Diseño de Alféizar

Parte fundamental de todo diseño de edificaciones es aislar los elementos portantes de los no portantes, por ello se debe de realizar el respectivo diseño de los muros no portantes de manera separada y que así no perjudique al muro portante. Una falla conocida en la cual incurren los pórticos con los muros no portantes, es la falla por columna corta por el cambio de rigideces y la diferencia de alturas que estos tienen. Para evitar esta falla se recomienda dar una junta de separación de 1" entre estos elementos, ya que debido a los desplazamientos que existen podrían ambos colisionar al coincidir con sus desplazamientos sísmicos en una determinada dirección.

El momento sísmico distribuido por unidad de longitud genera un esfuerzo de tracción "x" flexión en una de las caras de la albañilería, tal y como se observa en la **Figura 154**.

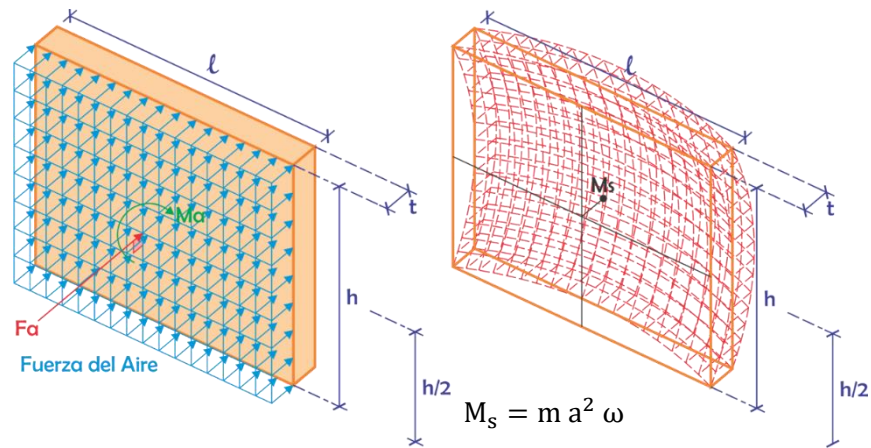


Figura 154. Acción del Momento Sísmico en el Alféizar.
Fuente: Elaboración Propia.

$$f_s = \frac{6M_s}{t} \leq f_t$$

a. Esfuerzo Admisible por Tracción

$$1.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Albañilería Simple}$$

$$3.00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Albañilería Armada (Rellena de Concreto Líquido)}$$

b. Fuerza Sísmica

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal y como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde: a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características

dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura.

Sin embargo, existe la alternativa para calcular la fuerza F , mediante un análisis estático, pudiendo utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde: F_i es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y P_i el peso de dicho nivel.

Los valores de C_1 se tomarán de la **Tabla 107**.

“Para calcular las solicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles” (NTP E. 030, 2016).

Tabla 107
Valores de C_1

Elementos que al fallar pueden precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3.00
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2.00
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3.00
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1.50

Fuente: NTP E. 030 (2016), Capítulo 06, Tabla 12

c. Momento Sísmico

El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en Kg-m/m), producido por la carga sísmica “w”, se calculará mediante la siguiente expresión (NTE E. 070, 2016):

$$M_s = m a^2 \omega$$

Donde:

m : Coeficiente de Momento (Adimensional).

a : Dimensión Crítica del Paño de Albañilería.

d. Tipos de Arriostramientos

d.1. 4 Bordes Arriostrados

En la **Figura 155**, se aprecia un muro de albañilería, el que se encuentra confinada en sus 4 bordes, donde los confinamientos verticales vienen dados por las columnas de confinamiento, mientras que los horizontales por lo general representan a las vigas soleras.

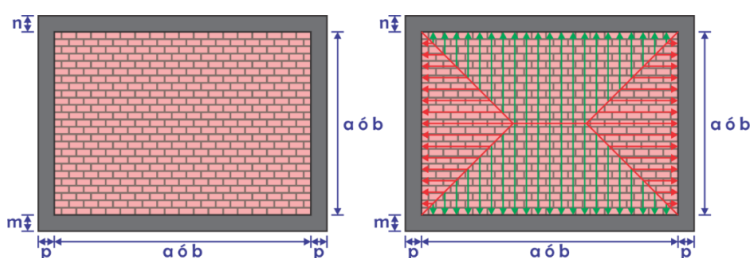


Figura 155. Muro con 4 Bordes Arriostrados.

Fuente: Elaboración Propia.

a = Menor Dimensión

b = Mayor Dimensión

Tabla 108

Valores del Coeficiente de Momento “m” y Dimensiones Crítica “a” (4 Bordes Arriostrados)

b/a							
1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	3.00	α
m							

0.0479	0.0627	0.0753	0.0862	0.0948	0.1017	0.1180	0.1250
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Fuente: NTP E. 070 (2016), Capítulo 09 – Tabla 12

d.2. 3 Bordes Arriostrados

En la **Figura 156**, se aprecia un muro de albañilería, el que se encuentra confinada en sus 3 bordes, donde los confinamientos verticales vienen dados por las columnas de confinamiento, mientras que el horizontal por lo general representa a la viga solera.

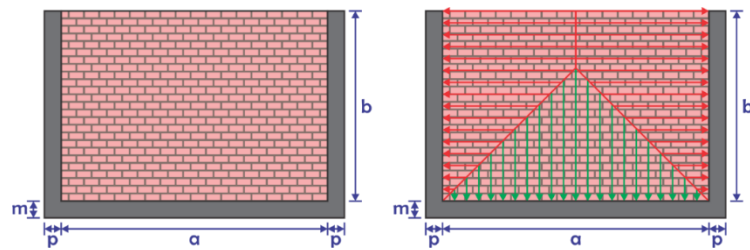


Figura 156. Muro con 3 Bordes Arriostrados.

Fuente: Elaboración Propia.

a = Menor Dimensión

b = Mayor Dimensión

Tabla 109

Valores del Coeficiente de Momento “m” y Dimensiones Crítica “a” (3 Bordes Arriostrados)

b/a							
0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.50	2.00
m							
0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132

Fuente: NTP E. 070 (2016), Capítulo 09, Tabla 12

d.3. 2 Bordes Arriostrados

En la **Figura 157**, se aprecia un muro de albañilería, el que se encuentra confinada en sus 2 bordes, donde los confinamientos horizontales por lo general representan a la viga solera.

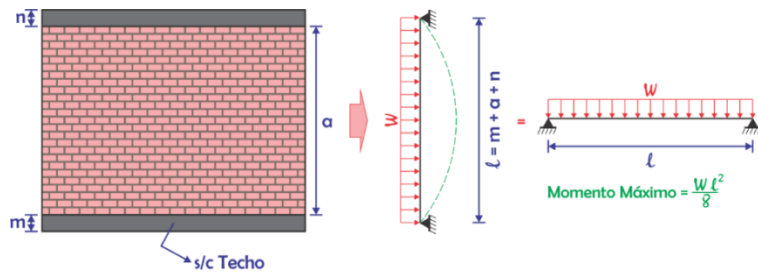


Figura 157. Muro con 2 Bordes Arriostrados.
Fuente: Elaboración Propia.

a = Altura de Muro

$m = 0.125$

d.4. 1 Borde Arriostrado

En la **Figura 158**, se aprecia un muro de albañilería, el que se encuentra confinada en solo 1 borde, donde el confinamiento horizontal viene dado por el sobre-cimiento o la viga solera.

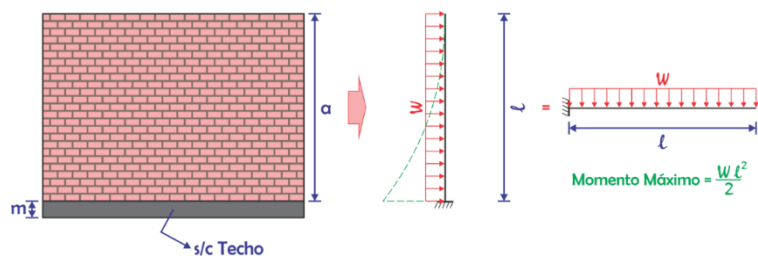


Figura 158. Muro con 1 Bordes Arriostrados.
Fuente: Elaboración Propia.

a = Altura de Muro

$m = 0.50$

e. Diseño del Alféizar más Crítico

Para poder proceder a la etapa del diseño se eligió el alféizar proveniente de la ventana 8 (ver **Tabla 102**) por ser el más crítico (mayor longitud). Todos los alféizar y/o muros no portantes se diseñarán de la misma manera por tener un mismo comportamiento estructural y

sísmico. En la **Figura 159**, se puede visualizar las dimensiones y los confinamientos propuestos en sus tres bordes.

