

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD
LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN TACNA, 2020”**

PARA OPTAR:
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. DENIS KENYO QUISPE FLORES

Bach. RUSVELL RENE HUISA CHURA

TACNA – PERÚ

2021

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD
LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN TACNA, 2020”**

Tesis sustentada y aprobada el 26 de abril del 2021; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



MTRO. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

SECRETARIO:



MTRO. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRIAS

VOCAL:



MTRO. RAMÓN MANUEL CALCINA PEÑA

ASESOR:



MTRO. DINA MARLENE COTRADO FLORES

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo DENIS KENYO QUISPE FLORES y RUSVELL RENE HUISA CHURA, en calidad de: BACHILLERES de la Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificados con DNI N°74172388 y DNI N°74028767, respectivamente.

Declaramos bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada:
“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN TACNA, 2020”.

La misma que presentamos para optar:

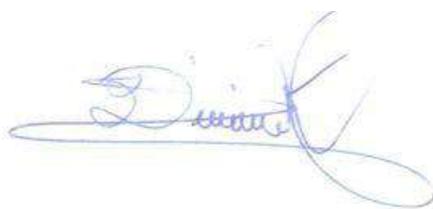
EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante el presente asumimos frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera Manual del plan e informe de investigación pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumimos todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro y/o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestras acciones se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, Abril del 2021



DENIS KENYO QUISPE FLORES

DNI: 74172388



RUSVELL RENE HUISA CHURA

DNI: 74028767

DEDICATORIA

A mis padres que sin ellos no hubiera logrado una meta más en mi vida profesional.

A mi Madre por tu afecto y tu cariño que son los motivos de mi esfuerzo.

A mi Padre (q.e.p.d) por el tiempo que estuviste conmigo, brindándome siempre consejos y mucho amor.

A mis Hermanas por el apoyo que siempre me brindaron.

(Denis Kenyo Quispe Flores)

Dedico esta tesis a Dios, por haberme partido llegar hasta este momento.

A mi madre, Bertha por su constante apoyo incondicional, amor, paciencia, cada consejo, cada regaño, motivándome cada día a luchar mis metas y sueños, la mejor madre.

A mi padre, Rene por todo cariño, apoyo incondicional, por haber inculcado en mí el ejemplo de esfuerzo y dedicación.

A mis hermanos, Juan, José y Lorin, por cada palabra de aliento, cada consejo y siempre motivándome a ser mejor cada día.

(Rusvell Rene Huisa Chura)

AGRADECIMIENTO

A Dios por brindarnos salud y habernos guiado para alcanzar nuestros objetivos para culminar esta etapa de Pre Grado y la oportunidad de ser profesionales.

A nuestros docentes de la escuela profesional de ingeniería civil, por haber compartido todos sus conocimientos y experiencias.

A nuestros mentores, compañeros y amigos, que hemos conocido en cada etapa de nuestra vida, por todo su apoyo y diversión.

A la Ing. Dina Cotrado Flores, nuestra asesora, por su apoyo incondicional en la realización de este proyecto de tesis.

**(Denis Kenyo Quispe Flores,
Rusvell Rene Huisa Chura)**

ÍNDICE GENERAL

CARATULA DE LA TESIS	I
PÁGINA DEL JURADO	II
PAGINA DE DECLARACIÓN DE ORIGINALIDAD.....	III
PÁGINA DE DEDICATORIA.....	V
PÁGINA DE AGRADECIMIENTO.....	VI
ÍNDICE GENERAL.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVI
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	29
1.1 Descripción del problema	29
1.2 Formulación del problema	32
1.2.1 Problema general.....	32
1.2.2 Problemas específicos.....	32
1.3 Justificación e importancia	33
1.4 Objetivos	34
1.4.1 Objetivo general.....	34
1.4.2 Objetivos específicos	34
1.5 Hipótesis.....	34
1.5.1 Hipótesis general	34
1.5.2 Hipótesis específica	34
CAPITULO II: MARCO TEORICO	36
2.1 Antecedentes del estudio	36
2.1.1 A nivel Internacional.....	36
2.1.2 A nivel nacional.....	37
2.1.3 A nivel local.....	40
2.2 Bases teóricas	42
2.2.1 Parámetros sísmicos	42
2.2.1.1 Zonificación	42
2.2.1.2 Perfiles de Suelo	42

2.2.1.3	Parámetros de Sitio (S, TP y TL).....	43
2.2.1.4	Factor de amplificación sísmica (S, TP y TL)	44
2.2.1.5	Categoría de edificaciones y factor uso (U).....	44
2.2.1.6	Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro)	44
2.2.1.7	Factores de irregularidad (Ia, Ip).....	45
2.2.1.8	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).....	45
2.2.2	Análisis sísmico	45
2.2.2.1	Análisis estático.....	45
2.2.2.2	Fuerza Cortante en la Base.....	46
2.2.2.3	Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura	46
2.2.2.4	Periodo Fundamental de Vibración	46
2.2.2.5	Excentricidad Accidental	47
2.2.2.6	Fuerzas sísmicas verticales.....	48
2.2.2.7	Análisis dinámico.....	48
2.2.2.8	Modos de vibración	49
2.2.2.9	Aceleración espectral	49
2.2.2.10	Fuerza Cortante Mínima	49
2.2.2.11	Excentricidad Accidental (Efecto torsión).....	49
2.2.2.12	Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles.....	50
2.2.3	Sistema de muros de ductilidad limitada.....	50
2.2.3.1	Definición.....	50
2.2.3.2	Muros	50
2.2.3.3	Losas.....	51
2.2.3.4	Ventajas	51
2.2.3.5	Desventajas.....	52
2.2.4	Sistema de albañilería confinada	53
2.2.4.1	Definición.....	53
2.2.4.2	Elementos Estructurales y sus componentes	53
2.2.4.3	Muros	53
2.2.4.4	Muro portante	53
2.2.4.5	Muro no portante	53
2.2.4.6	Propiedades mecánicas	54
2.2.4.7	Requisitos mínimos para el diseño de la albañilería confinada	54

2.2.4.8 Diseño para Sismo Moderado	55
2.2.4.9 Diseño para Sismo Severo	56
2.2.4.10 Diseño de los elementos de confinamiento	57
2.2.4.11 Diseño por compresión	58
2.2.4.12 Diseño por corte Fricción (Vc).....	58
2.2.4.13 Determinación del refuerzo vertical.....	58
2.2.4.14 Determinación de los estribos de confinamiento	59
2.2.4.15 Diseño de las vigas de confinamiento.....	60
2.2.4.16 Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores 60	
2.2.4.17 Diseño de los elementos de confinamiento en pisos superiores no agrietados	60
2.2.4.18 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros 62	
2.3 Definición de términos	62
CAPITULO III: MARCO METODOLOGICO	65
3.1 Tipo y diseño de investigación	65
3.1.1 Tipo de investigación	65
3.1.2 Diseño de investigación	65
3.2 Población y muestra de estudios.....	65
3.2.1 Población	65
3.2.2 Muestra.....	65
3.3 Operacionalización de variables.....	65
3.3.1 Variable independiente	65
3.3.2 Variable dependiente	65
3.4 Técnicas e instrumentos.....	66
3.5 Procesamiento y análisis de datos	66
CAPITULO IV: RESULTADOS	68
4.1 Muros de ductilidad limitada	68
4.1.1 Generalidades del proyecto	68
4.1.2 Características de la estructura	69
4.1.2.1 Propiedades de los materiales	69
4.1.2.2 Características del suelo de fundación.....	70
4.1.2.3 Cargas de diseño	70

4.1.2.4 Estructuración.....	70
4.1.2.5 Predimensionamiento	72
4.1.3 Análisis sísmico	73
4.1.3.1 Modelo estructural	73
4.1.3.2 Parámetros sísmicos	75
2.1.1.1.1 Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas (R).....	76
4.1.3.3 Análisis estático.....	77
4.1.3.4 Análisis dinámico.....	79
4.1.4 Diseño estructural	86
4.1.4.1 Cargas de diseño	86
4.1.4.2 Métodos de diseño	87
4.1.4.3 Combinaciones de carga.....	87
4.1.4.4 Factores de reducción de resistencia	88
4.1.4.5 Diseño de muros de ductilidad limitada	88
4.1.4.6 Diseño sísmico de vigas.....	131
4.1.4.7 Diseño de losa maciza	137
4.1.4.8 Diseño de escaleras	158
4.1.4.9 Diseño de cimentaciones	163
4.1.5 Análisis tiempo historia	178
4.1.5.1 Sismo del 23 de junio del 2001 - Tacna	178
4.1.6 Modelo BIM.....	180
4.2 Muros de albañilería confinada	184
4.2.1 Generalidades del proyecto	184
4.2.2 Características de la estructura	185
4.2.2.1 Propiedades de los materiales	185
4.2.2.2 Características del suelo de fundación.....	186
4.2.2.3 Cargas de diseño	186
4.2.2.4 Estructuración.....	186
4.2.2.5 Predimensionamiento	188
4.2.3 Análisis sísmico	189
4.2.3.1 Modelo estructural	189
4.2.3.2 Parámetros sísmicos	191
2.1.1.1.2 Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas (R).....	192
4.2.3.3 Análisis estático.....	193

4.2.3.4 Análisis dinámico.....	195
4.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	202
4.2.4.1 Cargas de diseño	202
4.2.4.2 Métodos de diseño	203
4.2.4.3 Combinaciones de carga.....	203
4.2.4.4 Factores de reducción de resistencia.....	204
4.2.4.5 Diseño de muros de albañilería confinada	204
4.2.4.6 Diseño sísmico de vigas.....	230
4.2.4.7 Diseño de losa Aligerada.....	237
4.2.4.8 Diseño de escaleras	247
4.2.4.9 Diseño de cimentaciones	252
4.2.4.10 Diseño de Placa.....	258
4.2.4.11 Diseño Muros no portantes.....	260
4.2.5 Análisis tiempo historia	264
4.2.5.1 Sismo del 23 de junio del 2001 - Tacna	264
4.2.6 Modelo BIM.....	267
CAPITULO V: DISCUSIÓN.....	271
CONCLUSIONES	274
RECOMENDACIONES.....	276
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	277
ANEXOS.....	279
10.1 Matriz de consistencia	280

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Zonas sísmicas	42
Tabla 2: Perfiles de suelo	43
Tabla 3: Factor de suelo	43
Tabla 4: Periodos.....	43
Tabla 5: Factor de Uso	44
Tabla 6: Coeficiente básico de reducción R_o	44
Tabla 7: Factores de irregularidad	45
Tabla 8: Límites de distorsión de entrepiso.....	50
Tabla 9: Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	57
Tabla 10: Parámetros Sísmicos X-X.....	77
Tabla 11: Parámetros Sísmicos Y-Y	77
Tabla 12: Centers of Mass and Rigidity	77
Tabla 13: Tabla de Participación de la Masa Modal	79
Tabla 14: Modos de vibración X-X.....	81
Tabla 15: Modos de vibración Y-Y	81
Tabla 16: Modos de vibración Z-Z	82
Tabla 17 Desplazamiento y derivas Máximas en X-X.....	83
Tabla 18 Desplazamiento y derivas Máximas en Y-Y.....	84
Tabla 19: Fuerza Cortante dinámica X-X.....	85
Tabla 20: Fuerza Cortante dinámica Y-Y.....	85
Tabla 21: Fuerza Cortante dinámica Y-Y.....	85
Tabla 22: Fuerza Cortante dinámica X-X - Amplificado	86
Tabla 23: Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificado	86
Tabla 24: Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificada	86
Tabla 25: Factores de reducción de resistencia	88
Tabla 26: Distribución de muros en sentido X-X.....	89
Tabla 27: Distribución de muros en sentido Y-Y	90
Tabla 28: Cargas actuantes en M-01	92
Tabla 29: Combinaciones de carga para M-01	93
Tabla 30: Cargas actuantes en M-02.....	98
Tabla 31: Combinaciones de carga para M-02	99
Tabla 32: Cargas actuantes en M-03.....	104
Tabla 33: Combinaciones de carga para M-03	104

Tabla 34: Cargas actuantes en M-04.....	110
Tabla 35: Combinaciones de carga para M-04.....	110
Tabla 36: Cargas actuantes en M-05.....	116
Tabla 37: Combinaciones de carga para M-05.....	116
Tabla 38: Cargas actuantes en M-06.....	120
Tabla 39: Combinaciones de carga para M-06.....	120
Tabla 40: Cargas actuantes en M-07.....	127
Tabla 41: Combinaciones de carga para M-07.....	127
Tabla 42: Resumen de momento X-X.....	146
Tabla 43: Resumen de momento Y-Y.....	146
Tabla 44: Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X.....	147
Tabla 45: Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y.....	147
Tabla 46: Resumen de momento X-X.....	156
Tabla 47: Resumen de momento Y-Y.....	156
Tabla 48: Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X.....	156
Tabla 49: Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y.....	157
Tabla 50: Resumen de momento X-X.....	160
Tabla 51: Resumen de momento Y-Y.....	161
Tabla 52: Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X.....	161
Tabla 53: Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y.....	161
Tabla 54: Parámetros Sísmicos X-X.....	193
Tabla 55: Parámetros Sísmicos Y-Y.....	193
Tabla 56: Centers of Mass and Rigidity.....	193
Tabla 57: Tabla de Participación de la Masa Modal.....	195
Tabla 58: Modos de vibración X-X.....	197
Tabla 59: Modos de vibración Y-Y.....	197
Tabla 60: Modos de vibración Z-Z.....	198
Tabla 61 Desplazamiento y derivas Máximas en X-X.....	199
Tabla 62 Desplazamiento y derivas Máximas en Y-Y.....	200
Tabla 63: Fuerza Cortante dinámica X-X.....	201
Tabla 64: Fuerza Cortante dinámica Y-Y.....	201
Tabla 65: Fuerza Cortante dinámica Y-Y.....	201
Tabla 66: Fuerza Cortante dinámica X-X - Amplificado.....	202
Tabla 67: Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificado.....	202

Tabla 68: Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificada	202
Tabla 69: Factores de reducción de resistencia	204
Tabla 70: Tabla de datos	204
Tabla 71: Densidad de muros	205
Tabla 72: Densidad de muros	205
Tabla 73: datos para el cálculo de esfuerzo axial máximo.....	206
Tabla 74: Esfuerzo axial máximo en dirección X-X.....	206
Tabla 75: Esfuerzo axial máximo en la dirección Y-Y	207
Tabla 76: Piso 1 – Sismo X-X	207
Tabla 77: Piso 1 – Sismo Y-Y	208
Tabla 78: Piso 2 – Sismo X-X	209
Tabla 79: Piso 2 – Sismo Y-Y	209
Tabla 80: Piso 3 – Sismo X-X	210
Tabla 81: Piso 3 – Sismo Y-Y	211
Tabla 82: Piso 4 – Sismo X-X	211
Tabla 83: Piso 4 – Sismo Y-Y	212
Tabla 84: Piso 1 – Sismo X-X	177
Tabla 85: Piso 1 – Sismo Y-Y.....	213
Tabla 86: Piso 2 – Sismo X-X.....	177
Tabla 87: Piso 2 – Sismo Y-Y.....	213
Tabla 88: Piso 3 – Sismo X-X	178
Tabla 89: Piso 3 – Sismo Y-Y	214
Tabla 90: Piso 4 – Sismo X-X	178
Tabla 91: Piso 4 – Sismo Y-Y.....	214
Tabla 92: Piso 1 – Sismo X-X	215
Tabla 93: Piso 1 – Sismo Y-Y	215
Tabla 94: Piso 2 – Sismo X-X	216
Tabla 95: Piso 2 – Sismo Y-Y	216
Tabla 96: Piso 3 – Sismo X-X	217
Tabla 97: Piso 3 – Sismo Y-Y	218
Tabla 98: Piso 4 – Sismo X-X.....	218
Tabla 99: Piso 4 – Sismo Y-Y	219
Tabla 100: Piso 1 – Diseño de los muros agrietados X-X.....	220