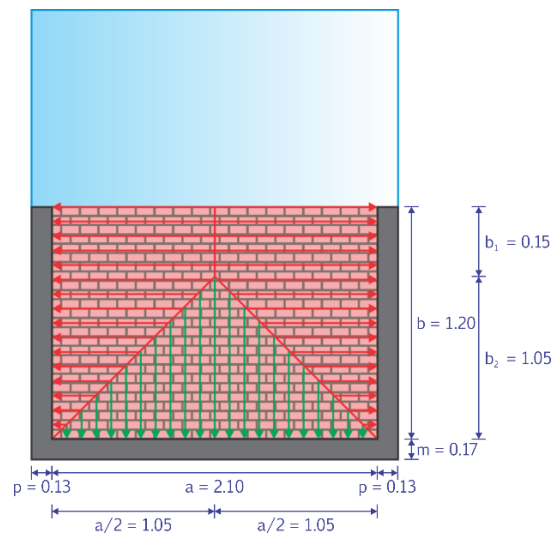


Figura 159. Dimensiones del Alféizar a Diseñar.
Fuente: Elaboración Propia.

Se propondrá trabajar con una columna de confinamiento de dimensión 0.13 m de base y 0.13 m de peralte, estas dimensiones son tentativas ya que posteriormente serán verificadas en la etapa de diseño.

Datos:

Elegir Perfil de Suelo	: S ₂
Elegir Zona	: Z ₃
Factor de Zona "Z"	: 0.35
T _P (s)	: 0.60
T _L (s)	: 2.00
Factor de Suelo "S"	: 1.15
Factor de Uso "U"	: 1.00
Factor de Reducción "R _o "	: 3.00
Factor Sísmico "C ₁ "	: 3.00
Peso Específico "γ"	: 1800 Kg/cm ³
Espesor del Muro "t"	: 0.13 m
Altura de Alféizar "b"	: 1.20 m
Ancho del Alféizar "a"	: 2.10 m

Espesor de Losa "m"	: 0.17 m
Altura de Alféizar "b1"	: 1.05 m
Altura de Alféizar "b2"	: 0.15 m
Relación "b/a"	: 0.57

e.1. Fuerza Sísmica (F)

A continuación, se procederá a calcular la fuerza sísmica, para ello tenemos que calcular la relación más crítica existente entre la fuerza lateral y el peso (ver **Tabla 110**) que se produce en el nivel donde se vaya a analizar el alfeizar.

$$F = 0.80 \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

$$F = 0.80(0.26)(3.00) \left[(1\,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3})(0.15 \text{ m}) \right]$$

$$F = 168.48 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Tabla 110
Fuerza Lateral y Peso por Niveles

Nivel	Fi en "x"	Fi en "y"	Peso	Fi/Pi en "x"	Fi/Pi en "y"
4	44.46	46.66	180.57	0.25	0.26
3	77.92	81.89	339.27	0.23	0.24
2	99.56	104.50	497.97	0.20	0.21
1	110.00	115.27	656.67	0.17	0.18

e.2. Coeficiente Adimensional (m)

En la **Tabla 111**, se puede apreciar el cálculo del valor “m” mediante la interpolación, este proceso se efectúa debido a que la relación “b/a” no se encuentra directamente en las tablas.

Tabla 111
Interpolando el Valor de “m”

b/a	m	
0.60	0.0740	
0.57	m	0.07
0.50	0.0600	

e.3. Momento Sísmico (M_s)

$$M_s = m a^2 \omega$$
$$M_s = 0.07(2.10 \text{ m})^2(168.48 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2})$$
$$M_s = 52.01 \frac{\text{Kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

e.4. Verificación del Esfuerzo Admisible a Tracción

$$f_m = \frac{6 M_s}{t^2} \leq 1.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$
$$\frac{6 (52.01 \frac{\text{Kg} \cdot \text{cm}}{\text{cm}})}{(15 \text{ cm})^2} = 1.39 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Ok!)}$$

e.5. Diseño por Flexión

En la **Figura 160**, se puede apreciar los esfuerzos que absorbe la columna de confinamiento, provenientes del muro y su propio peso como tal.

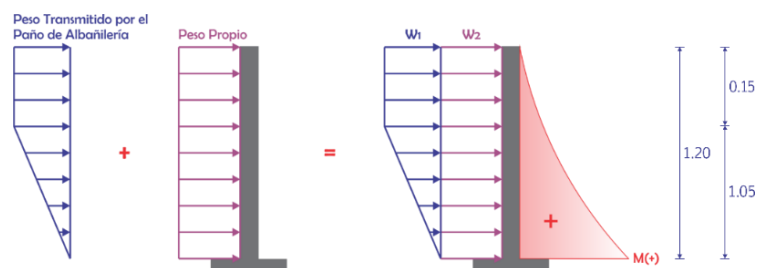


Figura 160. Peso de la Tabiquería y del Propio Elementos.
Fuente: Elaboración Propia.

Se propondrá la cantidad y el diámetro de acero a utilizar en la columna de confinamiento, para así según tablas poder calcular el área de acero total empleado en cada columna de confinamiento (ver **Tabla 112**). Se propondrá trabajar con dos aceros de 3/8” en cada columna de confinamiento, el que arrojará un determinado momento resistente y este a su vez deberá ser mayor al momento que actuante en la columna de confinamiento.

Tabla 112*Propuestas de Áreas de Aceros en la Columna de Confinamiento*

Descripción	8 mm	3/8"	12 mm
φ (cm)	0.80	0.95	1.20
As (cm ²)	0.50	0.71	1.13

Propiedades Mecánicas del Acero Utilizado:

Diámetro de Acero Colocado	: 3/8"
Cantidad de Aceros Utilizados	: 2
Área de Acero "As"	: 1.42 cm ²
Ancho de la Col. "b"	: 13.00 cm
Peralte de la Col. "h"	: 13.00 cm
Peralte Efectivo "d"	: 10.00 cm
Peso Específico "Y"	: 2400 Kg/m ³
Resistencia del Concreto " f_c "	: 175 Kg/cm ²
Resistencia a Fluencia " f_y "	: 4200 Kg/cm ²

e.5.1. Momento Actuante

Peso Albañilería " W_1 "	: 3.10 Kg-cm
Peso Propio Arriostre " W_2 "	: 3.41 Kg-cm
" M_1 " Producido por " W_1 "	: 24552.00 Kg-cm
" M_2 " Producido por " W_2 "	: 16623.75 Kg-cm
Momento Total " M_T "	: 41175.75 Kg-cm

e.5.2. Momento Resistente

- **Calculamos "a"**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$a = \frac{(1.42 \text{ cm}^2) \left(4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)}{0.85 \left(175 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right) (13 \text{ cm})}$$

$$a = 3.09 \text{ cm}$$

- Calculamos “M_r”

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

$$M_r = 45\,383.06 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Comparación: $M_R > M_T$ (Ok!)

e.6. Diseño por Corte

e.6.1. Cortante Actuante

Peso Albañilería "W₁" : 3.10 Kg-cm

Peso Propio Arriostre "W₂" : 3.41 Kg-cm

“M₁” Producido por “W₁” : 209.25 Kg-cm

“M₂” Producido por “W₂” : 409.20 Kg-cm

Momento Total “M_T” : 618.45 Kg-cm

e.6.2. Cortante Resistente

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{175 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} (13 \text{ cm})(10 \text{ cm})$$

$$V_c = 774.74 \text{ Kg}$$

Comparación: $\phi V_c > V_T$ (Ok!)

f. Detallado del Alféizar

La **Figura 161**, muestra el detallado final de todos los elementos que componen el alféizar.