Tabla 101: Piso 1 – Determinación del refuerzo longitudinal y estribos X-X	221
Tabla 102: Piso 1 – Diseño de los muros Agrietados Y-Y	222
Tabla 103: Piso 1 – Determinación de acero longitudinal y estribos Y-Y..	223
Tabla 104: Piso 2 – Vigas soleras.....	224
Tabla 105: Piso 2 – Vigas soleras.....	224
Tabla 106: Piso 2 – Diseño de los muros no Agrietados X-X	226
Tabla 107: Piso 2 – Diseño de los muros no Agrietados Y-Y	227
Tabla 108: Piso 2 – Determinación de acero longitudinal X-X.....	228
Tabla 109: Piso 2 – Determinación de acero longitudinal Y-Y	228
Tabla 110: Piso 2 – Viga solera	229
Tabla 111: Piso 2 – Viga solera	229
Tabla 112: Resumen de momento X-X.....	249
Tabla 113: Resumen de momento Y-Y.....	250
Tabla 114: Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X	250
Tabla 115: Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y.....	250
Tabla 116: Resultados del programa Etabs M3 Y P	259
Tabla 117: Resultados del programa Etabs M3 Y P	259
Tabla 118: Resultados del programa Etabs M3 Y P	259
Tabla 119: Resultados análisis sísmico de sistema de MDL y AC.....	274
Tabla 120: Resultados del diseño estructural de sistema de MDL y AC....	275

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Esquema del proceso de convergencia de la placa de nazca y Sudamericana continental. F1 y F2 indican la dirección de desplazamiento de las placas.....	26
Figura 2: Mapa de peligro Sísmico	30
Figura 3: Zonificación sísmica del Perú	31
Figura 4: Planta típica del Proyecto	68
Figura 5: Corte A-A del Proyecto	69
Figura 6: Vista Frontal de la Edificación.....	71
Figura 7: Distribución de muros	72
Figura 8: Distribución de Muros en el programa Etabs	73
Figura 9: Modelado de la Estructura en el Programa Etabs	73
Figura 10: Vista 3D de la Estructura modelada en el Programa Etabs	74
Figura 11: Vista Renderizada del Proyecto.....	74
Figura 12: Fuerza Cortante por sismo estático X-X	78
Figura 13: Fuerza Cortante por sismo estático Y-Y	79
Figura 14: Modo 01 - Sentido X-X.....	80
Figura 15: Modo 02 - Sentido Y-Y.....	80
Figura 16: Modo 03 - Sentido Z-Z.....	81
Figura 17: Espectro de Pseudo - aceleración X-X	82
Figura 18: Espectro de Pseudo - aceleración Y-Y	82
Figura 19: Derivas Máximas en X-X	83
Figura 20: Derivas Máximas en Y-Y	84
Figura 21: Distribución de muros de ductilidad limitada	89
Figura 22: Distribución de refuerzo vertical en M-01.....	93
Figura 23: Diagrama de interacción M-01 sentido X-X	94
Figura 24: Diagrama de interacción M-01 sentido Y-Y	94
Figura 25: Diagrama de interacción M-01 sentido X-X para determinar μ	95
Figura 26: Diagrama de interacción M-01 sentido Y-Y para determinar μ	97
Figura 27: Distribución de refuerzo vertical en M-02.....	99
Figura 28: Diagrama de interacción M-02 sentido X-X	100
Figura 29: Diagrama de interacción M-02 sentido Y-Y	100
Figura 30: Diagrama de interacción M-02 sentido X-X para determinar μ	101

Figura 31: Diagrama de interacción M-02 sentido Y-Y para determinar μ	102
Figura 32: Distribución de refuerzo vertical en M-03.....	105
Figura 33: Diagrama de interacción M-03 sentido X-X	105
Figura 34: Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y	106
Figura 35: Diagrama de interacción M-03 sentido X-X para determinar μ	106
Figura 36: Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y para determinar μ	108
Figura 37: Distribución de refuerzo vertical en M-04.....	111
Figura 38: Diagrama de interacción M-04 sentido X-X	111
Figura 39: Diagrama de interacción M-04 sentido Y-Y	112
Figura 40: Diagrama de interacción M-04 sentido X-X para determinar μ	112
Figura 41: Diagrama de interacción M-04 sentido Y-Y para determinar μ	114
Figura 42: Distribución de refuerzo vertical en M-05.....	117
Figura 43: Diagrama de interacción M-05 sentido X-X	117
Figura 44: Diagrama de interacción M-05 sentido Y-Y	118
Figura 45: Diagrama de interacción M-05 sentido X-X para determinar μ	118
Figura 46: Distribución de refuerzo vertical en M-06.....	121
Figura 47: Diagrama de interacción M-06 sentido X-X	122
Figura 48: Diagrama de interacción M-06 sentido Y-Y	122
Figura 49: Diagrama de interacción M-03 sentido X-X para determinar μ	123
Figura 50: Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y para determinar μ	125
Figura 51: Distribución de refuerzo vertical en M-07.....	128
Figura 52: Diagrama de interacción M-07 sentido X-X	128
Figura 53: Diagrama de interacción M-07 sentido Y-Y	128
Figura 54: Diagrama de interacción M-07 sentido X-X para determinar μ	129
Figura 55: Diagrama de momento flector.....	131

Figura 56: Resultados del programa Etabs - DMF y DFC.....	131
Figura 57: Esquema de espaciamiento en diseño por cortante	134
Figura 58: Resultados del programa Etabs - DMF y DFC.....	135
Figura 59: Losa Típica, 1er, 2do y 3er Nivel	138
Figura 60: Losa Típica, 10 cm y 20cm (Verde)	138
Figura 61: Asignación de franjas de diseño en losa típica, eje X-X (Rojo). 139	
Figura 62: Asignación de franjas de diseño en losa típica, eje Y-Y (Azul) . 139	
Figura 63: Vista de 3D de losa típica en programa Safe.....	140
Figura 64: Deformada de losa típica debido a Carga Muerta (CM).....	140
Figura 65: Deformada de losa típica debido a Carga Viva (CV)	141
Figura 66: Deformada de losa típica debido a Carga de Servicio (CS).....	141
Figura 67: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress X-X	142
Figura 68: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño X-X	142
Figura 69: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Y-Y	143
Figura 70: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Y-Y	143
Figura 71: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax	144
Figura 72: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin	144
Figura 73: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño X-X	145
Figura 74: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño Y-Y	145
Figura 75: Asignación de franjas de diseño en losa en azotea, eje X-X (Rojo)	149
Figura 76: Asignación de franjas de diseño en losa en azotea, eje Y-Y (Azul)	149
Figura 77: Vista de 3D de losa en azotea en programa Safe	150
Figura 78: Deformada de losa típica en Azotea debido a Carga Muerta (CM)	150
Figura 79: Deformada de losa típica en azotea debido a Carga Viva (CV) 151	
Figura 80: Deformada de losa típica en azotea debido a Carga de Servicio (CS)	151
Figura 81: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Azotea (Ton-m/m) X- X	152
Figura 82: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton- m) X-X.....	152

Figura 83: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress en Azotea (Ton-m/m) Y-Y.....	153
Figura 84: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton-m) Y-Y.....	153
Figura 85: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax en Azotea (Ton-m/m)	154
Figura 86: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin en Azotea (Ton-m/m)	154
Figura 87: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño en Azotea X-X	155
Figura 88: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño en Azotea Y-Y	155
Figura 89: Modelo de escalera en programa SAP 2000	158
Figura 90: Momentos resultantes en escalera típica en X-X.....	159
Figura 91: Momentos resultantes en escalera típica en Y-Y.....	159
Figura 92: Delimitación de zonas para cálculo de acero de refuerzo.....	160
Figura 93: Diagrama de fuerza cortante X-X	162
Figura 94: Diagrama de fuerza cortante Y-Y	162
Figura 95: Vista 3D de la cimentación en programa Safe V.2016.....	163
Figura 96: Vista en planta de la cimentación en programa Safe V.2016 ...	164
Figura 97: Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio.....	164
Figura 98: Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio + 0.8 Sismo X-X	165
Figura 99: Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio – 0.8 Sismo X-X	165
Figura 100: Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y.....	166
Figura 101: Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y.....	166
Figura 102: Diagrama de momento flector de platea de cimentación X-X .	167
Figura 103: Diagrama de momento flector de platea de cimentación Y-Y .	167
Figura 104: Diagrama de fuerza cortante de platea de cimentación X-X...	168
Figura 105: Diagrama de fuerza cortante de platea de cimentación Y-Y...	168
Figura 106: Diagrama de fuerza cortante de viga de cimentación	169

Figura 107: Diagrama de fuerza cortante de viga de cimentación	169
Figura 108: Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal X-X.....	170
Figura 109: Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal Y-Y.....	170
Figura 110: Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal en vigas de cimentación.....	171
Figura 111: Esquema de espaciamiento en diseño por cortante	176
Figura 112: Esquema de espaciamiento en diseño por cortante	177
Figura 113: Vista 3D de la Edificación para el Análisis Tiempo - Historia..	178
Figura 114: Función Tiempo – Historia Sismo 2001	178
Figura 115: Grafica Cortante vs Tiempo	179
Figura 116: Grafica Desplazamiento vs Tiempo	179
Figura 117: Vista 3D del modelo arquitectónico con el programa Revit 2021	180
Figura 118: Modelo Renderizado.....	181
Figura 119: Vista 3D del modelo estructural con el programa Revit 2021 .	182
Figura 120: Vista 3D de la cimentación estructural con el programa Revit 2021	183
Figura 121: Planta típica del Proyecto	184
Figura 122: Corte A-A del Proyecto	185
Figura 123: Vista Frontal de la Edificación.....	187
Figura 124: Distribución de muros	188
Figura 125: Distribución de Muros en el programa Etabs	189
Figura 126: Modelado de la Estructura en el Programa Etabs	189
Figura 127: Vista 3D de la Estructura modelada en el Programa Etabs	190
Figura 128: Vista Renderizada del Proyecto.....	190
Figura 129: Fuerza Cortante por sismo estático X-X	194
Figura 130: Fuerza Cortante por sismo estático Y-Y	195
Figura 131: Modo 01 - Sentido X-X.....	196
Figura 132: Modo 02 - Sentido Y-Y.....	196
Figura 133: Modo 03 - Sentido Z-Z.....	197
Figura 134: Espectro de Pseudo - aceleración X-X.....	198
Figura 135: Espectro de Pseudo - aceleración Y-Y	198
Figura 136: Derivas Máximas en X-X	199
Figura 137: Derivas Máximas en Y-Y	200

Figura 138: Diagrama de momento flector.....	230
Figura 139: Resultados del programa Etabs - DMF y DFC.....	230
Figura 140: Esquema de espaciamiento en diseño por cortante	233
Figura 141: Resultados del programa Etabs - DMF y DFC.....	234
Figura 142: Esquema de espaciamiento en diseño por cortante	236
Figura 143: Losa Típica, 1er, 2do y 3er Nivel	237
Figura 144: Asignación de franjas de diseño en losa aligerada, eje X-X (Rojo)	237
Figura 145: Vista de 3D de losa típica en programa Safe.....	238
Figura 146: Deformada de losa típica debido a Carga Muerta (CM).....	238
Figura 147: Deformada de losa típica debido a Carga Viva (CV)	239
Figura 148: Deformada de losa típica debido a Carga de Servicio (CS)....	239
Figura 149: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño X-X	240
Figura 150: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax.....	240
Figura 151: Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin	241
Figura 152: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño X-X	241
Figura 153: Diagrama de Momento flector del programa Safe	243
Figura 154: Refuerzo longitudinal calculado con el programa safe.....	243
Figura 155: Refuerzo longitudinal calculado con el programa safe de todas las franjas de diseño del 1er, 2do y 3er Nivel.	244
Figura 156: Asignación de franjas de diseño en losa en azotea, eje X-X (Rojo)	244
Figura 157: Vista de 3D de losa en azotea en programa Safe	245
Figura 158: Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton- m) X-X.....	245
Figura 159: Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño en Azotea X- X	246
Figura 160: Refuerzo longitudinal calculado con el programa safe de todas las franjas de diseño de la azotea.....	246
Figura 161: Modelo de escalera en programa SAP 2000	247
Figura 162: Momentos resultantes en escalera típica en X-X.....	248
Figura 163: Momentos resultantes en escalera típica en Y-Y	248
Figura 164: Delimitación de zonas para cálculo de acero de refuerzo.....	249
Figura 165: Diagrama de fuerza cortante X-X	251

Figura 166: Diagrama de fuerza cortante Y-Y	251
Figura 167: Vista 3D de la cimentación en programa Safe V.2016.....	252
Figura 168: Vista en planta de la cimentación en programa Safe V.2016 .	253
Figura 169: Presiones del suelo resultante Cargas de servicio	253
Figura 170: Presiones del suelo resultante Cargas de servicio + 0.8 Sismo X-X	254
Figura 171: Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo X-X	254
Figura 172: Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y	255
Figura 173: Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y	255
Figura 174: Diagrama de momento flector de platea de cimentación X-X y YY con el programa Safe.....	256
Figura 175: Diagrama de fuerza cortante de zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe	256
Figura 176: Acero longitudinal de la zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe	257
Figura 177: Acero longitudinal de la zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe	257
Figura 178: Modelo de la placa 14PX en el programa de Etabs.....	258
Figura 179: Diagrama de Iteración con el programa de Etabs.....	258
Figura 180: Diagrama de Iteración con el programa de Etabs.....	260
Figura 181: Áreas tributarias para cada columna de amarre.	261
Figura 182: Áreas tributarias para cada columna de amarre.	262
Figura 183: Vista 3D de la Edificación para el Análisis Tiempo - Historia..	264
Figura 184: Función Tiempo – Historia Sismo 2001	265
Figura 185: Grafica Cortante vs Tiempo	265
Figura 186: Grafica Desplazamiento vs Tiempo	266
Figura 187: Vista 3D del modelo arquitectónico con el programa Revit 2021	267
Figura 188: Modelo Renderizado.....	268
Figura 189: Vista 3D del modelo estructural con el programa Revit 2021 .	269

Figura 190: Vista 3D de la cimentación estructural con el programa Revit
2021 270

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal determinar el “**Análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna**” ocupando un área 238.34m², con un tipo de suelo de gravas bien graduadas y gravas limosas.

En cuanto al diseño la edificación del primer sistema estructural de muros de ductilidad limitada está compuesta por losas macizas en todos los niveles, considerando una cimentación superficial, la cual consiste en una losa de cimentación, vigas y muros de concreto armado de 0.10m, 0.125m y 0.15m.

La edificación del segundo sistema estructural de muros de albañilería confinada está compuesta por losas aligeradas en una dirección en todos los niveles, considerando una cimentación superficial la cual consiste en cimientos corridos y zapatas, vigas dinteles, columnas y vigas de amarre, muros de corte y finalmente muros de albañilería 0.14m y 0.24m.