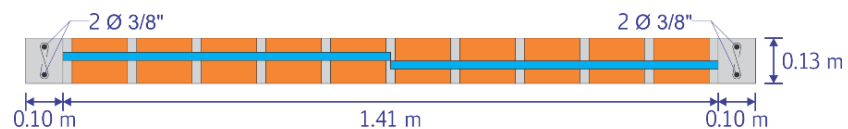


Figura 161. Detallado Final del Alféizar.

Fuente: Elaboración Propia.

Capítulo VIII

Estudio de Mecánica de Suelos

8.1. Alcances Referentes al Modo de Verificar la Calidad de Datos del EMS

Aun cuando el EMS y el Análisis Sismorresistentes son especialidades diferentes de la ingeniería civil, se considera, que el ingeniero estructural deberá estar en la capacidad de verificar los datos pertenecientes al EMS, motivo por el cual, en este capítulo, se trataran algunos conceptos a tener presente en la recolección de datos de un EMS (NTP E. 050, 2006), tales como:

- 1) Ítems que Comprende un Informe de EMS
- 2) Verificación de la Concordancia del EMS con la Cimentación Planteada
- 3) Consideraciones para el Ensayo de Corte Directo
- 4) Calculo de la Capacidad Portante del Suelo
- 5) Clasificación de Cimentación Rígida y Flexible
- 6) Asentamiento de la Cimentación

8.1.1. Ítems que Comprende un Informe de EMS

a. Memoria Descriptiva

a.1. Resumen de las Condiciones de Cimentación

Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe, tales como: tipo de cimentación, estrato de apoyo de la cimentación, parámetros de diseño de la cimentación (profundidad de la cimentación, presión admisible, factor de seguridad por corte y asentamiento diferencial o total) y agresividad del suelo.

a.2. Información Previa

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el EMS y de la recolectada por el PR, tales como: del terreno a investigar, de la obra a cimentar y datos generales de la zona.

a.3. Exploración de Campo

Descripción de los pozos, calicatas trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados con referencia a las normas empleadas.

a.4. Ensayos de Laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las normas empeladas.

a.5. Perfil del Suelo

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS, NTEP 339.134 (ASTM D 2487), plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color tamaño máximo y angulosidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150 (ASTM D 2488).

e.6. Análisis de la Cimentación

Descripción de las características físico-mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluirá memorias de cálculo en cada caso, en la que deberán indicarse todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En esta sección se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación (D_f).
- Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (FS).
- Estimación de los asentamientos que sufrirá la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).

e.7. Efecto del Sismo

En concordancia con la NTE E. 030 Diseño Sismorresistente, el EMS proporcionara como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (S).
- El Periodo de la Plataforma del Espectro de Suelo ($T_p(s)$).

b. Planos y Perfiles de Suelos

b.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración

En la **Figura 162**, se puede percibir el plano planimétrico (pendiente del terreno menor al 5%), donde se encuentran referenciados los 3 puntos de investigación, que a su vez cumple con aplicar las simbologías de la **Tabla 113**.

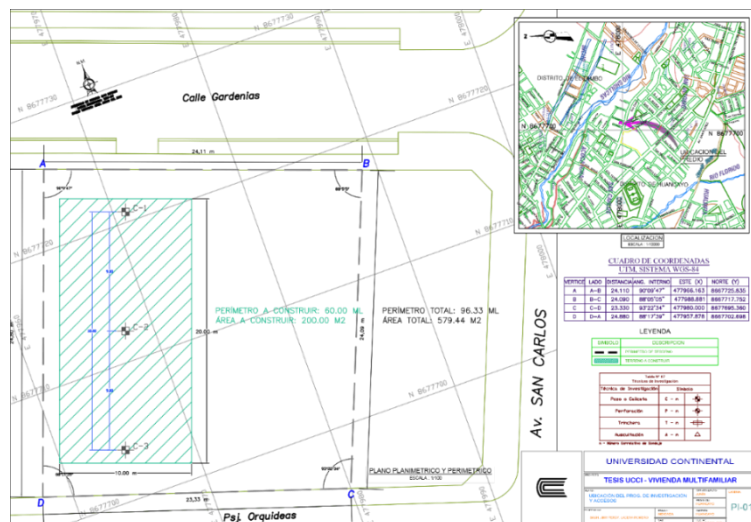






Figura 162. Plano de Puntos de Investigación.
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 113
Técnicas de Investigación

Técnica de Investigación	Símbolo
Pozo Calicata	C – n 
Perforación	P – n 
Trinchera	T – n 
Auscultación	A – n 

n – número correlativo de sondaje.

Fuente: NTP E. 050 (2016), Capítulo 02 – Tabla 07

b.2. Perfil Estratigráfico por Punto Investigado

Debe incluirse la información del perfil del suelo como se muestra en la **Figura 163**, según lo establecido en el **Ítem 8.1.1 (a.5)**, tanto de las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos “in situ”. Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la **Figura 164**.

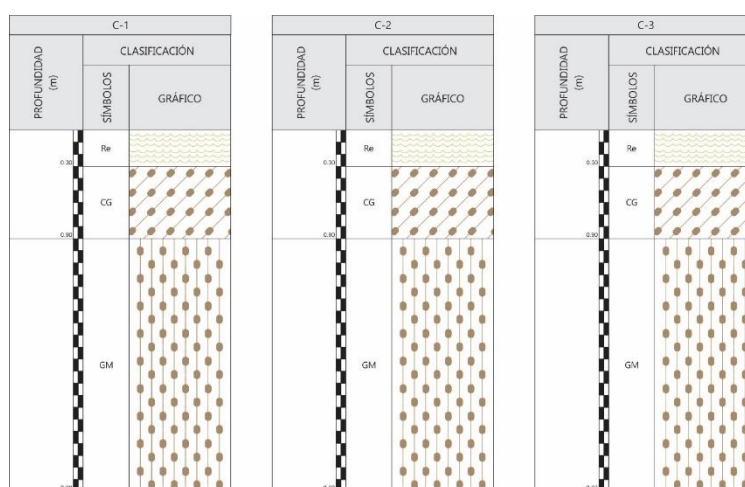


Figura 163. Perfil Estratigráfico por Punto Investigado.

Fuente: DOSED S.A.C. (El Tambo - Huancayo).

Divisiones Mayores	Símbolo		Descripción	
	SUCS	Grafico		
Suelos Granulares	Grava y Suelos Gravosos	GW		Grava Bien Graduada
		GP		Grava Mal Graduada
		GM		Grava Limosa
		GC		Grava Arcillosa
Suelos Granulares	Arena y Suelos Arenosos	SW		Arena Bien Graduada
		SP		Arena Mal Graduada



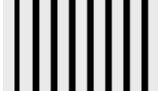





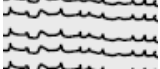
		SM		Arena Limosa
		SC		Arena Arcillosa
Suelos Finos	Limos y Arcillas (LL < 50)	ML		Limo Inorgánico de Baja Plasticidad
		CL		Arcilla Inorgánica de Baja Plasticidad
		OL		Limo Orgánico o Arcilla Orgánica de Baja Plasticidad
	Limos y Arcillas (LL > 50)	MH		Limo Inorgánico de Alta Plasticidad
		CH		Arcilla Inorgánica de Alta Plasticidad
		OH		Limo Orgánico o Arcilla Orgánica de Alta Plasticidad
Suelos Altamente Orgánicos	Pt		Turba y Otros Suelos Altamente Orgánicos	

Figura 164. Simbología de Suelos (Referencial).

Fuente: NTP E. 050 (2016), Capítulo 02 – Figura 04

c. Resultados de los Ensayos del Laboratorio

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de las normas de la **Tabla 114** (NTP E. 050, 2006).