Se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, análisis sísmico y dinámico, cumpliendo todos los requisitos estipulados en la N.T.P. E.030 Diseño sismorresistente. Finalmente se diseñó todos los estructurales de acuerdo a la N.T.P. E.060 Concreto Armado y E.070 Albañilería.

Por último, se pudo concluir que ambos sistemas estructurales presentan un adecuado comportamiento sismorresistente y cumpliendo la normativa vigente del RNE, además se pudo evidenciar que la edificación de MDL presenta una mayor rigidez y menores distorsiones de entrepiso.

Palabras Claves: Sistema estructural, Análisis sísmico, diseño estructural, muros ductilidad limitada, albañilería confinada, capacidad portante.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to determine the “Comparative structural analysis and design of a multifamily house with walls of limited ductility and confined masonry, in the Gregorio Albarracín Lanchipa district of the city of Tacna” occupying an area of 242.30 m², with a type soil of well-graded gravels and silty gravels.

Regarding the design, the building of the first structural system of limited ductility walls is composed of solid slabs at all levels, considering a superficial foundation, which consists of a foundation slab, beams and reinforced concrete walls of 0.10m, 0.125 m and 0.15m.

The building of the second structural system of confined masonry walls is composed of slabs lightened in one direction at all levels, considering a superficial foundation which consists of continuous foundations and footings, lintels, columns and tie beams, shear walls and finally masonry walls 0.14m and 0.24m.

The pre-dimensioning of the structural elements, seismic and dynamic analysis was carried out, fulfilling all the requirements stipulated in the N.T.P. E.030 Seismic resistant design. Finally, all the structural elements were designed according to the N.T.P. E.060 Reinforced Concrete and E.070 Masonry.

Finally, it was possible to conclude that both systems present an adequate earthquake-resistant behavior and complying with the current regulations of the RNE, it was also possible to show that the MDL building presents greater rigidity and lower mezzanine distortions.

Keywords: Structural system, seismic analysis, structural design, limited ductility walls, confined masonry, bearing capacity.

INTRODUCCIÓN

El crecimiento demográfico, poblacional y desordenado de la sociedad ha hecho que se requieran de más edificaciones de tipo viviendas unifamiliares y multifamiliares. Por lo que se observa que actualmente existe una alta demanda de edificaciones de 4 niveles a más, por ello se propone analizar y diseñar los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con lo cual se hace una comparación entre ambos sistemas estructurales para analizar el comportamiento sísmico y estructural que cada uno tiene.

Tanto como las edificaciones de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada la fuerza sísmica es absorbida por los muros de albañilería y muros de ductilidad limitada, por lo que es de mucha importancia realizar un análisis sísmico y diseño estructural correcto, se realizó el diseño escaleras, losas macizas y aligeradas, cimentaciones superficiales como platea de cimentación, cimientos corridos y zapatas. Las normas que se utilizaron para el diseño fueron: Norma E.020 (cargas), Norma E.030 (Diseño Sismo resistente), Norma E.050 (Suelos y cimentaciones), E.060 Concreto armado y por último E.070 (Albañilería)

El desarrollo de esta tesis está dividido por 5 capítulos las cuales se detallan a continuación:

El capítulo I, presenta la descripción del problema y formulación del problema, justificación, objetivos tanto general como específicos y finalmente la hipótesis planteada.

En el capítulo II, se presenta el marco teórico, comenzando por los antecedentes del estudio los cuales nos sirven para tener una base como referencia de estudios anteriores, bases teóricas y definición de términos que se utilizaran más en esta tesis.

En el capítulo III, se presenta el Marco Metodológico, se desarrollan los aspectos metodológicos que sustentan la presente tesis, especificando el tipo, diseño, población y muestra, operacionalización, técnicas e instrumentos, valoración y análisis de la información.

En el capítulo IV, se presenta todo el resultado del análisis sísmico y diseño de los dos sistemas estructurales tanto como de los muros de ductilidad limitada y albañilería confinada.

En el capítulo V, se da refiere a la discusión de este trabajo de investigación entre los resultados del análisis sísmico y diseño estructural de los dos sistemas estructurales.

Y para finalizar, se presentan las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

Uno de los más grandes problemas que afronta la región de Tacna, es el problema sísmico, debido a la ubicación de esta misma, la cual se encuentra ubicada en el cinturón de fuego del pacifico, originado por la subducción de la placa de nazca y la placa de Cocos debajo de la placa sudamericana que se desplaza hacia el oeste, produciéndose en este alrededor del 90% de los terremotos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes del mundo.

Figura 1

Esquema del proceso de convergencia de la placa de nazca y Sud americana continental.



Nota: Tavera, H., Bernal, I. 2002.

La ocurrencia de un sismo de gran intensidad lleva consigo consecuencias muy significativas, pudiendo provocar gran pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas, pérdidas sociales, pérdidas de materiales e inclusive cambios geomorfológicos en la superficie, también debemos tener presente que hace 152 años, entre Ilo y la ahora ciudad chilena de Arica, existe un silencio sísmico que preocupa a los investigadores y hace prever que la próxima gran liberación de energía está cada día más cerca, y esta es

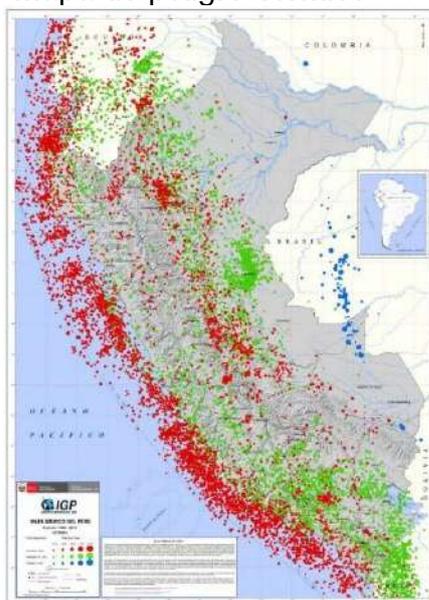
una realidad que no se puede ignorar, Tacna fue afectada por sismos de grandes magnitudes en el pasado, esto quiere decir que el futuro ya sea a corto o largo plazo volverán a ocurrir ya sean de igual o inclusive de mayor intensidad.

Sumado a lo anterior, la ciudad de Tacna se ha establecido en el Valle del Rio Caplina, según geomorfología en la zona del cauce del rio, correspondientes a la transición entre el canal de desagüe y su cono de deyección, encontrándose una gran cantidad de canales fluviales naturales, siendo estos rellenados para la ocupación física urbana, lo cual genera problemas geotécnicos en las edificaciones, teniendo presente que estos tipos de suelos por su composición física y geológica generan que las ondas sísmicas se vean amplificadas en diferentes niveles, por ende, los suelos se sacuden con mayor intensidad produciendo daños en viviendas que pueden generar que estas sean inhabitables

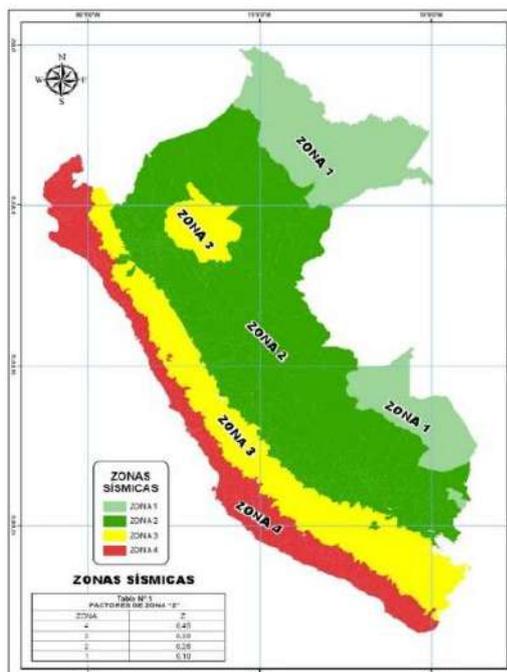
La ciudad de Tacna se encuentra en un gran peligro sísmico, por su ubicación geográfica y tipo de suelos. Según la Norma Técnica Peruana E.030 correspondiente a la Norma de Diseño Sismorresistente, la Ciudad de Tacna se encuentra en la Zona 4 y esto se ve reflejado en el Mapa de Peligro Sísmico (IGP, 2019).

Figura 2

Mapa de peligro Sísmico



Nota: IGP, 2019

Figura 3*Zonificación sísmica del Perú*

Fuente: NTP E.030, 2019

Desde que Tacna comenzó a urbanizarse, originariamente motivado por el crecimiento poblacional y la presencia de migrantes, las personas han tenido la costumbre de construir sus viviendas sin realizar una evaluación técnica al terreno ni la opinión de profesionales, y más aún sin contar con la autorización del ente rector, en este caso la municipalidad.

Según la Gerencia de Desarrollo Urbano de la Municipalidad Provincial de Tacna cerca del 70% de las viviendas que se construyen en la ciudad de Tacna son informales, es decir, que son edificadas por el propietario con la ayuda o por medio de un “maestro de obra”, Sin embargo, en muchos casos son oficiales o ayudantes, que le siguen en rango a los maestros de obra. Esto se debe al elevado costo que presenta levantar la edificación de manera formal, siendo ya está de concreto armado, albañilería confinada; siendo el ultimo el más común en la ciudad de Tacna y siendo estas edificadas sin tener en cuenta los parámetros establecidos en la N.T.P. E.070 de Albañilería del año 2006.

El poco control de calidad de las mismas, ya sea en mano de obra, proceso constructivo, materiales entre otros; siendo esto motivo de costos más accesibles para la población y siendo el motivo económico que hace que las personas decidan construir sus viviendas unifamiliares, viviendas multifamiliares, edificaciones destinadas al comercio, entre otros de manera informal; sin embargo esto genera un gran riesgo a la población en caso ocurra un sismo de gran magnitud debido a que estas no han sido diseñadas por un ingeniero proyectista.

Según el censo Nacional del 2017, la ciudad de Tacna presento incremento de un 66.2% respecto a la cantidad de viviendas segundo el Censo Nacional del 2007, esto refleja el gran aumento de la población año tras año en la ciudad de Tacna, y la necesidad de tener un hogar.

Conociendo la problemática actual se busca proponer emplear un sistema constructivo diferente al utilizado comúnmente, como alternativa en la construcción de viviendas multifamiliares en la ciudad de Tacna alineado con la normativa vigente, ya que en la actualidad las personas están optando por contar con un departamento en lugar de un hogar unifamiliar, y buscan que estos sean cómodos, baratos y seguros, siendo edificaciones de muros de ductilidad limitada una alternativa a tener en cuenta para la construcción de futuros proyectos inmobiliarios.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿Cuál es el análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?

1.2.2 Problemas específicos

- ✓ ¿Cuál es el comportamiento sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?

- ✓ ¿Cuál es el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?
- ✓ ¿Cuál es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?

1.3 Justificación e importancia

- Desde el punto de vista científico

En la actualidad existen varias publicaciones y metodologías que realizan el análisis y comportamiento sísmico en diferentes tipos de edificaciones y a la vez distintas zonas del Perú.

Tacna está en una zona de alta sismicidad, por lo que es necesario analizar y ver el comportamiento de diferentes edificaciones cada uno con distintos tipos de sistemas estructurales, en nuestro caso una edificación con muros estructurales y la otra de albañilería confinada.

- Desde el punto de vista social

La necesidad de una edificación es indispensable para la sociedad. En nuestro país el sistema estructural de albañilería confinada son los más recurrentes en las construcciones.

Por ello debemos de tomar las previsiones y correcciones necesarias para optar con la mejor alternativa del tipo de sistema estructural que se va escoger y que garantice la seguridad y la estabilidad.

- Desde el punto de vista económico

La economía de cualquier tipo de edificación está directamente relacionada con el fin de dicha edificación que se desea construir sea: hospitales, colegios, teatros, viviendas unifamiliares y multifamiliares.

En nuestro caso la economía para una edificación destinada a viviendas multifamiliares dependerá del sistema estructural que se va escoger. Teniendo en cuenta diversos factores como, por ejemplo: el lugar

donde se va construir, si el suelo es malo aumentará en costo la cimentación como también el tiempo de construcción.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Determinar análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

1.4.2 Objetivos específicos

- ✓ Determinar el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.
- ✓ Determinar el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.
- ✓ Analizar es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

El sistema de Muros de ductilidad limitada es más rígido que el sistema de albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna

1.5.2 Hipótesis específica

- ✓ Del análisis sísmico de la vivienda multifamiliar, el sistema de Muros de ductilidad limitada tiene un periodo fundamental de vibración y derivas de

entrepiso menores que el sistema de albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

- ✓ Del diseño estructural de la vivienda multifamiliar, el sistema de Muros de ductilidad limitada y albañilería confinada cumplen todo lo establecido en las Normas E.020, E.050, E.060 y E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ✓ La edificación a base de muros de ductilidad limitada tendrá un mejor comportamiento sísmico - estructural, pero tendrá una menor ductilidad en relación a la edificación a base de muros de albañilería en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 A nivel Internacional

Benavides, E. y Chillagana, J. (2013) presento la Tesis “Sistemas constructivos de muros de ductilidad limitada aplicados en viviendas de quito bajo el reglamento del ACI 318s-08 y la norma ecuatoriana de la construcción.”

Y sus resultados fueron:

- ✓ El sistema estructural analizado tiene una adecuada rigidez lateral, ya que los desplazamientos relativos de entrepiso, resultan menores a los máximos valores permitidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.
- ✓ La utilización del sistema de ductilidad limitada conlleva menor tiempo de ejecución en la construcción, menor mano de obra y menor costo total con relación al sistema tradicional, en un porcentaje aproximado al 15%.
- ✓ El período del sistema estructural siguiendo el primer método propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, es $T = 0.039$ s, es un factor muy importante en el cálculo de las fuerzas sísmicas, ya que de él depende el cortante basal estático.
- ✓ En el diseño por flexo compresión de los dos muros diseñados se observa que los valores P_u (1.29 Tn) M_u (4.08 Tn-m) de muro del eje 8, y los valores de P_u (9.91 Tn); M_u (2.55 Tn-m) del muro del eje H están ubicados dentro del gráfico del diagrama de interacción, el cual indica la gran capacidad resistente; por lo tanto, se comprueba que el espesor de la sección planteada es el adecuado.

Vizconte, A. (2015) presento la tesis “Estudio de la calidad en la construcción de viviendas con el sistema constructivo muros de ductilidad limitada en la ciudad de guayaquil y propuesta para su correcto funcionamiento”, y sus resultados fueron:

- ✓ Se logró demostrar la hipótesis que, para obtener una buena construcción con calidad técnica, en la fase de obra gris, era necesario cumplir con los requisitos de: normas técnicas de diseño y construcción, una efectiva supervisión técnica, unas especificaciones y planos del proyecto, una mano de obra calificada y capacitada, así como un plan de la calidad.
- ✓ Los resultados de los ensayos en compresión de concreto $f'c$ indican una baja resistencia del mismo, por cuanto los condominios F y E no cumplen según el 2do criterio en un 46% y 77% respectivamente. Estos resultados no se usaron para verificar y rediseñar la mezcla de concreto durante la construcción.
- ✓ En cuanto a la propuesta de mejora de la calidad en edificaciones con muros de ductilidad limitada se concluye que desarrollar un plan de gestión de calidad para la construcción de este sistema constructivo de MDL es prioritario, teniendo como fundamental la planificación y un nuevo organigrama de obra por funciones, con la creación de un área de calidad en la constructora, la cual contará con el ingeniero de calidad que liderará la obra en lo concerniente a calidad y será responsable de la aplicación
- ✓ Uno de los principales aportes de esta investigación es que desarrolla una metodología muy completa para estudiar a fondo un proyecto inmobiliario basándose en normas internacionales, visitas a proyectos en campo en otros países de la región, y usa la metodología elaborada por expertos de la universidad Técnica de Lisboa para evaluar defectos y sus causas probables, evaluación de la resistencia a compresión concreto premezclado, etc.

2.1.2 A nivel nacional

Merodio, J. y Vásquez, W. (2018) desarrollo la tesis “Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura” y los resultados fueron:

Muros de ductilidad limitada: Del análisis de fuerzas sobre resistentes, se observa que, en los dos primeros niveles, entresijos en donde se presenta la mayor sollicitación de carga sísmica, la resistencia nominal a corte del sistema de muros de ductilidad limitada es hasta 3.73 veces la fuerza de corte actuante; por ello, se concluye que ante un evento sísmico severo la edificación diseñada bajo el sistema MDL presentaría un mejor comportamiento respecto al sistema de albañilería.

Albañilería confinada: El factor de amplificación de suelo, debido a la presencia de suelo flexible, influyó directamente en el comportamiento sísmico de la estructura; dado las distorsiones de entresijo eran superiores a las permitidas por norma, tuvo que ser necesario incrementar la rigidez de la edificación reemplazando muros de albañilería por muros de concreto armado.

Análisis de resultados: De la comparación entre las distorsiones de entresijo y los desplazamientos laterales de la edificación se concluye que, ante la ocurrencia de un evento sísmico severo, los daños y el costo de reparación de estos serían muchos mayores en una estructura construida con el sistema de AC que en una diseñada con el sistema de MDL

Quiroz, C. (2016) presento la tesis “Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca” y los resultados fueron:

Primera: el sistema de MDL como el de AC presenta un adecuado y real comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con los requisitos del Diseño Sismo resistente y del Diseño Estructural que plantea el RNE del Perú, así como incluyen el efecto de Interacción Suelo- Estructura. A nivel de costos, tiempos de ejecución e impactos socioeconómicos, el sistema de MDL presenta mayores ventajas frente al sistema AC.

Segunda: Realizando la interacción suelo-estructura, al considerar la flexibilidad de la base de fundación tanto para el caso de MDL como para el de AC, existe la disminución de las fuerzas actuantes, lo cual es un claro indicativo de que el suelo de fundación absorbe parte de los esfuerzos en los elementos estructurales, siendo el modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A.

Savinov el que presenta un comportamiento intermedio entre los modelos convencional y de la Norma Rusa respectivamente.

Tercera: Respecto a los costos el sistema de AC es mayor en 58,773.62 soles respecto al sistema de MDL. Por otro lado, el tiempo requerido para la construcción de 2 edificios típicos con el sistema de MDL es de 48 días hábiles, mientras que un solo edificio típico construido con AC requiere 96 días hábiles para su construcción.

Cuarta: Es evidente que el sistema de MDL presenta mayores ventajas por ser un sistema industrializado, ya que asegura menores tiempos en ejecución costos directos e indirectos, financieros y calidad en las viviendas el cual podría ser aprovechado por la inversión privada.

Villareal, G., Sagastegui, G. y Zavaleta, L. (2010) en su artículo de investigación “Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y Albañilería confinada para edificaciones con plateas de cimentación” sus resultados fueron:

Del Diseño Estructural: Tanto para el sistema de MDL como para el de AC, el efecto de flexibilidad en la base de fundación hace que los períodos aumenten y por ende las frecuencias disminuyan, estos comportamientos son más notorios en el modelo de la Norma Rusa. Asimismo, a nivel de fuerzas en muros, los cortantes, axiales y momentos flectores disminuyen, lo cual es más pronunciado en el modelo de Barkan.

Del modelo escogido para el diseño estructural, para el caso de MDL, se analizaron parámetros tales como períodos de vibración y desplazamientos laterales máximos de entrepiso, los cuales resultaron ser mayores en un 39% y 30% para la dirección corta del edificio.

En cuanto a esfuerzos en muros, los axiales y cortantes actuantes resultaron ser el 14% y el 30% de los admisibles respectivamente.

Para el caso de AC, el comportamiento fue similar, los períodos y desplazamientos resultaron ser mayores en un 8% y 16% para la dirección corta. Así como los axiales y cortantes actuantes resultaron ser el 38% y el 76% de los admisibles.

Granados, R. y López, J. (2012) presento la tesis: “Diseño de un edificio de muros de ductilidad limitada de cinco niveles” y los comentarios, resultados fueron:

Análisis Y Estructuración:

El edificio contaba con una buena densidad de muros en las dos direcciones (mayor a 2.5%). Por su distribución en planta y en altura, se clasificó al edificio como regular. La simetría en planta permitió que el edificio no tuviera efectos de torsión.

La estructura tuvo una adecuada rigidez lateral, ya que los desplazamientos relativos de entrepiso resultaron menores a los máximos valores permitidos. En la dirección X se tuvo una deriva de 0.61/1000 y en la dirección Y se tuvo una deriva de 0.49/1000.

Diseño Estructural

Las solicitaciones de flexo compresión en los muros se cubrieron usando cuantías bajas de refuerzo en los extremos.

El mayor valor del cociente momento resistente / momento requerido fue 4. Esto llevó a diseñar los muros con una fuerza cortante superior a la del análisis. En los muros de la fachada anterior y posterior no se consideró el aporte del concreto a la resistencia a corte. Esto se debe a que la carga axial debido a las combinaciones que incluyen las fuerzas sísmicas es bastante baja.

Se verificó que no es necesario confinar los extremos de los muros, razón por la cual no fue necesario agregar cabezas a los muros ni incrementar el espesor de los mismos.

2.1.3 A nivel local

Cotrado, D. (2017) desarrollo la tesis titulada “Elaboración de curvas de fragilidad de muros de ductilidad limitada de 10 cm de espesor, basados en ensayos experimentales, período 2011-2015”, en el que concluye lo siguiente:

Se puede observar que el muro de ductilidad limitada MDL - 05 tuvo una mayor resistencia que el resto de los demás muros. Su curva promedio llega a una resistencia de 41tn y un desplazamiento máximo de 50mm. El muro de ductilidad limitada MDL-17 tuvo una menor resistencia llegando a una resistencia máxima de 10tn y un desplazamiento máximo de 7mm.

Las curvas de fragilidad de componentes estructurales y no estructurales son una herramienta muy útil para establecer valores de distorsión permisibles para diferentes estados de daños. El estudio presentado contribuye con información para posteriores estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de muros de ductilidad limitada.

La realización de este estudio, contribuye con información para la elaboración de proyectos de las ciudades del Perú. Para minimizar el riesgo sísmico en las Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada se debe limitar la deriva máxima a 0.004, el número de pisos debe limitarse a 4. Asimismo, el área de acero en los muros debe ser de 3/8" como mínimo.

Anco, R. y Mamani, A. (2020) desarrollo la tesis titulada "Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna - 2020", en el que concluye lo siguiente:

Del análisis y diseño estructural con el sistema de Muros de Ductilidad Limitada y según las delimitaciones establecidas, que los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada presentan un adecuado comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con los requisitos del Diseño Sismo resistente y del Diseño Estructural que plantea el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Se concluye que el sistema de Muros de Ductilidad Limitada posee una adecuada rigidez lateral. De los resultados obtenidos en los desplazamientos de entre piso se obtuvo una distorsión máxima de 0.0012 en la dirección X y una distorsión máxima de 0.0005 en la dirección Y, las cuales son inferiores al límite permisible (distorsión máxima de 0.005).

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Parámetros sísmicos

En nuestro país, la normativa que rige el comportamiento sísmico de las edificaciones, viene a ser la Norma Técnica Peruana E.030 – “Diseño Sismorresistente”, en el cual los parámetros sísmicos son los siguientes:

2.2.1.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, la cual se encuentra basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la información geotectónica. (NTP E.030-2019)

Tabla 1

Zonas sísmicas

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: (Norma E.030, 2019)

2.2.1.2 Perfiles de Suelo

Los tipos de perfiles de suelo son cinco:

a) Perfil Tipo So: Roca dura

Corresponde las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{v}_s mayor a 1500 m/s. (NTP E.030-2019)

b) Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos

Corresponde las rocas con diferente grado de fracturación, de macizos homogéneos y suelos muy rígidos con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{v}_s entre 500 m/s y 1500 m/s. (NTP E.030-2019)

c) Perfil Tipo S2: Suelos intermedios

Corresponde a los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{V}_s entre 180 m/s y 500 m/s. (NTP E.030-2019)

d) Perfil Tipo S3: Suelos blandos

Corresponde a los suelos flexibles, con velocidades de propagación de ondas de corte \bar{V}_s menores a 180 m/s. (NTP E.030-2019)

e) Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

Corresponde a los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorable. (NTP E.030-2019)

Tabla 2

Perfiles de suelo

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELOS			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_y
So	>1500 m/s	-	-
S1	500m/s a 1500m/s	>50	>100kPa
S2	180m/s a 500m/s	15 a 50	50kPa a 100kPa
S3	<180m/s	<15	25kPa a 50kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Nota: (Norma E.030, 2019)

2.2.1.3 Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Tabla 3

Factor de suelo

	FACTOR DE SUELO			
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: (Norma E.030, 2019)

Tabla 4

Periodos

	PERIODOS "T_p" y "T_L"			
	Perfil de suelo			
	So	S1	S2	S3
$T_p(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota: (Norma E.030, 2019)

2.2.1.4 Factor de amplificación sísmica (S, TP y TL)

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p - T_L}{T^2}\right)$$

2.2.1.5 Categoría de edificaciones y factor uso (U)

Tabla 5*Factor de Uso*

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO	
CATEGORIA	FACTOR "U"
A – Edificaciones Esenciales	1.50
B – Edificaciones importantes	1.30
C – Edificaciones comunes	1.00
D – Edificaciones temporales	Criterio del Proyectista

Nota: (Norma E.030, 2019)

2.2.1.6 Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro)

Tabla 6*Coefficiente básico de reducción Ro*

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción Ro
Concreto Armado:	
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o	
Confinada	3
Madera	7

Nota: (Norma E.030, 2019)

2.2.1.7 Factores de irregularidad (I_a, I_p)**Tabla 7***Factores de irregularidad*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad de Geometría Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.60
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad de diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Nota: (Elaboración propia)

2.2.1.8 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

2.2.2 Análisis sísmico

Según la Norma Técnica Peruana E.030 – “Diseño Sismorresistente”, para realizar el análisis sísmico se debe tener en consideración los siguientes puntos:

2.2.2.1 Análisis estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Pueden analizarse mediante este procedimiento todas las

estructuras regulares o irregulares ubicadas en las distintas zonas sísmicas. (Norma E.030, 2019).

2.2.2.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

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

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

2.2.2.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

2.2.2.4 Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

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

Donde:

- h_n = altura total del edificio.

- CT = 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.
- CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:
 - a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
 - b) Pórticos de acero arriostrados. CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada. Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$$

Donde:

- f_i : es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- D_i : es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

2.2.2.5 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa 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:

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

$$M_{tu} = \pm F_i * e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) 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.

2.2.2.6 Fuerzas sísmicas verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a 2/3 (Z U C S).

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros

2.2.2.7 Análisis dinámico

El análisis modal espectral es un tipo de análisis estadístico para la determinación de la probable respuesta de una estructura ante carga sísmica.

El análisis de respuesta espectral busca la máxima respuesta probable de estas ecuaciones en lugar de la historia completa. La aceleración del suelo de un terremoto en cada dirección está dada como una curva digitalizada de respuesta espectral de respuesta de aceleración pseudo-espectral versus periodo de la estructura.

2.2.2.8 Modos de vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis

2.2.2.9 Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

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.

2.2.2.10 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 % del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos

2.2.2.11 Excentricidad Accidental (Efecto torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

2.2.2.12 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión), que se ve a continuación:

Tabla 8

Límites de distorsión de entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_i)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota: (Elaboración propia)

2.2.3 Sistema de muros de ductilidad limitada

2.2.3.1 Definición

Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir máximo ocho pisos. (Norma E.030, 2019).

2.2.3.2 Muros

2.2.3.2.1 Tipos de Muros:

Los espesores de muros entre 10, 12 y 15 cm, siendo más comunes los de 10 y 12 cm. En algunos edificios de mayor altura (8 o más pisos) se emplean muros de 15 cm o más. Así mismo, en los edificios que tienen losa de transferencia se utilizan muros con espesores mayores bajo ésta (20, 25 cm o más).

2.2.3.2.2 Densidad de Muros:

El área transversal de los muros del primer entrepiso (am) se suele expresar como la densidad de muros (dm) en función del área de la planta del edificio (ap), o el área techada total del edificio (ate).

La densidad de muros se evalúa de manera independiente en cada dirección usando el área de los muros en la dirección en análisis.

Los edificios de ductilidad limitada poseen una alta densidad de muros en ambas direcciones, (debido a las reducidas luces y áreas de sus ambientes). Las densidades varían entre 0.29% a 0.90% para dmt y entre 2.14% a 4.75% para dmp, llegándose a encontrar valores de dmp similares para edificios de 5 y 9 pisos. La tabla 2.3.13 muestra los valores de dmt y dmp para las direcciones x e y de 7 edificios visitados.

2.2.3.3 Losas

Las losas macizas presentan diferentes espesores que varían entre 10 y 12 cm, siendo más común las de 12 cm

2.2.3.3.1 Recubrimientos

En todas las obras que fueron visitadas se pudo observar que para las losas se tiene un recubrimiento mínimo de 2 cm. Muchas veces se utilizan dados de concreto o separadores plásticos para lograr dejar el recubrimiento adecuado.

2.2.3.3.2 Juntas

Las juntas en losas se presentan debido al sistema de vaciado conjunto de muro y losa que se emplea en este tipo de edificios. Se vacía un departamento completo un día y al día siguiente el departamento colindante a éste.

2.2.3.4 Ventajas

- ✓ Reduce los desplazamientos causados por sismo y por alta densidad de muros.

- ✓ Se utilizan con el fin de optimizar el proceso constructivo y todos los muros son portantes.
- ✓ Facilidad por industrialización ha traído para este sistema. Mediante el uso de encofrados metálicos el uso de concreto premezclado, haciendo más fácil y económico el proceso constructivo de las obras.

2.2.3.5 Desventajas

- ✓ El concreto es un material que por su rigidez contribuye a la propagación de vibraciones mecánicas inducidas a grandes distancias permitiendo que las personas que viven en estos edificios sientan a cada instante los pasos y movimientos del resto de los habitantes.
- ✓ Debido al delgado espesor de las losas, existe la posibilidad de que al inducirse vibraciones éstas entren en alguna de sus resonancias, convirtiéndose así en una especie de amplificador natural. Un problema que se puede generar es la aparición de vibraciones al realizar una incorrecta implementación de las instalaciones electro-mecánicas tanto durante la construcción del edificio como las que realizarían los mismos usuarios en sus respectivos departamentos.
- ✓ Un último problema es que en algunos casos se logra percibir el sonido del paso de fluidos por las tuberías, las cuales no se encuentran lo suficientemente embebidas en los muros debido a su pequeño espesor.
- ✓ Debido a la poca capacidad aislante del concreto, estas edificaciones son calurosas en verano y frías en invierno.
- ✓ Ya que todos los muros tienen una función estructural no es posible cambiar o quitar muros a criterio de los usuarios para rediseñar la distribución de ambientes o realizar cambios en las instalaciones

2.2.4 Sistema de albañilería confinada

2.2.4.1 Definición

Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel. (Norma E.070, 2019).