Tabla 114

Ensayos de Laboratorios Realizados

Tipo de Ensayo Realizado	Normatividad
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D422)
Limite Líquido y Limite Plástico	NTP 339.129 (ASTM D4318)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 (ASTM D854)
Clasificación Unificado de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Densidad Relativa*	NTP 339.137 (ASTM D4253)
Descripción Visual-Manual	NTP 339.138 (ASTM D4254)
Descripción Visual-Manual	NTP 339.150 (ASTM D2488)
Corte Directo	NTP 339.170 (ASTM D3080)

Fuente: NTP E. 050 (2016), Capítulo 02 – Tabla 05

8.1.2. Verificación de la Concordancia del EMS con la Cimentación

a. Tipo de Cimentación

Al encontrarnos en una cimentación superficial, tal y como se muestra en la **Figura 165**, la norma establece que no debemos de tener una profundidad de exploración menor a 3 m, salvo se encontrase roca antes de lo propuesto (NTP E. 050, 2006).

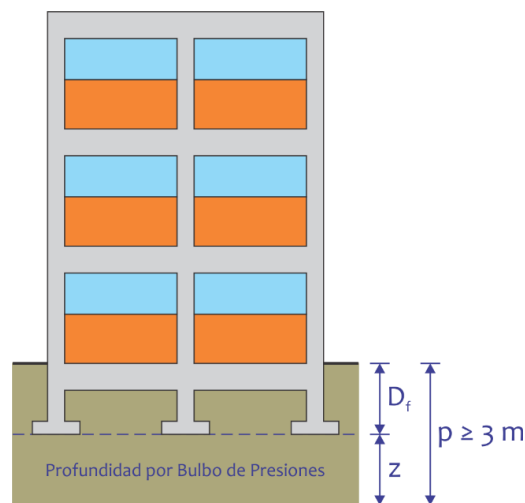


Figura 165. Profundidad de Cimentación Profunda.
Fuente: Elaboración Propia.

$$\frac{D_f}{B} < 5 \text{ (Cimentación Superficial)}$$

Donde:

D_f : Profundidad de Cimentación
 B : Ancho de la Cimentación

✓ Sistema Estructural Aporricado

D_f : 1.40 m
 B : 1.20 m
 z : 1.50 B = 2.52 m
 p : $D_f + z = 2.35 \text{ m} \approx 3.00 \text{ m}$

Reemplazando, Tenemos:

$$\frac{1.40 \text{ m}}{1.20 \text{ m}} = 0.23 < 5 \text{ (Cimentación Superficial)}$$

✓ **Sistema Estructural de Albañilería Confinada**

D_f : 1.40 m
 B : 1.20 m
 z : 1.50 $B = 2.52$ m
 p : $D_f + z = 2.35$ m ≈ 3.00 m

Reemplazando, Tenemos:

$$\frac{1.40 \text{ m}}{1.20 \text{ m}} = 0.23 < 5 \text{ (Cimentación Superficial)}$$

b. Información del Suelo

✓ Clasificación SUCS : Grava Limosa (GM)
✓ Densidad Seca (ρ_d) : 1.88 gr/cm³
✓ Angulo de Fricción : 28.49°
✓ Cohesión : 0.02 Kg/cm³

c. Parámetros de Diseño para la Cimentación

✓ Factor de Seguridad (FS) : 3
✓ Tipo de Falla : Falla General
✓ Profundidad de Cimentación (D_f) : 1.40 m

8.1.3. Consideraciones para el Ensayo de Corte Directo

“La finalidad de un ensayo de corte directo, es determinar la resistencia de una muestra de suelo sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existieran en el terreno producto de las aplicaciones de una carga” (Lermo, 2015).

Se debe realizar el ensayo a tres especímenes de una misma muestra, en lo que se debe verificar:

- Altura inicial de las 3 muestras (cm)
- Densidad humedad inicial (gr/cm³)
- Densidad seca inicial (gr/cm³)
- Contenido de humedad inicial (%)

Además, debe presentarse las medidas de:

- Altura de la muestra antes de Aplicar los esfuerzos de corte (cm)

- Altura final de la muestra (cm)
- Esfuerzo normal aplicado en cada espécimen (Kg/cm²)

Entre los diagramas a presentar se deben encontrar:

- Deformación tangencial vs esfuerzo por corte
- Esfuerzo normal vs esfuerzo de corte

Todo ensayo de corte directo debe presentar los valores del ángulo de fricción interna y la cohesión (Kg/cm²).

8.1.4. Calculo de la Capacidad Portante del Suelo

a. Capacidad de Carga Última

Terzaghi aplico el principio básico de las leyes de la estática, llegando a conocer de manera aproximada la falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa. Por lo tanto, para poder determinar la capacidad ultima de carga, se llegó la siguiente expresión:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación en Franja)}$$

Donde:

c : Cohesión del Suelo
 γ : Peso Específico del Suelo
 q : γD_f
 N_c, N_q, N_γ : Factores de Capacidad de Carga

Considerando los Datos:

Peso Específico (γ_d) : 1.88 gr/cm³
 Ángulo de Fricción (φ) : 28.49°
 Cohesión (c) : 0.02 Kg/cm²
 Factor de Seguridad (FS) : 3.00
 Profundidad de Desplante (D_f) : 1.40 m
 Ancho de la Cimentación (B) : 2.35 m

a.1. Factores de Capacidad de Carga

Terzaghi realizo estudios previos en laboratorio y campo para poder determinar de manera aproximada la naturaleza de la superficie de falla en suelos. Estos estudios fueron verificados por Vesic (1973), dando un aporte y recomendación de que el ángulo utilizado para poder calcular el factor de capacidad de carga (N_q) se aproxima más a $45^\circ + \phi/2$ que a ϕ . Es así que las relaciones fueron modificadas y corregidas de la siguiente manera:

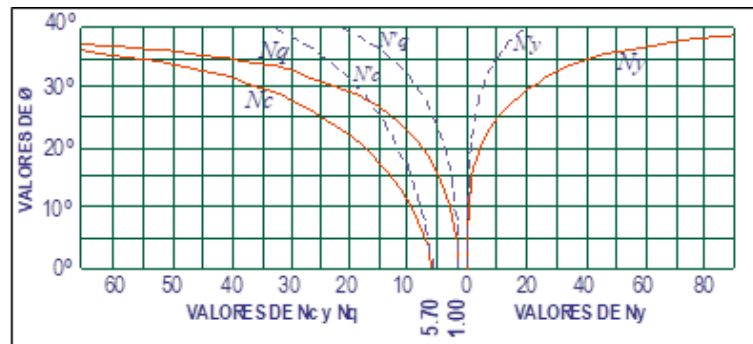


Figura 166. Factores de Capacidad de Carga del Suelo.

b. Capacidad de Carga Admisible (q_{adm})

El valor de la capacidad de carga admisible, es resultado del cociente de la capacidad de carga ultima y el factor de seguridad que por lo general tiene un valor numérico igual a 3.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

La **Tabla 115**, nos muestra los valores de la carga ultima y la carga admisible para una base de cimentación de 1.60 m, para casos donde la profundidad sufrirá variaciones cada 0.10 m.

Tabla 115

Calculo de la Capacidad de Carga Admisible del Suelo

Base (m)	Profundidad (m)	q_u ($\frac{Kg}{cm^2}$)	q_{adm} ($\frac{Kg}{cm^2}$)
2.35	3.00	3.00	1.00
2.35	3.00	3.00	1.00
2.35	3.00	3.00	1.00

En nuestro caso la zapata tendrá una profundidad de desplante de 1.40 m, por lo que le corresponde una capacidad de carga admisible de 1.25 Kg/cm².

c. Presión de Contacto de la Estructura

Al tener el metrado de la estructura y las medidas propuestas de cimentación de cimentación, se debe verificar que la presión de contacto generada sea menor que la capacidad de carga admisible del suelo.

Datos Importantes de la Cimentación del Eje 2-2 y Eje D-D:

Carga Muerta (CM) : 14.52 Ton
 Carga Viva (CV) : 52.66 Ton
 Base (B) : 2.35 m
 Largo (L) : 2.35 m
 Área (A) : 5.52 m²

Reemplazando:

$$Presión_{Contacto} = \frac{P_{CM} + P_{CV}}{B L}$$

$$Presión_{Contacto} = \frac{76.87 \text{ Ton} + 22.90 \text{ Ton}}{(2.35 \text{ m})(2.35 \text{ m})} = 1.81 \frac{Kg}{cm^2}$$

El siguiente paso es verificar que la presión de carga admisible del suelo, sea mayor a la capacidad de contacto generado por la estructura, tal y como se muestra a continuación:

$$Presión_{Contacto} < q_{adm}$$

$$1.81 \frac{Kg}{cm^2} < 1.52 \frac{Kg}{cm^2} \text{ (Cumple!)}$$

8.1.5. Clasificación de Cimentación Rígida y Flexible

a. Módulos Elásticos del Terreno

La clasificación de zapata rígida o flexible, se encuentra en función del comportamiento de la ley de presiones del terreno, por esta razón para este análisis se empleará la expresión mostrada en la **Figura 167**.

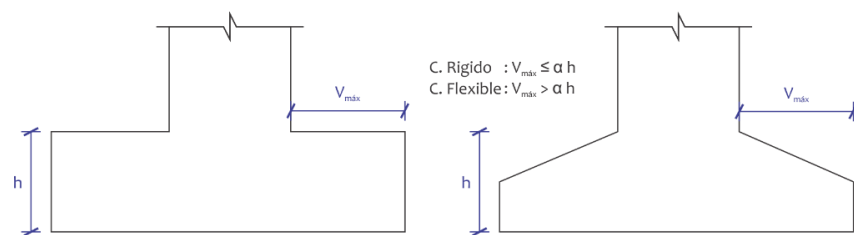


Figura 167. Criterios de Clasificación para Cimentación Rígida y Flexible (Caso D).

Fuente: Estructurando - Blog de Aportes Virtuales.

El valor numérico del factor “ α ”, será el mismo para ambos sistemas estructurales propuestos en el presente proyecto, ya que el módulo de elasticidad del terreo a cimentar y el módulo de elasticidad del material que forma la zapata son iguales.

$$\alpha = \frac{1}{2.2} \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^{1/3}$$

Donde:

E_s : Modulo de Elasticidad del Terreno a Cimentar

E_h : Modulo de Elasticidad del Material que Forma la Zapata

El módulo de elasticidad del terreo a cimentar se obtendrá de la **Tabla 116**. Por último, el módulo de elasticidad del material que forma la zapata, se obtendrá en función de su ancho y peralte.

Tabla 116
Parámetros Elásticos de Varios Suelos

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad E_s ($\frac{MN}{m^2}$)	Razón de Poisson μ_s
Arena Suelta	10 – 25	0.20 – 0.40
Arena de Compacidad Media	15 – 30	0.25 – 0.40
Arena Densa	35 – 55	0.30 – 0.45
Arena Limosa	10 – 20	0.20 – 0.40
Arena y Grava	70 – 170	0.15 – 0.35
Arcilla Blanda	04 – 20	–
Arcilla Media	20 – 40	0.20 – 0.50
Arcilla Dura	40 – 100	–
Arena Suelta	10 – 25	0.20 – 0.40

Fuente: Braja M. Das (2º Edición), Capítulo 11 – Tabla 11.5

✓ **Sistema Estructural Aporticado**

$$V_{\text{máx}} \leq \alpha h$$

$$0.90 \text{ m} \leq \left[\frac{1}{2.2} \left(\frac{15\,000 \sqrt{210} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{1\,223.66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] (0.60 \text{ m})$$

$$0.90 \text{ m} \leq 1.53 \text{ m (Cumple!)}$$

✓ **Sistema Estructural de Albañilería Confinada**

$$V_{\text{máx}} \leq \alpha h$$

$$0.35 \text{ m} \leq \left[\frac{1}{2.2} \left(\frac{15\,000 \sqrt{210} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{1\,223.66 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] (0.80 \text{ m})$$

$$0.35 \text{ m} \leq 2.04 \text{ m (Cumple!)}$$

b. Coeficiente de Balasto

Cuando se quiera tener en cuenta el coeficiente de balasto, en lugar de modulo elásticos del terreno, también se pueden aplicar las expresiones mostradas en la **Figura 168**.

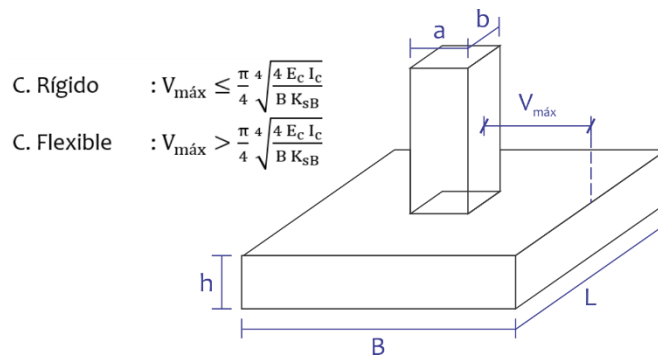


Figura 168. Criterios de Clasificación para Cimentación Rígida y Flexible (Caso II).

Fuente: Estructurando - Blog de Aportes Virtuales.

Donde:

I_c : Momento de Inercia de la Sección de la Zapata

K_{sB} : Modulo de Reacción del Suelo

Tabla 117

Módulo de Reacción del Suelo

q_{adm} ($\frac{Kg}{cm^2}$)	K_{sB} ($\frac{Kg}{cm^3}$)	q_{adm} ($\frac{Kg}{cm^2}$)	K_{sB} ($\frac{Kg}{cm^3}$)	q_{adm} ($\frac{Kg}{cm^2}$)	K_{sB} ($\frac{Kg}{cm^3}$)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40

Fuente: Córdova Ingenieros s/a

✓ **Sistema Estructural Aporticado**

$$V_{\text{máx}} \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 E_c I_c}{B K_{sB}}}$$

$$0.90 \text{ m} \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 (15\,000\sqrt{210}) (4\,230\,000 \text{ cm}^4)}{(235 \text{ cm}) (4.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3)}}$$

$$0.90 \text{ m} \leq 0.91 \text{ m (Cumple!)}$$

✓ **Sistema Estructural de Albañilería Confinada**

$$V_{\text{máx}} \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 E_c I_c}{B K_{sB}}}$$

$$0.35 \text{ m} \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 (15\,000\sqrt{210}) (3\,626\,666.67 \text{ cm}^4)}{(85 \text{ cm}) (4.50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3)}}$$

$$0.35 \text{ m} \leq 2.37 \text{ m (Cumple!)}$$

8.1.6. Asentamiento de la Cimentación

Se pueden despreciar los efectos de los asentamientos diferenciales en el diseño de cimentaciones, siempre y cuando los hundimientos del suelo sean pequeños bajo cargas impuestas por la estructura o cuando la cimentación tenga una rigidez mucho mayor que la del suelo que se apoya (Meli, 1985).

Discusión de Resultados

1. Distribución Arquitectónica

El sistema estructural aporticado, tiene un área total a construir de 200 m², de donde un área de 29.84 m² se encuentran delimitados por columnas y muros no portantes, por último, nos queda un área de 170.16 m², el cual está destinado al espacio de libre tránsito dentro de cada nivel propuesto.

El sistema estructural albañilería confinada, tiene un área total a construir de 200 m², de donde un área de 24.83 m² se encuentran delimitados por placas, muros portantes y no portantes, por último, nos queda un área de 175.17 m², el cual está destinado al espacio de libre tránsito dentro de cada nivel propuesto.

2. Análisis Sísmico

Respecto a la discusión de resultados obtenidos del análisis estructural, se encuentra dividido en lo siguiente: peso, periodo de vibración, distorsión lateral y cortante basal.

2.1. Peso

De la **Tabla 118**, se determina que el sistema estructural aporticado tiene un peso total de 918.84 Ton, mientras que el sistema estructural de albañilería confinada cuenta con 656.67 Ton.