2.2.4.2 Elementos Estructurales y sus componentes

Los elementos estructurales de las edificaciones de albañilería confinada que tradicionalmente se emplea en el Perú, está compuesta usualmente por: la cimentación corrida de concreto ciclópeo, el sobrecimiento hecho también de concreto ciclópeo, pero con piedras medianas, los muros de albañilería, columnas de confinamiento, losas de techo y las vigas soleras que corren encima de los muros, así como las vigas dinteles que cubren los vanos de puertas y ventanas. El concreto de estos 3 elementos (losa, solera, dintel) debe ser vaciado simultáneamente para lograr su integración y monolitismo.

2.2.4.3 Muros

Existen dos tipos de muros: los portantes y los no portantes.

2.2.4.4 Muro portante

Es el muro que recibe el peso de la estructura o el muro donde se apoyan las cargas transmitidas por las losas.

2.2.4.5 Muro no portante

También conocido como “tabique”. Es el muro que no recibe ningún peso vertical.

2.2.4.6 Propiedades mecánicas

2.2.4.6.1 Módulo de elasticidad de la albañilería

El módulo de elasticidad E_m y el módulo de corte G_m para la albañilería se considera como:

- ✓ Unidades de arcilla $E_m = 500 \text{ fm}$
- ✓ Unidades sílico – calcáreas $E_m = 600 \text{ fm}$
- ✓ Unidades de concreto vibrado $E_m = 700 \text{ fm}$
- ✓ Para todo tipo de unidad de albañilería $G_m = 0.4 E_m$

2.2.4.6.2 Resistencia característica a compresión axial de albañilería

La resistencia individual a compresión axial de una pila (f_m) se obtiene dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la sección transversal, sin importar que la unidad de albañilería utilizada califique como hueca o sólida, sea ladrillo o bloque.

2.2.4.6.3 Resistencia característica al corte a compresión diagonal

El ensayo de compresión diagonal en los muretes de albañilería sirve para determinar la resistencia característica a corte puro $v'm$ y eventualmente si se instrumenta y registra las deformaciones diagonales para determinar el módulo de corte de la albañilería G_m

2.2.4.7 Requisitos mínimos para el diseño de la albañilería confinada

2.2.4.7.1 Espesor efectivo de muro portante “t”.

$$t \geq \frac{h}{20}$$

- ✓ h: es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales.

2.2.4.7.2 Densidad mínima de muros portantes.

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

- ✓ Z: factor de zona.
- ✓ U: factor de uso.

- ✓ S: factor de suelo.
- ✓ N: es el número de pisos del edificio.
- ✓ L: es la longitud total del muro (incluyendo columnas, sí existiesen)
- ✓ t: es el espesor efectivo del muro

2.2.4.7.3 Esfuerzo axial máximo.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$$

$$\sigma_m \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_m \leq 0,15 f'_m$$

Donde:

- ✓ P_m : Es la carga de gravedad máxima de servicio, incluyendo el 100% de sobrecarga
- ✓ L: es la longitud total del muro

2.2.4.8 Diseño para Sismo Moderado

Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

- ✓ V_e : es la fuerza cortante Producida por el “Sismo Moderado”
- ✓ V_m : es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería

La resistencia al corte V_m de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones.

$$\text{Unidades de arcilla y concreto: } V_m = 0.5V_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g$$

$$\text{Unidades Silico – calcárea: } V_m = 0.35V_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23P_g$$

α : es el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{0.8H} \leq 1$$

Donde:

- ✓ V_m : resistencia característica a corte de la albañilería
- ✓ P_g : Carga permanente y total de la edificación más un porcentaje de la carga viva de acuerdo a la NTE E.030 Diseño Sismo resistente
- ✓ t : espesor efectivo del muro
- ✓ L : Longitud total de muro
- ✓ H : Altura de entrepiso del muro

2.2.4.9 Diseño para Sismo Severo

El diseño del muro confinado frente al Sismo Severo contempla el diseño de los elementos de confinamiento, vigas y columnas de amarre, de tal forma que sean capaces de soportar la fuerza cortante y de momento flector en el plano del muro al momento de que este alcance su máxima capacidad resistente.

Las fuerzas internas para el diseño de los elementos de confinamiento (vigas y columnas) frente al Sismo Severo en cada entrepiso "i" se definen como:

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{mi}}{V_{e1}} \quad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{mi}}{V_{e1}}$$

El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres:

$$2 \leq \frac{V_{mi}}{V_{Ei}} \leq 3$$

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:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

- ✓ $\sum V_{mi}$: Incluye solo el aporte de los muros confinados
- ✓ V_{Ei} : La fuerza cortante actuante en el entrepiso "i" del edificio, producida por "sismo severo".

2.2.4.10 Diseño de los elementos de confinamiento

El diseño de los elementos de confinamiento (vigas y columnas) ante fuerza sísmica en el plano, se realizará asumiendo que los muros son de sección rectangular (L_t). Las columnas pertenecientes a dos muros ortogonales entre sí se diseñarán con los mayores valores de fuerza proveniente del análisis independiente de ambos muros.

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las siguientes expresiones:

Tabla 9

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

COLUMNA	VC(Fuerza Cortante)	T(Traccion)	C(FCompresion)
INTERIOR	$\frac{V_{mi} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{mi} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{mi} h}{2L}$
EXTREMA	$1.5 \frac{V_{mi} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c - F$

Nota: Propuesta de Norma E-070 albañilería (2019)

Donde:

- ✓ $M = M_{ui} - \frac{1}{2} V_{mi} \cdot h$
- ✓ $F = M/L$: Fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"
- ✓ N_c : Numero de columnas de confinamiento
- ✓ L_m : Longitud del paño mayor o 0.5L
- ✓ P_c : Es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa

sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de Muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales

Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento: El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm².

2.2.4.11 Diseño por compresión

El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (nA) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

Donde:

- ✓ $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
- ✓ $\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales
- ✓ $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

2.2.4.12 Diseño por corte Fricción (Vc)

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = A_s + \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq A_c \geq 15t(\text{cm}^2)$$

Donde:

- ✓ $\phi = 0,85$

2.2.4.13 Determinación del refuerzo vertical

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot u \cdot \emptyset}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \emptyset}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo } 4\emptyset 8\text{mm})$$

Donde:

- ✓ $\emptyset = 0,85$
- ✓ $u = 1,0$ para juntas sin tratamiento
- ✓ $u = 1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento

2.2.4.14 Determinación de los estribos de confinamiento

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con ganchos a 135° , estribos de $1\frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 450mm o $1.5d$, deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos entre estribos:

$$S_1 = \frac{A_v f_v}{0,3 t_n \cdot f'_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)}$$

$$S_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_n \cdot f'_c}$$

$$S_3 = \frac{d}{4} \geq 5\text{cm}$$

$$S_4 = 10\text{cm}$$

Donde:

- ✓ d : es el peralte de la columna
- ✓ t_n : es el espesor del núcleo confinado
- ✓ A_v : es la suma de las ramas paralelas al estribo

El confinamiento mínimo con estribos será de (6mm, 1@50, 4@100, r@250mm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera columna y estribos @ 100mm en el sobrecimiento.

2.2.4.15 Diseño de las vigas de confinamiento

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s .

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_{cs}}{f_y}$$

Donde:

- ✓ $\phi = 0,9$
- ✓ A_{cs} : área de la sección transversal de la solera

El área de la sección transversal de la solera A_{cs} sera suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos 6mm 1@50, 4@100, r@250mm.

2.2.4.16 Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

En cada entrepiso superior al primer ($i > 1$), deberá verificarse para cada muro confinado que:

$$V_{mi} > V_{ui}$$

De no cumplirse esta condición, el entrepiso “i” también se agrietará y sus confinamientos deberá ser diseñados para soportar “ V_{mi} ” en forma similar al primer entrepiso.

2.2.4.17 Diseño de los elementos de confinamiento en pisos superiores no agrietados

Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical A_s capaz de absorber la tracción T producida por el momento flector M_{ui} actuante en el piso de estudio.

$$F = \frac{M_u}{L}$$

$$T = F - P_c > 0$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_c}{f_y}$$

Donde:

$$\checkmark \phi = 0,9$$

El área del núcleo A_n correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión "C". Para obtener el área de concreto A_c , deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo A_n .

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f'_c}$$

Donde:

- ✓ $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente
- ✓ $\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales
- ✓ $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales

Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo

Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a T_s

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f'_c A_{cs}}{f_y} (\text{mínimo } 4\phi 8\text{mm})$$

Donde:

$$\checkmark \phi = 0,9$$

Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: 6mm, 1@50, 4@100, r@250mm.

2.2.4.18 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte $V_U \geq V_m$, o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = \frac{P_m}{L_t}$, mayor o igual que, $0,05f'_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = \frac{A_s}{s.t} \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90o vertical de 10 cm de longitud.

2.3 Definición de términos

Capacidad de carga

Presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factor de seguridad). (NTP E050, p.46)

Cimentación

Elemento que transmite al suelo las cargas de la estructura. (NTP E050, p.47)

Profundidad de Cimentación

Profundidad a la 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. (NTP E050, p.49)

Carga

Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos. (NTP E020, p.1)

Carga Muerta

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. (NTP E020, p.1)

Carga Viva

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. (NTP E020, p.1)

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”. (NTP E070, p.8)

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 por resistencia de esta Norma. (NTP E060, p.26)

Concreto Armado o Reforzado

Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero, pre esforzado o no. (NTP E060, p.26)

Concreto Simple

Concreto estructural sin armadura de refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado. (NTP E060, p.26)

Ductilidad

Es la propiedad que tiene un material para deformarse más allá del límite elástico sin que pierda significativamente su resistencia.

Muro de Corte o Placa

Muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales inducidas por cargas laterales. (NTP E060, p.15)

Deriva

Relación entre el desplazamiento lateral máximo dividido por la altura de entrepiso, con este factor se determina si las derivas se encuentran dentro de lo establecido por la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

El tipo de estudio será exploratorio - descriptivo, debido a que implica observar y describir eventos y situaciones sin influir sobre él de ninguna manera.

3.1.2 Diseño de investigación

El diseño de esta Investigación es aprehensivo.

3.2 Población y muestra de estudios

3.2.1 Población

La población de estudios de esta investigación son las edificaciones de muros de ductilidad limitada y albañilería.

3.2.2 Muestra

La muestra es una edificación multifamiliar de 4 niveles.

3.3 Operacionalización de variables

3.3.1 Variable independiente

- Edificación de muros de ductilidad limitada
- Edificación de albañilería.

3.3.2 Variable dependiente

- Análisis y diseño estructural.

3.4 Técnicas e instrumentos

Se utilizaron las siguientes técnicas e instrumentos para la recolección de datos:

- Páginas Web
- Artículos, Tesis, Libros, etc.
- Software
- Modelado en Etabs, Safe y Revit
- Hojas de cálculo Excel

3.5 Procesamiento y análisis de datos

- **Objetivo específico 1:**

Determinar el comportamiento sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna

Se realizará el análisis sísmico de la vivienda multifamiliar, realizando un análisis estático y dinámico de la edificación, la cual será modelada en un software ETABS V.2016, para este tipo de trabajos una vez finalizado el pre dimensionamiento de los elementos estructurales guardando relación con la planimetría establecida por el propietario; utilizando y cumpliendo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones, se realizará el análisis sísmico de la edificación proponiendo un sistema de albañilería confinada y esta misma por el sistema de muros de ductilidad limitada.

- **Objetivo específico 2:**

Determinar el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

Como segunda etapa una vez definida la estructura tanto en albañilería como por muros de ductilidad limitada, se procederá a realizar el diseño y calculo estructural de las cimentaciones, vigas, losas macizas, losas

aligeradas, columnas y muros de corte, utilizando los softwares ETABS y SAFE, memorias de cálculos u otras herramientas aplicables, el diseño de la albañilería se realizara respetando y cumpliendo lo establecido en la N.T.P. E.070 “Albañilería”, que se encuentre en vigencia y el diseño de la edificación por muros de ductilidad limitada se realizara respetando y cumpliendo lo establecido en la N.T.P. E.060 “Concreto Armado”, que se encuentre en vigencia.

- **Objetivo específico 3:**

Analizar es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

En la tercera etapa del proyecto se realizará la comparación entre los dos sistemas estructurales propuestos, albañilería confinada y muros de ductilidad limitada, para tal comparación se tomaran en cuenta todos los resultados obtenidos anteriormente, tanto en el análisis sísmico y el diseño estructural, se determinará cual es la mejor alternativa para la construcción de la vivienda multifamiliar de cuatro niveles, cumpliendo todo lo establecido en la normativa vigente, y a su vez proponer a la población de Tacna distintas alternativas de construcción para sus viviendas, siendo estas seguras ante eventos sísmicos.

CAPÍTULO IV RESULTADOS

4.1 Muros de ductilidad limitada

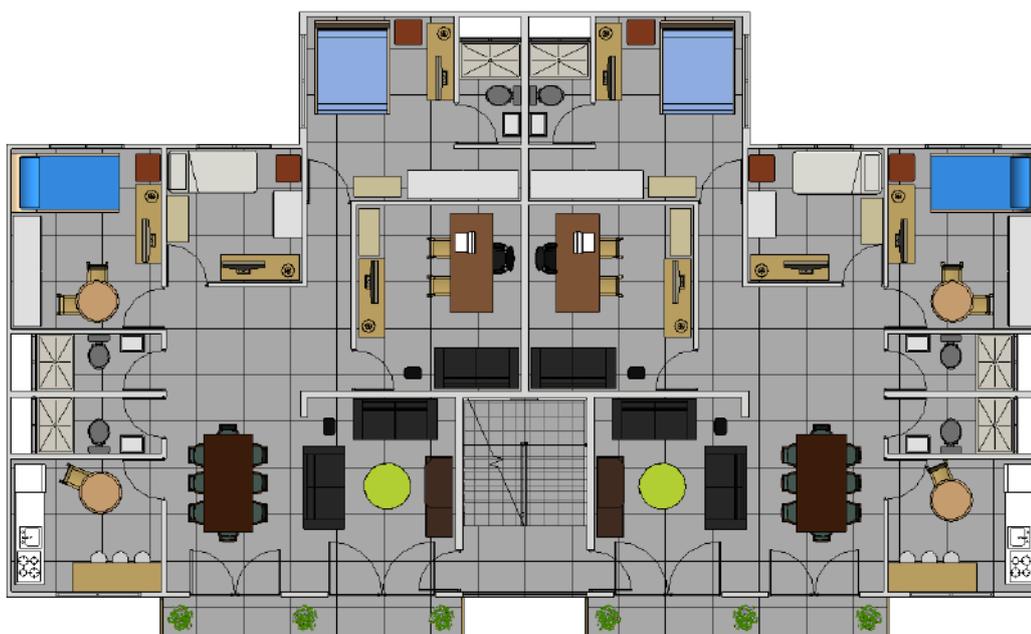
4.1.1 Generalidades del proyecto

La estructura evaluada y diseñada corresponden a la edificación destinada al uso de VIVIENDA, conformada por 04 niveles (Estructurales), con un área construida de 242.30 m² en el 1er Nivel, y con área construida de 254.77 m² en el 2do, 3er y 4to Nivel; la edificación está diseñado para un sistema estructural de **“MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL)”** en el sentido X-X y **“MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL)”** en el sentido Y-Y, cuenta con una altura de entrepiso de 3.00m y una altura total de la edificación de 12 m, se encuentra ubicada en el distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, Provincia de Tacna, Departamento de Tacna.

La edificación cuenta con 02 departamentos por nivel, cada departamento con un área total de 121.70 m², encontrándose 01 Comedor, 01 Sala, 01 Cocina, 03 Dormitorios y 03 Baños.

Figura 4

Planta típica del Proyecto



Nota: Elaboración Propia

Figura 5*Corte A-A del Proyecto**Nota: Elaboración Propia*

4.1.2 Características de la estructura

4.1.2.1 Propiedades de los materiales

Se detallan las principales características de los materiales empleados en la estructura para el análisis sísmico estructural.

Concreto:

- Peso Específico : 2,400 kg/m³
- Resistencia a la Compresión ($f'c$) : 175 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_c) : 198,431.35 kg/cm²
- Módulo de Poisson (μ) : 0.15

Acero de refuerzo:

- Peso Específico : 7,850 kg/m³
- Esfuerzo de Fluencia (f_y) : 4,200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_s) : 2'100,000.00 kg/cm²
- Módulo de Poisson (μ) : 0.30

4.1.2.2 Características del suelo de fundación

Según los estudios de mecánica de suelos (EMS), se tiene las siguientes características y propiedades mecánicas del terreno de fundación:

- Nivel Freático : No encontrado
- Tipo de suelo : GM
- Profundidad de la cimentación: 1.20 m. (Según E.M.S.)
- Esfuerzo admisible del terreno: 3.00 kg/cm²
- Densidad Húmeda : 1.800 Ton/m³
- Tipo de cimentación : Platea de concreto armado

4.1.2.3 Cargas de diseño

- Sobre carga (S/C) en Dormitorios : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Corredor : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Escaleras : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Azotea 4to Nivel : 100 kg/m²
- Peso propio de Losa maciza e=10cm : 240 kg/m²
- Peso propio de Losa maciza e=20cm : 480 kg/m²
- Peso propio de acabados pisos y cielorrasos : 100 kg/m²
- Peso propio de acabados en azoteas : 100 kg/m²

4.1.2.4 Estructuración

La edificación tiene las siguientes características:

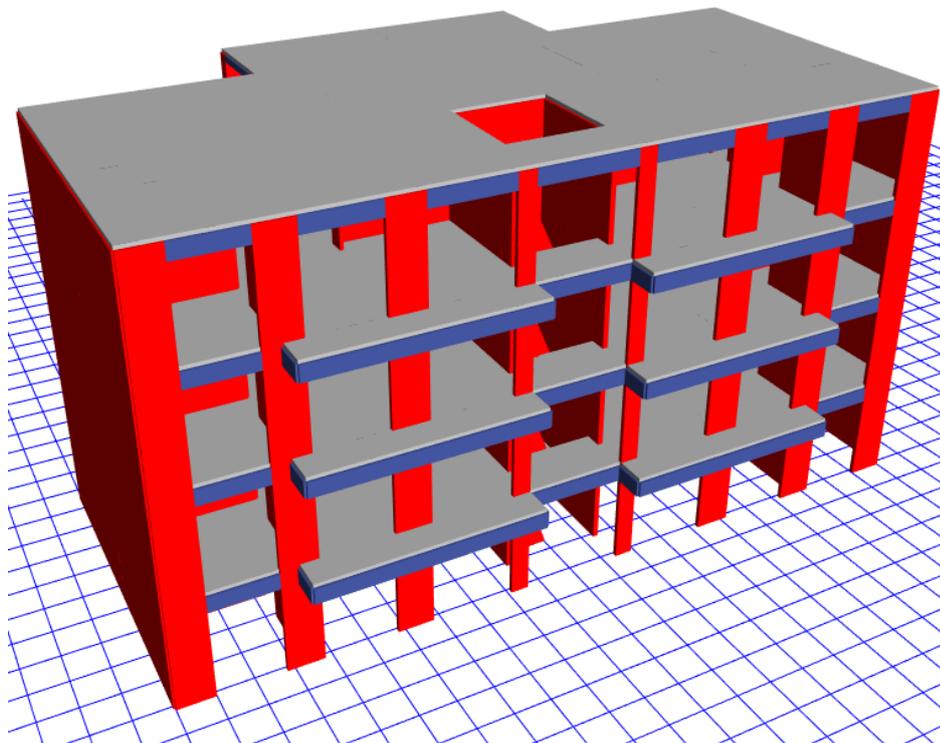
- El edificio tiene como destino el uso de VIVIENDA (Categoría C).
- La distribución arquitectónica del edificio no presenta irregularidad en elevación, pero presenta irregularidad en planta.
- El edificio presenta 04 diafragma rígido conformados por losas macizas orientadas en dos direcciones.
- Los sistemas estructurales estimados para el edificio son del sistema "Muros de ductilidad Limitada" con R=4 en el sentido X-X y "Muros de ductilidad Limitada" con R=4 en el sentido Y-Y, por ser Zona sísmica Severa, se consideró en el diseño, los requerimientos

mínimos establecidos en la norma E.030-2019 para garantizar la estabilidad estructural luego de un evento sísmico.

- La estructuración del edificio se basa en tender la distribución simétrica de la rigidez de los elementos verticales de soporte, generando la correcta distribución de los 03 primeros modos de vibración.
- Los elementos áreas como losas macizas, muros de concreto son subdivididos y/o discretizados, con el fin de realizar el análisis de elementos finitos y obtener resultados confiables.

Figura 6

Vista Frontal de la Edificación



Nota: Elaboración Propia

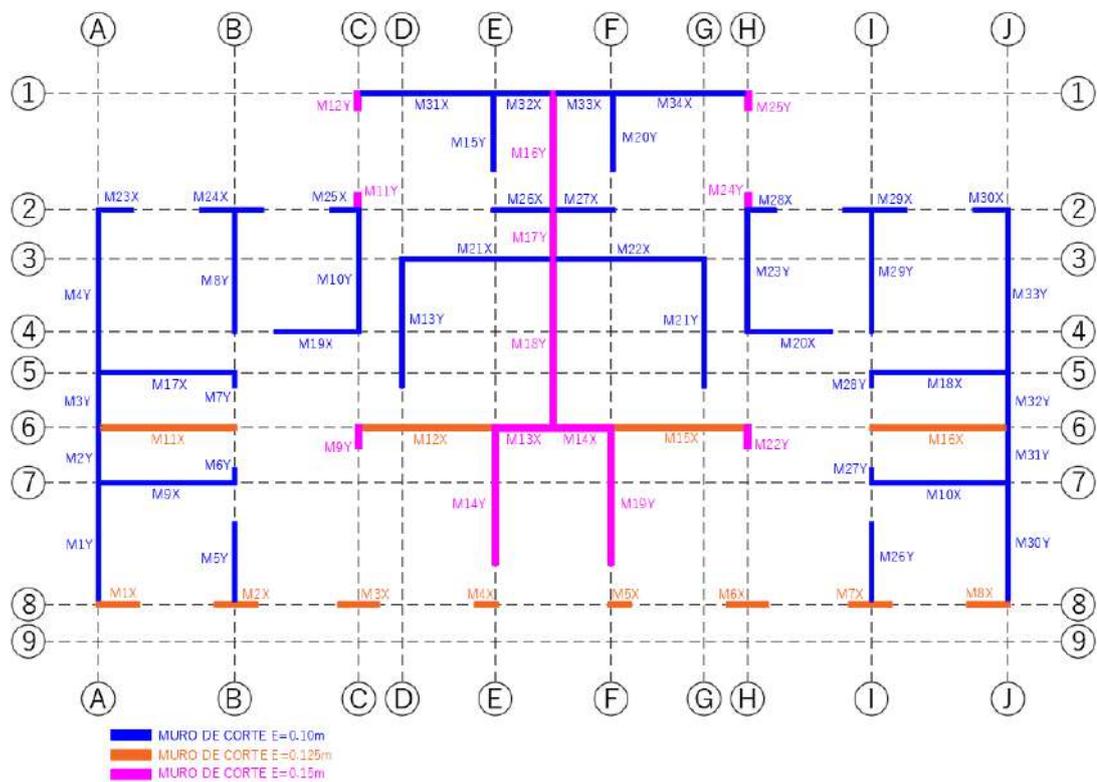
4.1.2.5 Predimensionamiento

Las edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada se caracterizan principalmente por estar compuesta, en su totalidad por muros de concreto armado, siendo la particularidad de estos, de espesores reducidos, este sistema estructural es capaz de resistir las fuerzas sísmicas y cargas de gravedad, tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y están compuestos por muros de corte, los cuales no cuentan con extremos de confinamientos y el acero de refuerzo vertical se dispone en una sola capa o hilera.

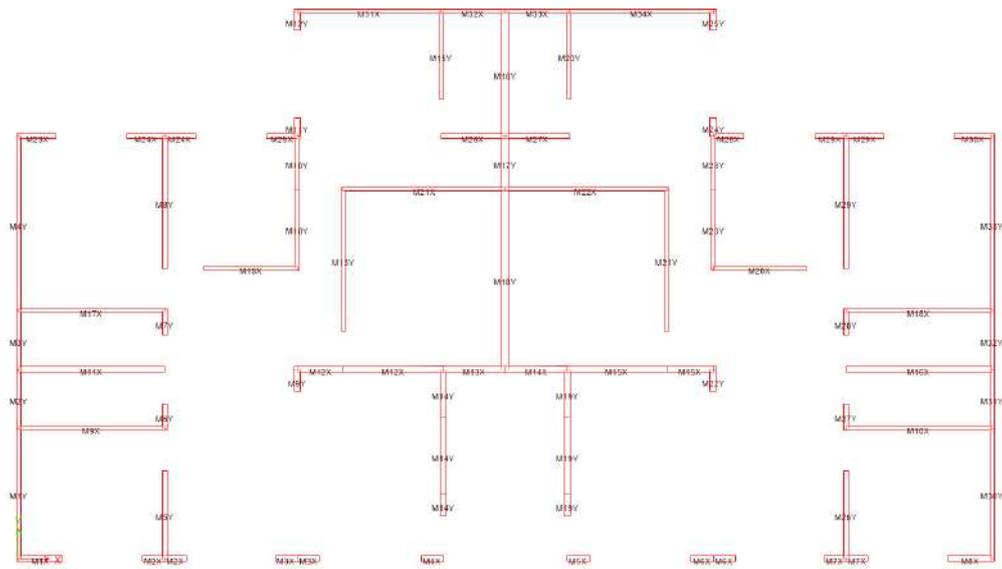
La edificación propuesta, cuenta con muros de espesores de 10cm y 12.5cm y 15cm, siendo esta observada en el siguiente plano:

Figura 7

Distribución de muros



Nota: Elaboración Propia

Figura 8*Distribución de Muros en el programa Etabs**Nota: Elaboración Propia*

4.1.3 Análisis sísmico

4.1.3.1 Modelo estructural

Se realizó el modelamiento de la vivienda multifamiliar utilizando el programa Etabs y en concordancia con la normatividad vigente.

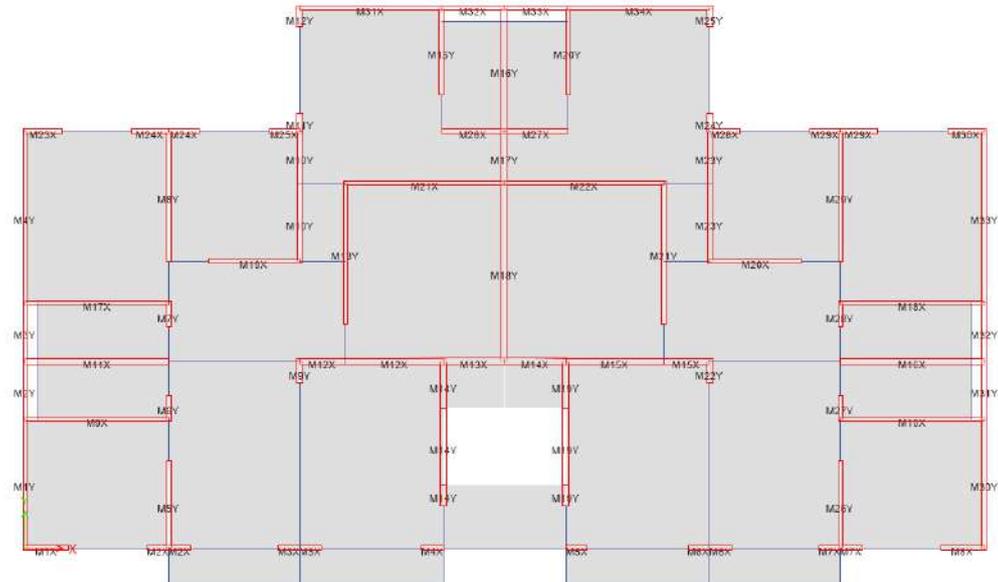
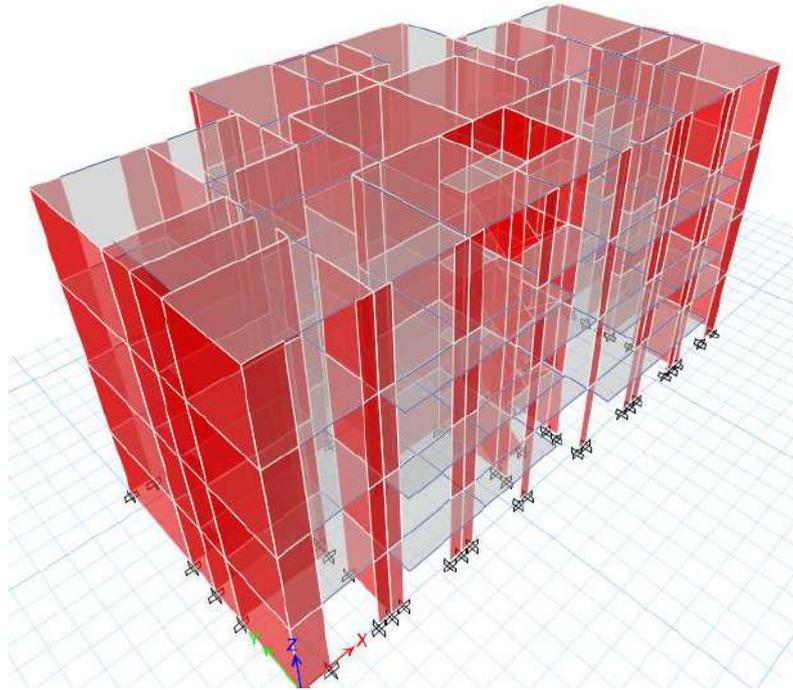
Figura 9*Modelado de la Estructura en el Programa Etabs**Nota: Elaboración Propia*

Figura 10

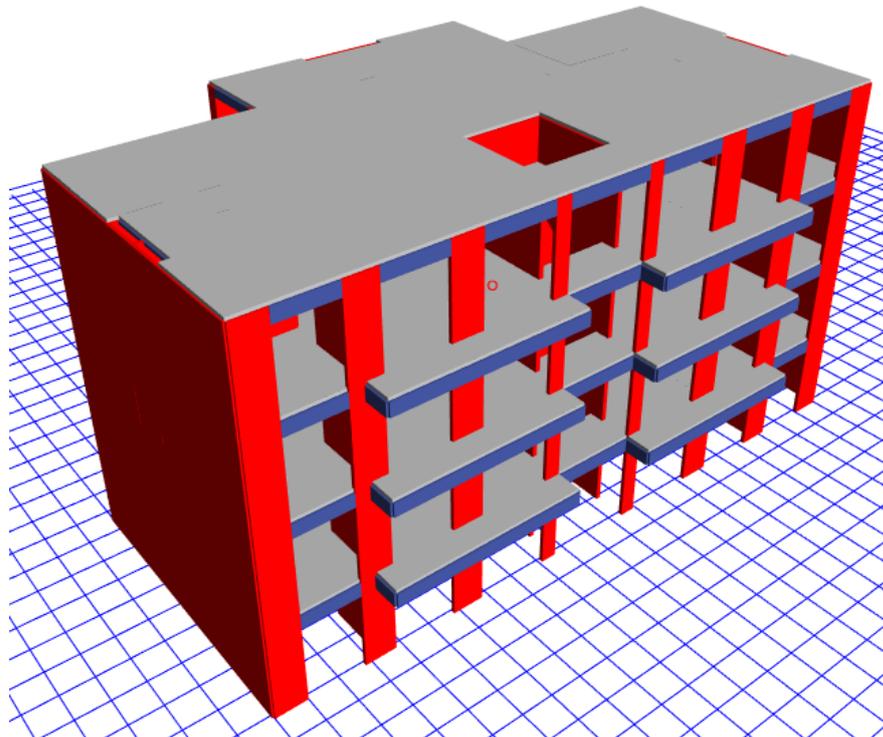
Vista 3D de la Estructura modelada en el Programa Etabs



Nota: Elaboración Propia

Figura 11

Vista Renderizada del Proyecto



Nota: Elaboración Propia

4.1.3.2 Parámetros sísmicos

4.1.3.2.1 Zonificación

Según la Norma E030-2019, en el mapa de zonificación según se aprecia en la Figura 3, el distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa ubicado en la provincia de Tacna, Departamento de Tacna, se encuentra en la Zona 4 y según la Tabla 1, para realizar el análisis sísmico se tomará un valor de $Z=0.45$.