Tabla 118
Peso en Cada Nivel (Ton) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto

Nivel	Aporticado	Albañilería Confinada
1	181.62 Ton	180.57 Ton
2	245.74 Ton	158.70 Ton
3	245.74 Ton	158.70 Ton
4	245.74 Ton	158.70 Ton

Σ Total	918.84 Ton	656.67 Ton
----------------	------------	------------

2.2. Periodo de Vibración

El sistema estructural aporticado, tiene como periodo de vibración en dirección “x” un resultado de 0.366 seg. (Reglamento) y 0.393 seg. (ETABS), en dirección “y” un resultado de 0.366 seg. (Reglamento) y 0.391 seg. (ETABS). El sistema estructural de albañilería confinada, tiene como periodo de vibración en dirección “x” un resultado de 0.214 seg. (Reglamento) y 0.219 seg. (ETABS), en dirección “y” tiene un resultado de 0.195 seg. (Reglamento) y 0.190 seg. (ETABS). Estos resultados (ver **Tabla 119**) evidencian que el primer sistema estructural propuesto tiene un mayor tiempo de oscilación en ambas direcciones, por lo tanto, lo vuelve una estructura flexible a diferencia del segundo sistema estructural propuesto, quien muestra ser una estructura con mayor rigidez.

Tabla 119

Periodo Fundamental (seg.) - Según la NTP E. 030 y el ETABS

Aporticado		Albañilería Confinada	
Reglamento	Análisis Modal (ETABS)	Reglamento	Análisis Modal (ETABS)
$T_x = 0.366$	$T_x = 0.393$	$T_x = 0.214$	$T_x = 0.219$
$T_y = 0.366$	$T_y = 0.391$	$T_y = 0.195$	$T_y = 0.190$

2.3. Distorsión Lateral

Ante un sismo estático en dirección “x”, el sistema estructural aporticado, se encuentra alcanzando un 92.86% (ver **Tabla 120**) de su deriva máxima, mientras tanto el sistema estructural de albañilería confinada, se encuentra alcanzando un 36% (ver **Tabla 120**) de su deriva máxima. Por último, en dirección “y”, el sistema estructural aporticado, se encuentra alcanzando un 98.57% (ver **Tabla 121**) de su deriva máxima, mientras tanto el sistema estructural de albañilería confinada, se encuentra alcanzando un 36% (ver **Tabla 121**) de su deriva máxima.

Tabla 120

Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “x” (Sismo Estático)

Nivel	Aporticado			Albañilería Confinada		
	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$
4	0.0033	0.007	47.14	0.0014	0.005	28.00
3	0.0054	0.007	77.14	0.0017	0.005	34.00
2	0.0065	0.007	92.86	0.0018	0.005	36.00
1	0.0045	0.007	64.29	0.0012	0.005	24.00

Tabla 121

Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “y” (Sismo Estático)

Nivel	Aporticado			Albañilería Confinada		
	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$
4	0.0039	0.007	55.71	0.0014	0.005	28.00
3	0.0069	0.007	98.57	0.0016	0.005	32.00
2	0.0069	0.007	98.57	0.0016	0.005	32.00
1	0.0050	0.007	71.43	0.0011	0.005	22.00

Ante un sismo dinámico en dirección “x”, el sistema estructural aporticado, se encuentra alcanzando un 92.86% (ver **Tabla 122**) de su deriva máxima, mientras tanto el sistema estructural de albañilería confinada, se encuentra alcanzando un 36% (ver **Tabla 122**) de su deriva máxima. Por último, en dirección “y”, el sistema estructural aporticado, se encuentra alcanzando un 90% (ver **Tabla 123**) de su deriva máxima, mientras tanto el sistema estructural de albañilería confinada, se encuentra alcanzando un 26% (ver **Tabla 123**) de su deriva máxima.

Tabla 122

Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “x” (Sismo Dinámico)

Nivel	Aporticado			Albañilería Confinada		
	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{obt.}$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	% $\Delta_{m\acute{a}x}$
4	0.0033	0.007	47.14	0.0015	0.005	30.00
3	0.0054	0.007	77.14	0.0018	0.005	36.00
2	0.0065	0.007	92.86	0.0018	0.005	36.00
1	0.0045	0.007	64.29	0.0012	0.005	24.00

Tabla 123

Derivas Máximas Obtenidas por Nivel (%) - Según el Tipo de Sistema Estructural – Dirección “y” (Sismo Dinámico)

Nivel	Aporticado	Albañilería Confinada
-------	------------	-----------------------

	$\Delta_{\text{obt.}}$	$\Delta_{\text{máx}}$	% $\Delta_{\text{máx}}$	$\Delta_{\text{obt.}}$	$\Delta_{\text{máx}}$	% $\Delta_{\text{máx}}$
4	0.0033	0.007	47.14	0.0012	0.005	24.00
3	0.0053	0.007	75.71	0.0013	0.005	26.00
2	0.0063	0.007	90.00	0.0013	0.005	26.00
1	0.0043	0.007	61.43	0.0009	0.005	18.00

2.4 Cortante Basal

La cortante basal en dirección “x” y “y” por el método estático para el sistema estructural aporticado es un 1.03% y 1.03% mayor que la cortante basal por el método dinámico (ver **Tabla 124**).

La cortante basal en dirección “x” y “y” por el método dinámico para el sistema estructural de albañilería confinada es un 1.34% y 1.06% mayor que la cortante basal por el método dinámico (ver **Tabla 124**).

Tabla 124

Resumen de Cortantes en la Base por Sismo Estático y Dinámico – Según el Tipo de Sistema Estructural Planteado

Sistema Estructural	Estática		Dinámica	
	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)
Aporticado	-133.93	-133.93	129.49	130.53
Albañilería Confinada	-122.67	-122.67	91.67	115.27

3. Diseño Estructural

Respecto a la discusión de resultados obtenidos del diseño estructural, se encuentra dividido en lo siguiente: área de los elementos estructurales y no estructurales, volumen de concreto en la cimentación y volumen de excavación.

3.1. Área de los Elementos Estructurales y No Estructurales

Las columnas del sistema estructural aporticado tiene 51.28% más área que las columnas de confinamiento del sistema estructural de albañilería confinada (ver **Tabla 125**).

Los espacios libres dentro de la edificación, incluyendo los elementos estructurales y no estructurales, son: de 179.76 m² para el sistema estructural aporticado y 182.30 m² para el sistema estructural de albañilería confinada (ver **Tabla 125**). Donde, se puede percibir que el sistema estructural aporticado tiene menos espacio libre, mas no es un indicador real de los beneficios que tiene el sistema aporticado.

Las placas de concreto armado y los muros portantes del sistema de albañilería confinada, son un 33.28% mayor a las columnas del sistema estructural aporticado (ver **Tabla 125**).

Los muros no portantes del sistema estructural aporticado, son un 4.78% mayor a los del sistema estructural de albañilería confinada (ver **Tabla 125**).

El sistema estructural de albañilería confinada tiene un área en planta de 12.01 m² de muros portantes, mientras que el sistema estructural aporticado no tiene ningún muro portante, por depender únicamente de sus pórticos en cada dirección de análisis sísmico (ver **Tabla 125**).

Tabla 125

Área en Planta de Elementos Estructurales y No Estructurales de los Sistemas Estructurales Aporticado y de Albañilería Confinada

Descripción	Tipo de Sistema Estructural			
	Aporticado		Albañilería Confinada	
	Área (m ²)	% del Área Total	Área (m ²)	% del Área Total
Muros Portantes	0.0000	0.00	12.0143	6.03
Muros No Portantes	15.02	7.54	3.1438	1.57
Alféizar	2.33	1.17	2.4792	1.24
Otros	12.70	6.37	0.6646	0.33
Columnas	4.62	2.31	0.0900	0.05
Placas	0.00	0.00	1.8532	0.93
Espacio Libre	179.76	90.15	182.2991	91.42
Σ Áreas	199.40	100.00	199.4004	100.00

3.2. Volumen de Concreto en la Cimentación

Tabla 126

Volumen de Concreto Ciclópeo en Cimientos y Sobre-Cimientos (m³) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto

Aporticado			Albañilería Confinada		
Zapata	Cimiento	Sobre-Cimiento	Zapata	Cimiento	Sobre-Cimiento
44.63	21.39	6.54	-	85.89	7.10

El volumen de concreto empleado para la cimentación del sistema estructural aporticado, se encuentran compuesto por zapatas con 44.63 m³, cimientos corridos con 21.39 m³ y sobre-cimientos con 6.54 m³ (ver **Tabla 126**). El volumen de concreto para los cimientos del sistema estructural de albañilería confinada, se encuentran compuesto por cimientos corridos con 85.89 m³ y sobre-cimientos con 7.10 m³ (ver **Tabla 126**).

El sistema estructural aporticado está compuesto por zapatas con un volumen de 44.63 m³ y el sistema estructural de albañilería confinada no está compuesto por zapatas, esto debido a que sus columnas de confinamiento descansan en los sobre-cimientos. (Ver **Tabla 126**).

El volumen de concreto ciclópeo utilizado para los cimientos corridos para el sistema estructural aporticado es el 24.90% del concreto ciclópeo utilizado en los cimientos corridos del sistema estructural de albañilería confinada.

3.3. Volumen de Excavación

El material a excavar para poder realizar la cimentación de los sistemas estructurales aporticado y el de albañilería confinada, son de 108.16 m³ y 107.29 m³ respectivamente (ver **Tabla 127**). Esto nos indica que no existe variabilidad económica de la cimentación de un sistema estructural frente al otro.

El material de relleno utilizado después de la cimentación para los sistemas estructurales aporticado y el de albañilería confinada, son de 38.87 m³ y 17.56 m³ respectivamente. Esto nos indica que para esta partida el sistema aporticado, es quien genera mayor gasto económico.

Tabla 127

Volumen de Excavación (m³) - Según el Tipo de Sistema Estructural Propuesto

Aporticado		Albañilería Confinada	
Excavado	Relleno	Excavado	Relleno
108.16	38.87	107.29	17.56

Conclusiones

1. Distribución Arquitectónica

- El sistema estructural aporricado de concreto armado, tiene una mayor funcionabilidad por la facilidad con la cual se puede cambiar la distribución de sus ambientes, según el nivel que corresponda. Esto trae consigo un valor agregado para el propietario, puesto que el uso del primer nivel podría servir como sala de recepciones y los niveles restantes como vivienda multifamiliar.
- El sistema estructural de albañilería confinada, tiene una menor funcionabilidad debido a que no se puede cambiar la distribución de sus ambientes, esto por la responsabilidad estructural que tienen todos sus muros. Esto puede repercutir en pérdidas económicas para el propietario, puesto que se restringe la posibilidad de tener otros usos que no sean el de vivienda multifamiliar.
- El sistema estructural aporricado de concreto armado, permite plantear la posible inclusión de uno o más sótanos, mientras que el sistema estructural de albañilería confinada, no lo permite por prevalecer la continuidad vertical de los muros.

2. Análisis Sísmico

- El sistema estructural aporricado, tiene un peso igual a 918.25 Ton y el sistema estructural de albañilería confinada, tiene un peso igual a 656.67 Ton, lo que convierte al primero en un 39.83% más pesado frente a cargas laterales.
- Para cumplir con las solicitaciones ante fuerzas laterales, fue necesario incrementar la rigidez en ambas direcciones, para el sistema estructural aporricado, se estableció emplear vigas y columnas peraltadas, por último, el sistema estructural de albañilería confinada, se orientó a la colocación de muros portantes y vigas dinteles.

- Los periodos fundamentales obtenidos, terminan demostrando que el sistema estructural aporticado es mucho más flexible, que el sistema estructural de albañilería confinada, debido a que los muros de este último, aportan mayor rigidez lateral ante cargas laterales.
- Los coeficientes de reducción sísmica inicial empleados se encuentran en función al tipo de sistema estructural utilizado, el sistema estructural aporticado fue de $R_o = 8$ y (sistema estructural aporticado de concreto armado) y $R_o = 6$ (sistema estructural de albañilería confinada),
- Para el análisis sísmico inicial se empleó el coeficiente de reducción sísmico inicial de $R_o = 8$ (sistema estructural aporticado de concreto armado) por diseñarse ante solicitaciones de un sismo severo y $R_o = 6$ (sistema estructural de albañilería confinada) por diseñarse ante un sismo moderado.
- Para ambos sistema estructurales propuestos en el presente proyecto, se encontró irregularidad por diafragma rígido, lo que termino modificando el factor de reducción final (R) a un 85% del factor de reducción inicial (R_o).
- Las distorsiones producidas por fuerzas laterales dinámicas para el sistema estructural aporticado, fueron las siguientes: 0.0063 en dirección “x” y 0.0065 en dirección “y”, teniendo en consideración que estos resultados se encuentran dentro del límite de distorsión establecido por la norma, siendo igual a 0.0070.
- Las distorsiones producidas por fuerzas laterales dinámicas para el sistema estructural de albañilería confinada, fueron las siguientes: 0.0018 en dirección “x” y 0.0013 en dirección “y”, teniendo en consideración que estos resultados se encuentran dentro del límite de distorsión establecido por la norma, siendo igual a 0.0050.

- El sistema estructural aporticado, tiene mayor distorsión y desplazamientos debido a la gran ductilidad de los pórticos, mientras que el sistema estructural de albañilería confinada tiene menor distorsión y desplazamientos debido a su alta rigidez.

3. Diseño Sísmico

- El diseño sísmico, para los elementos estructurales del sistema estructural aporticado, tales como: vigas peraltadas y columnas peraltadas, se realizó mediante un análisis sísmico severo ($R = 8$).
- El diseño sísmico, para los elementos estructurales del sistema estructural de albañilería confinada, tales como: vigas dinteles, vigas soleras, columnas de confinamiento y placas de concreto armado, se realizó mediante un análisis sísmico moderado ($R = 3$).
- El área de corte producto de los muros portantes y placas, para el sistema estructural de albañilería confinada, es 729.44% mayor, que el área de corte para el sistema estructural aporticado, convirtiéndolo así en una estructura más rígida ante cargas laterales.
- El máximo diámetro de acero corrugado utilizado, para el sistema estructural aporticado fue de 3/4", seguidamente del sistema estructural de albañilería confinada, quien empleo de 12 mm.
- El diseño sísmico de los alféizares, para ambos sistemas estructurales planteados en el proyecto, tuvo como consideración al cálculo de la carga sísmica perpendicular al plano, así se ve evidenciado la importancia de los elementos de arriostre.

Recomendaciones

1. Son los elementos estructurales quienes por defecto el programa calcula su peso total, lo cual no ocurre con los elementos no estructurales, por esta razón se recomienda ubicarlos en la modelación, como cargas distribuidas o puntuales que dependerán de la forma y/o posición con la que se den en la realidad.
2. Cuando se diseñe un sistema estructural aporticado, donde se evidencien que las distorsiones laterales sean mayores a 0.007, debido a su gran ductilidad y se desee reducirlos, se recomienda incrementar el peralte de la viga, en múltiplos de 0.05 m por proceso constructivo.
3. Las distorsiones laterales, en los sistemas estructurales de albañilería confinada generalmente son menores al 0.005, esto debido a su gran rigidez que poseen los muros portantes, por esta razón se aconseja evaluar la densidad de muros.
4. A mayor cortante basal, mayor será la resistencia de cada elemento estructural, lo cual va de la mano con lo económico, por ello si se desea reducir gastos, se recomienda trabajar con el análisis sísmico dinámico.
5. Para las losas aligeradas, se recomienda pre-dimensionar su peralte, con el resultado obtenido de la división de la luz libre entre 20, con la finalidad de evitar el cálculo de deflexiones.
6. Para el diseño sismorresistente de una edificación de hasta 5 niveles, es recomendable evaluar por el método del análisis estático, esto con la finalidad de obtener dimensiones más conservadoras.

7. Se recomienda evaluar la colocación de placas de concreto armado de un espesor mínimo de 0.15 m, siempre y cuando los muros de portantes de albañilería confinada sean menores a 1.20 m, con la finalidad de no modificar la arquitectura inicial.
8. Se recomienda utilizar el sistema estructural aporticado, para negocios de libre tránsito en el primer nivel, donde constantemente se vayan a realizar cambios de la tabiquería para realizar separaciones de ambientes.
9. El sistema estructural de albañilería confinada, es recomendable emplearlo netamente en viviendas unifamiliar y/o multifamiliares, debido a que los muros portantes nacen desde el primer nivel, por el principio de la continuidad que deben tener.
10. En la presente tesis, se trabajó la parte comparativa, tales como: arquitectura, análisis estructural y diseño estructural, mas no el análisis de costos unitarios, por esta razón se recomienda a los próximos tesis, analizar un comparativo de costos con los planos anexados en el presente trabajo de investigación.