4.1.3.2.2 Perfiles de suelo

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, el proyecto se cimentará sobre un suelo de grava bien graduadas (GW) y está teniendo una capacidad portante $Q_{adm} = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$, según la Norma E030-2019, corresponde a un suelo S1, correspondiente a suelos medianamente rígidos.

4.1.3.2.3 Parámetros de sitio (S, TP y TL)

El proyecto cuenta con un perfil de suelo S1, correspondiente a suelos medianamente rígidos, y ubicándose en la zona Z4, en concordancia con el mapa de peligro sísmico del Perú, de acuerdo a la Tabla 3 y Tabla 4 se tomarán los siguientes valores para el análisis sísmico de la edificación multifamiliar:

$$S_1 = 1.05$$

$$T_p = 0.6$$

$$T_L = 2.0$$

4.1.3.2.4 Factor de amplificación sísmica

En concordancia con la Norma E.030-2019, se realiza el cálculo del factor de amplificación sísmica (C), el cual está en función al Periodo fundamental de vibración, por lo tanto:

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{12.00}{60.00}$$

$$T = 0.20$$

Se obtiene un periodo fundamental de vibración $T=0.20$ según el cual es menor al $T_p = 0.6$, el cual cumple la siguiente relación:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

4.1.3.2.5 Categoría de edificaciones y factor uso

La edificación será utilizada como vivienda multifamiliar, correspondiente a edificaciones comunes según la Tabla 5, por lo tanto:

$$U = 1.00$$

4.1.3.2.6 Sistemas estructurales y coeficientes básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o)

La edificación estará conformada por el sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL), según la Tabla 6 se tomará el siguiente valor para el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas:

$$R_o = 4.00$$

4.1.3.2.7 Actores de irregularidad (I_a, I_p)

Para el análisis inicial se tomará los siguientes valores, de irregularidad de planta y altura:

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 0.90$$

2.1.1.1.1 Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$R = 4.00 * 1.00 * 0.90$$

$$R = 3.60$$

4.1.3.3 Análisis estático

4.1.3.3.1 Datos para los análisis sísmicos

Tabla 10*Parámetros Sísmicos X-X*

PARAMETROS SISMICOS	
Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
C	2.50
S	1.05
Ro	4.00
la	1.00
lp	0.90
R	3.60

*Nota: Elaboración propia***Tabla 11***Parámetros Sísmicos Y-Y*

PARAMETROS SISMICOS	
Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
C	2.50
S	1.05
Ro	4.00
la	1.00
lp	0.90
R	3.60

Nota: Elaboración propia

4.1.3.3.2 Peso de la estructura

Tabla 12*Centers of Mass and Rigidity*

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
		tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m
Story1	LOSA 01	21.982	21.982	11.000	5.555
Story2	LOSA 02	21.982	21.982	11.000	5.555
Story3	LOSA 03	21.982	21.982	11.000	5.555

Story4	LOSA 04	13.966	13.966	11.003	5.686
--------	---------	--------	--------	--------	-------

Nota: Elaboración propia

- Peso de la estructura:

$$P = 783.951 \text{ Tn}$$

4.1.3.3.3 Fuerza Cortante en la base

- Cálculo de la fuerza cortante:

$$V_e = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$V_e = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.05}{3.60} * 783.951$$

$$V_e = 257.23 \text{ Tn}$$

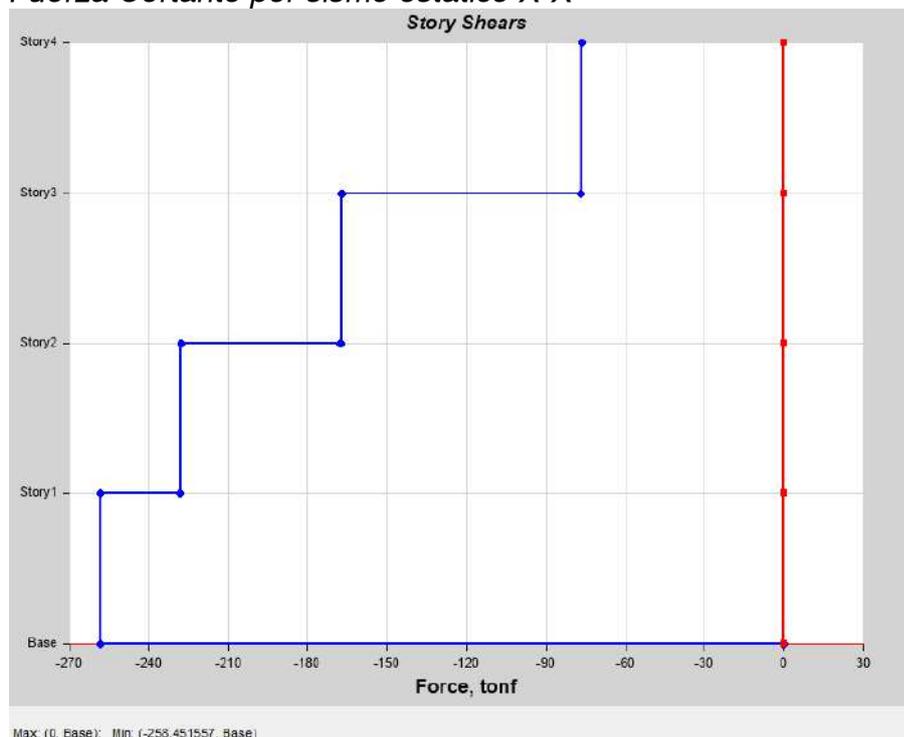
$$V_e = V_{e_{x-x}} = V_{e_{y-y}}$$

$$V_{e_{x-x}} = 257.23 \text{ Tn}$$

$$V_{e_{y-y}} = 257.23 \text{ Tn}$$

Figura 12

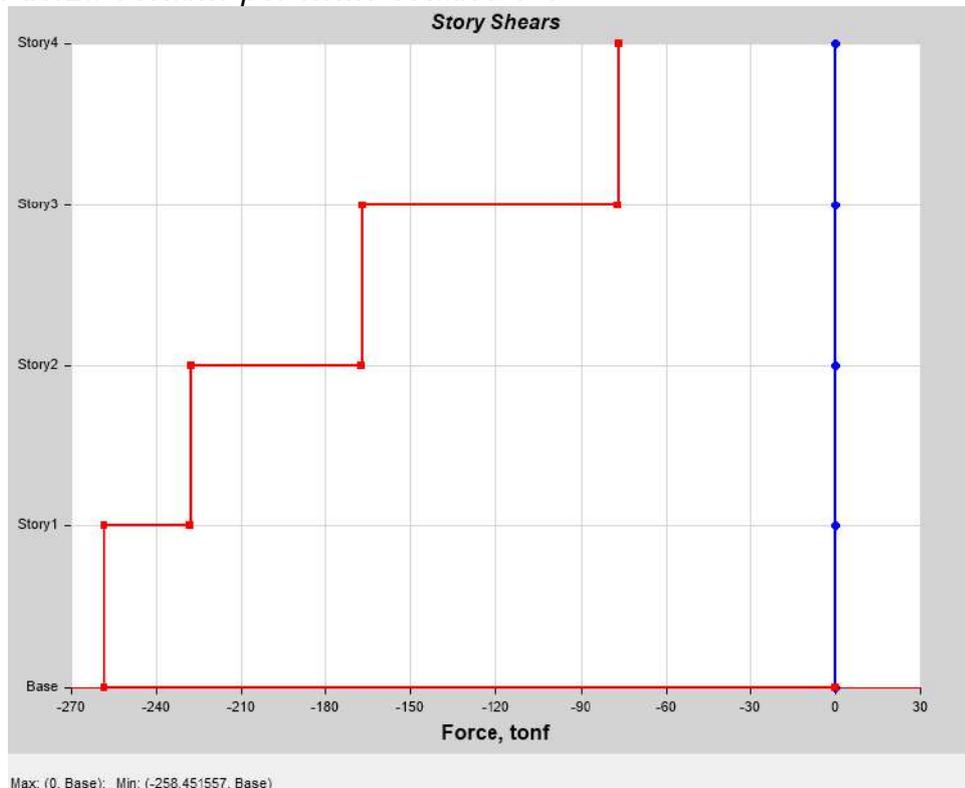
Fuerza Cortante por sismo estático X-X



Nota: Elaboración Propia

Figura 13

Fuerza Cortante por sismo estático Y-Y



Nota: Elaboración Propia

4.1.3.4 Análisis dinámico

4.1.3.4.1 Modos de vibración

Tabla 13

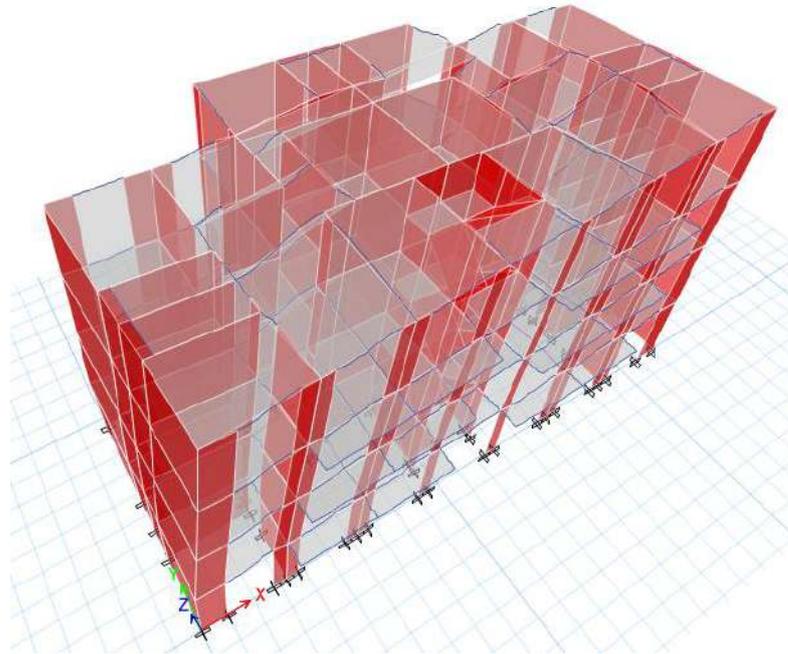
Tabla de Participación de la Masa Modal

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Mod 01	1	0.103	0.718	0.000	0.051	0.72	0.00	0.05
Mod 02	2	0.086	0.000	0.791	0.000	0.72	0.79	0.05
Mod 03	3	0.079	0.049	0.000	0.742	0.77	0.79	0.79
Mod 04	4	0.029	0.165	0.000	0.016	0.93	0.79	0.81
Mod 05	5	0.026	0.000	0.163	0.000	0.93	0.95	0.81
Mod 06	6	0.024	0.018	0.000	0.151	0.95	0.95	0.96
Mod 07	7	0.015	0.035	0.000	0.005	0.98	0.95	0.97
Mod 08	8	0.014	0.000	0.036	0.000	0.98	0.99	0.97
Mod 09	9	0.013	0.005	0.000	0.027	0.99	0.99	0.99
Mod 10	10	0.011	0.010	0.000	0.002	1.00	0.99	0.99
Mod 11	11	0.011	0.000	0.009	0.000	1.00	1.00	0.99
Mod 12	12	0.010	0.002	0.000	0.006	1.00	1.00	1.00