Referencias Bibliografía

1. Aranda, W. (22 de Mayo de 2015). *60% de Viviendas son Construcciones Informales*. Recuperado el 24 de Noviembre de 2017, de La Republica - Economía: <https://larepublica.pe/economia/190373-60-de-viviendas-son-construcciones-informales>
2. Arbulú, R. (19 de Diciembre de 2016). *Capeco proyecta que Sector Construcción e Inmobiliario crecerá 4 % en 2017*. Recuperado el 20 de Diciembre de 2017, de Andina - Agencia Peruana de Noticias: <https://andina.pe/agencia/noticia-capeco-proyecta-sector-construccion-e-inmobiliario-crecera-4-2017-645571.aspx>
3. Blanco, A. (2011). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (Segunda ed.). (A. Blanco, Ed.) Lima, Perú: PRINCELINNESS EIRL. Recuperado el 11 de Enero de 2017
4. Cango, O. (2010). *Análisis Sismorresistente y Comparación de Costos en la Construcción de Edificaciones de Baja Altura con Mampostería de Relleno y Confinada*. Loja, Ecuador: Retrieved from Tesis UTPL. Recuperado el 2017 de Abril de 24, de <http://dspace.utpl.edu.ec/handle/123456789/1335>
5. Hernández, L. (2012). *Diseño Estructural de Un Edificio de Vivienda de Albañilería Confinada (Tesis de Pre-Grado)*. Lima, Perú: Retrieved from Tesis PUCP. Recuperado el 15 de Setiembre de 2017, de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1450>
6. Lermo, C. (2015). *Diseño del Edificio de Un Centro Educativo Basado en el Estudio de Alternativas Estructurales para la Configuración de los Soportes*. Huancayo, Perú: Retrieved from Tesis UCCI. Recuperado el 24 de Febrero de 2017
7. Macetas, P. (2014). *Comparación Técnico Económica Entre el Sistema Estructural Dual de Concreto Armado y Albañilería Confinada de Un Edificio Multifamiliar de 5 Niveles (Tesis de Pre-Grado)*. Huancayo, Perú: Retrieved from Tesis UCCI. Recuperado el 11 de Octubre de 2017
8. Meli, R. (1985). *Diseño Estructural* (Primera ed.). (S. E. SA, Ed.) Balderas, México: EDITORIAL LIMUSA SAC. Recuperado el 01 de Enero de 2018, de <https://es.scribd.com/document/354917147/Diseno-Estructural-Meli-1985>
9. Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado* (Tercera ed.). (F. E. ICG, Ed.) Lima, Perú: Editorial ICG. Recuperado el 09 de 02 de 2017
10. NTE E. 070. (2016). *Albañilería* (Quinta ed.). (O. Vásquez, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 25 de Abril de 2017
11. NTP E. 020. (2016). *Cargas* (Quinta ed.). (O. Vásquez, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 25 de Abril de 2017
12. NTP E. 030. (2016). *Diseño Sismorresistente* (Quinta ed.). (O. Vásquez, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 25 de Abril de 2017
13. NTP E. 050. (2006). *Suelos y Cimentaciones* (Quinta ed.). (O. Vásquez, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 25 de Abril de 2017
14. NTP E. 060. (2016). *Concreto Armado* (Quinta ed.). (O. Vásquez, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 25 de Abril de 2017

15. Sánchez, N. (2011). *Criterios Estructurales para la Enseñanza a los Alumnos de Arquitectura (Tesis de Magíster)*. Lima, Perú: Retrieved from Tesis PUCP. Recuperado el 09 de Mayo de 2011, de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/134>
16. Shaquihuanga, D. (2014). *Evaluación del Estado Actual de los Muros de Albañilería Confinada en las Viviendas del Sector Fila Alta - Jaén (Tesis de Pre-Grado)*. Cajamarca, Perú: Retrieved from Tesis UNC. Recuperado el 2017 de Octubre de 11, de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/379>
17. Silgado, E. (1978). *Historia de los Sismos más Notables en el Perú (1513-1974)* (Tercera ed.). (I. d. Minería, Ed.) Lima, Perú: Servicio de Copias S.C.R. Recuperado el 11 de Octubre de 2017
18. Vásquez, O. (2016). *RNE, E. 030 - Diseño Sismorresistente* (Quinta ed.). (O. V. SAC, Ed.) Lima, Perú: Oscar Vásquez SAC. Recuperado el 29 de Octubre de 2018
19. Viera, L., & Campaña, J. (2015). *Análisis Comparativo de los Sistemas Estructurales: Aporticado y Muros Portantes, Edificio de 10 Pisos en Quito (Tesis de Pre-Grado)*. Quito, Ecuador: Retrieved from Tesis UCE. Recuperado el 2017 de Abril de 24, de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/5415>

Anexos

Anexo 01: Topográfico

UL-01: Plano de Ubicación y Localización

Anexo 02: Mecánica de Suelos

M-01: Perfil Estratigráfico e Inferido del Terreno a Cimentar

Anexo 03: Plano de Arquitectura

A-01: Elevación Principal y Corte en Elevación D-D´

A-02: Planta Típica del 1º, 2º, 3º y 4 Nivel

A-03: Corte en Elevación A-A´, B-B´ y C-C´

Anexo 04: Planos del Sistema Estructural Aporticado

E-01: Zapata Aislada

E-02: Cimiento Corrido y Escalera

E-03: Losa Aligerada y Maciza

E-04: Corte Estructural en Elevación 1-1´, 6-6´ y D-D´

E-05: Corte Estructural en Elevación 2-2´, 5-5´ y A-A´

E-06: Corte Estructural en Elevación 3-3´, 4-4´ y B-B´

E-07: Corte Estructural en Elevación B-B´ y C-C´

Anexo 05: Planos del Sistema Estructural de Albañilería Confinada

EA-01: Cimiento Corrido y Escalera

EA-02: Losa Aligerada y Maciza

EA-03: Corte Estructural en Elevación 1-1´, 2-2´, 3-3´, 4-4´ y 5-5´

EA-04: Corte Estructural en Elevación A-A´, C-C´, D-D´, E-E´ y G-G´

Anexo 01: Topográfico
UL-01: Plano de Ubicación y Localización

Ver el Plano UL-01 en la Tesis Impresa

Anexo 02: Mecánica de Suelos
M-01: Perfil Estratigráfico e Inferido del Terreno a Cimentar

Ver el Plano M-01 en la Tesis Impresa

Anexo 03: Plano de Arquitectura

A-01: Elevación Principal y Corte en Elevación D-D´

A-02: Planta Típica del 1º, 2º, 3º y 4 Nivel

A-03: Corte en Elevación A-A´, B-B´ y C-C´

Ver el Plano A-01 en la Tesis Impresa

Ver el Plano A-02 en la Tesis Impresa

Ver el Plano A-03 en la Tesis Impresa

Anexo 04: Planos del Sistema Estructural Aporticado

E-01: Zapata Aislada

E-02: Cimiento Corrido y Escalera

E-03: Losa Aligerada y Maciza

E-04: Corte Estructural en Elevación 1-1', 6-6' y D-D'

E-05: Corte Estructural en Elevación 2-2', 5-5' y A-A'

E-06: Corte Estructural en Elevación 3-3', 4-4' y B-B'

E-07: Corte Estructural en Elevación B-B' y C-C'

Ver el Plano E-01 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-02 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-03 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-04 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-05 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-06 en la Tesis Impresa

Ver el Plano E-07 en la Tesis Impresa

Anexo 05: Planos del Sistema Estructural de Albañilería Confinada

EA-01: Cimiento Corrido y Escalera

EA-02: Losa Aligerada y Maciza

EA-03: Corte Estructural en Elevación 1-1', 2-2', 3-3', 4-4' y 5-5'

EA-04: Corte Estructural en Elevación A-A', C-C', D-D', E-E' y G-G'

Ver el Plano EA-01 en la Tesis Impresa

Ver el Plano EA-02 en la Tesis Impresa

Ver el Plano EA-03 en la Tesis Impresa

Ver el Plano EA-04 en la Tesis Impresa