Nota: Elaboración propia

Figura 14

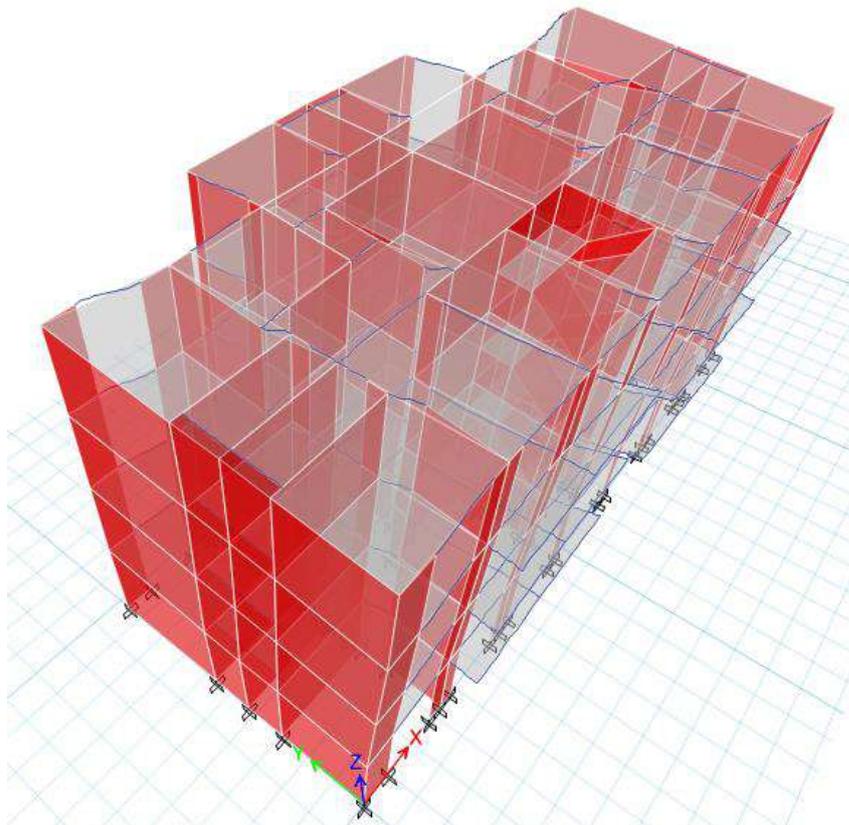
Modo 01 - Sentido X-X



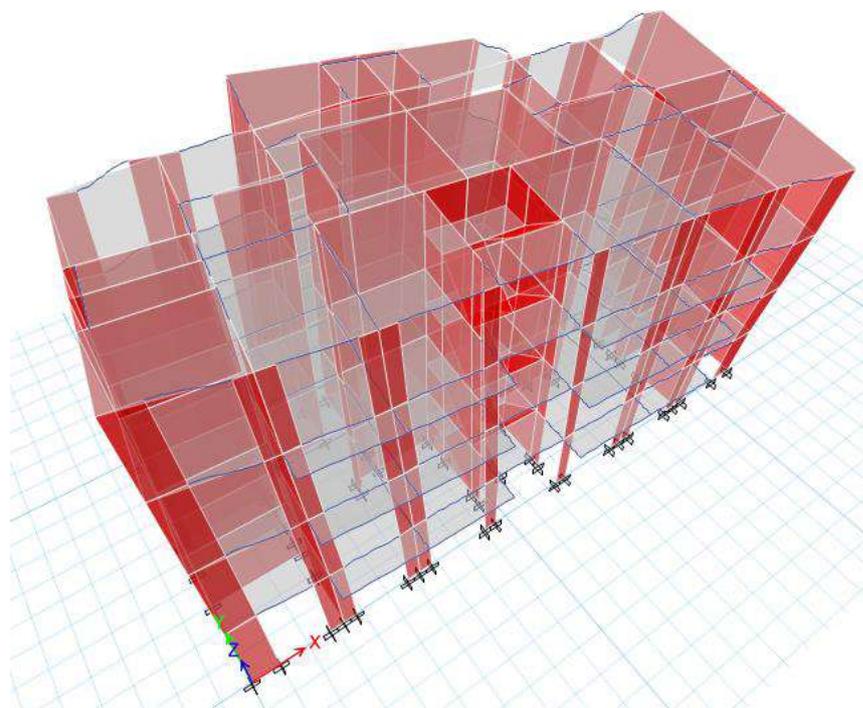
Nota: Elaboración propia

Figura 15

Modo 02 - Sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

Figura 16*Modo 03 - Sentido Z-Z**Nota: Elaboración propia***Tabla 14***Modos de vibración X-X*

Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 01	0.103	71.80
Mod 03	0.079	4.90
Mod 04	0.029	16.50
Total		93.20

*Nota: Elaboración propia***Tabla 15***Modos de vibración Y-Y*

Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 02	0.086	79.10
Mod 05	0.026	16.30
Mod 08	0.024	3.60
Total		99.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 16

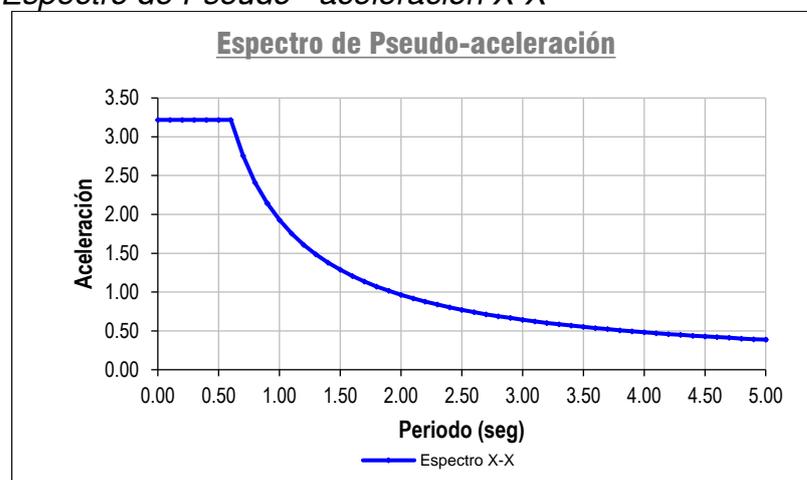
Modos de vibración Z-Z

Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 01	0.079	71.80
Mod 03	0.079	4.90
Mod 06	0.029	16.50
Total		96.00

Nota: Elaboración propia

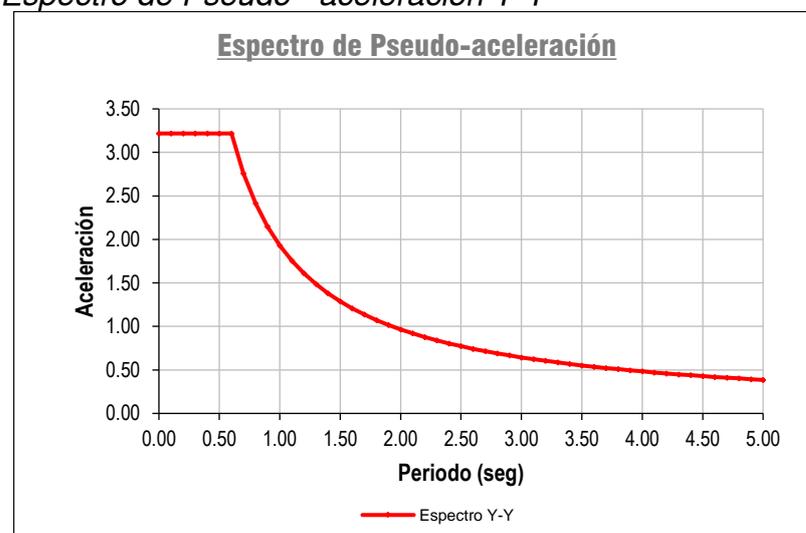
4.1.3.4.2 Análisis de aceleración espectral

Figura 17

Espectro de Pseudo - aceleración X-X

Nota: Elaboración propia

Figura 18

Espectro de Pseudo - aceleración Y-Y

Nota: Elaboración propia

4.1.3.4.3 Desplazamiento de la Edificación

Según la norma E030-2019, los desplazamientos laterales se calculan 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 calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico y según la Tabla 8, para edificaciones de muros de ductilidad limitada se tiene una distorsión del entrepiso máximo de 0.005.

Tabla 17

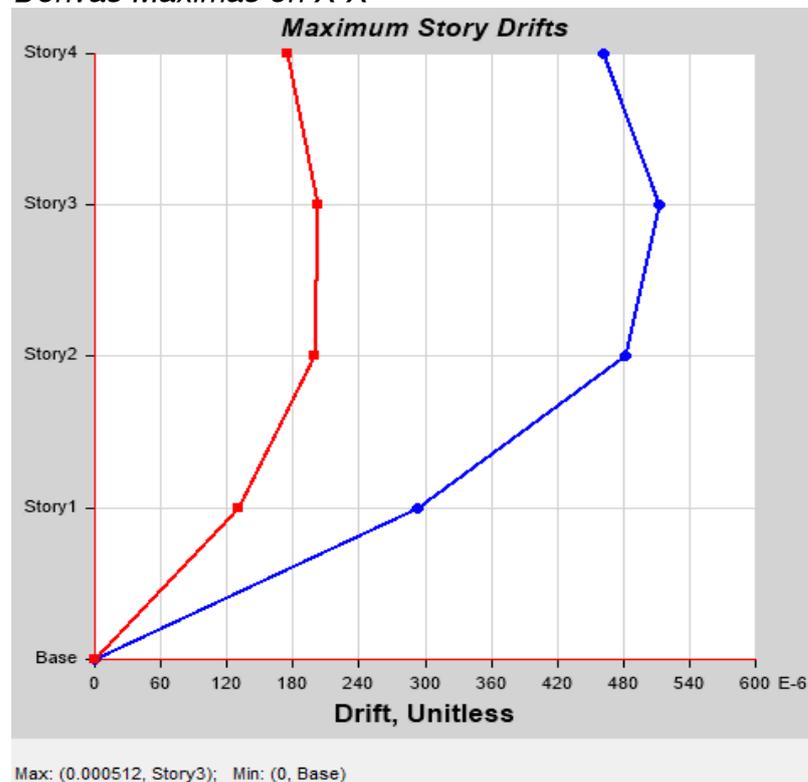
Desplazamiento y derivas Máximas en X-X

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Drift *0.85*R	Máx Drift E-030	Cumple
Story4	SDX R=4	127	Drift X	0.000151	0.0005	0.005	Si
Story3	SDX R=4	127	Drift X	0.000167	0.0005	0.005	Si
Story2	SDX R=4	127	Drift X	0.000157	0.0005	0.005	Si
Story1	SDX R=4	57	Drift X	9.60E-05	0.0003	0.005	Si

Nota: Elaboración propia

Figura 19

Derivas Máximas en X-X



Nota: Elaboración propia

Tabla 18

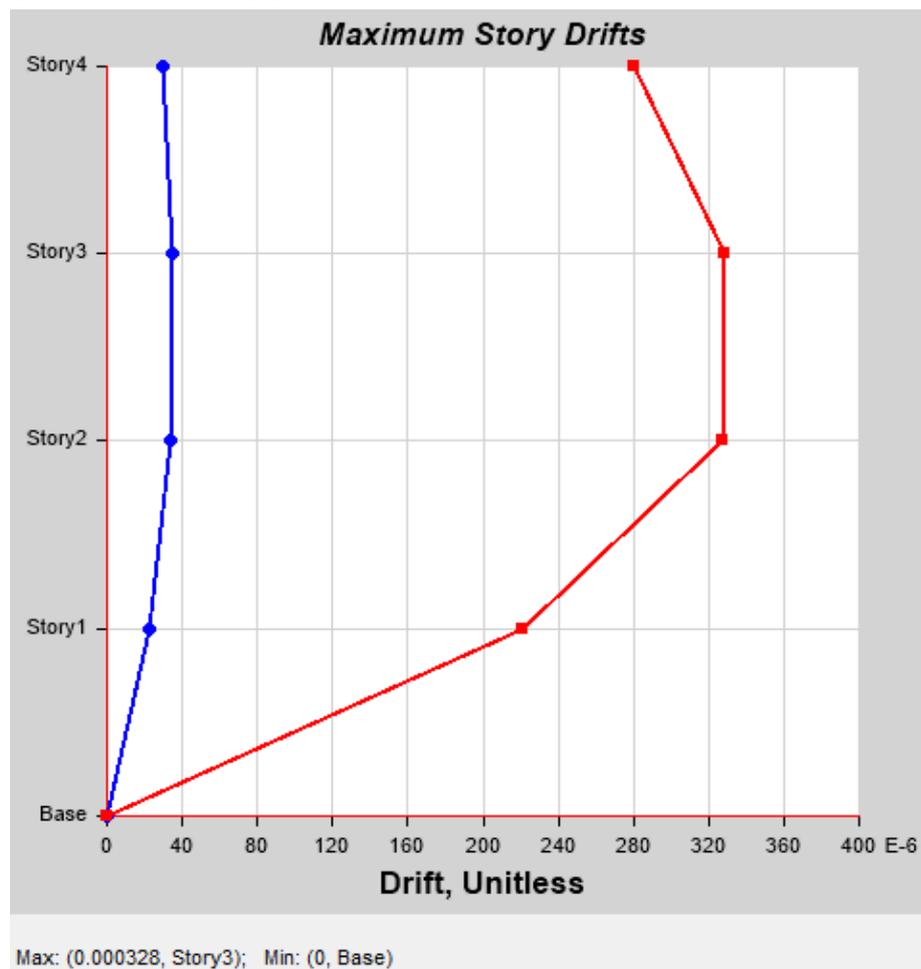
Desplazamiento y derivas Máximas en Y-Y

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Drift *0.85*R	Máx Drift E-030	Cumple
Story4	SDY MDL R=4 Max	127	Max Drift Y	0.00009	0.0003	0.005	Si
Story3	SDY MDL R=4 Max	127	Max Drift Y	0.00011	0.0003	0.005	Si
Story2	SDY MDL R=4 Max	127	Max Drift Y	0.00011	0.0003	0.005	Si
Story1	SDY MDL R=4 Max	57	Max Drift Y	0.00007	0.0002	0.005	Si

Nota: Elaboración propia

Figura 20

Derivas Máximas en Y-Y



Nota: Elaboración propia

4.1.3.4.4 Fuerza cortante en la base – cortante dinámico

Tabla 19*Fuerza Cortante dinámica X-X*

Story	Load Case /Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SISMO X Max	Top	0.00	193.1818	0.4087	996.78	2.07	1089.62
Story1	SISMO X Max	Bottom	0.00	193.2345	0.4137	997.03	3.28	1651.47

*Nota: Elaboración propia***Tabla 20***Fuerza Cortante dinámica Y-Y*

Story	Load Case /Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SISMO Y Max	Top	0.00	0.4132	209.4569	2535.39	1165.77	2.30
Story1	SISMO Y Max	Bottom	0.00	0.4137	209.5046	2535.90	1776.72	3.52

Nota: Elaboración propia

4.1.3.4.5 Verificación de cortante dinámica

Tabla 21*Fuerza Cortante dinámica Y-Y*

EJE	Ve	90% Ve	Vd	NORMA 030
X-X	257.23	231.511	193.235	1.20
Y-Y	257.23	231.511	209.505	1.11

Nota: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla 19, no se cumple que la cortante dinámica sea mayor al 90% de la cortante estática, para edificaciones irregulares, por lo que se requerirá utilizar factores de amplificación.

Tabla 22*Fuerza Cortante dinámica X-X - Amplificado*

Story	Load Case /Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SISMO X Max	Top	0.00	231.8182	0.4905	1196.14	2.48	1307.54
Story1	SISMO X Max	Bottom	0.00	231.8814	0.4965	1196.43	3.94	1981.76

*Nota: Elaboración propia***Tabla 23***Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificado*

Story	Load Case /Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SISMO Y Max	Top	0.00	0.4587	232.4972	2814.28	1294	2.55
Story1	SISMO Y Max	Bottom	0.00	0.4593	232.5501	2814.85	1972.16	3.9

*Nota: Elaboración propia***Tabla 24***Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificada*

EJE	Ve	90% Ve	Vd	NORMA 030
X-X	257.23	231.511	231.881	CUMPLE
Y-Y	257.23	231.511	232.550	CUMPLE

Nota: Elaboración propia

4.1.4 Diseño estructural

4.1.4.1 Cargas de diseño

Para el diseño estructural de los elementos de concreto armado, se toma en consideración las cargas actuantes en la edificación las cuales son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (S), siendo la carga muerta las cargas permanentes (peso propio de la edificación), la carga viva corresponde a las cargas móviles, personas, equipamiento y mobiliario y la carga sísmica, la cual es producida en caso de eventos sísmicos.

4.1.4.2 Métodos de diseño

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia, ϕ . (Norma E.060)

Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (Norma E.060)

4.1.4.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas usadas para la verificación de los elementos de concreto de la estructura son las siguientes:

Para elementos de concreto armado:

- Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV
- Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx
- Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx
- Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy
- Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy
- Comb. 6: 0.90 CM + Sx
- Comb. 7: 0.90 CM - Sx
- Comb. 8: 0.90 CM + Sy
- Comb. 9: 0.90 CM - Sy

Donde:

- CM: Carga permanente.
- CV: Carga Viva.
- S: sismo.

Con ello se obtuvieron los momentos máximos amplificados en las vigas y demás elementos, que forman parte de la estructura.

4.1.4.4 Factores de reducción de resistencia

Según la Norma E060 se tiene los siguientes factores de reducción de resistencia:

Tabla 25

Factores de reducción de resistencia

Factor de reducción de resistencia,	ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión	0.75
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

Nota: Elaboración propia

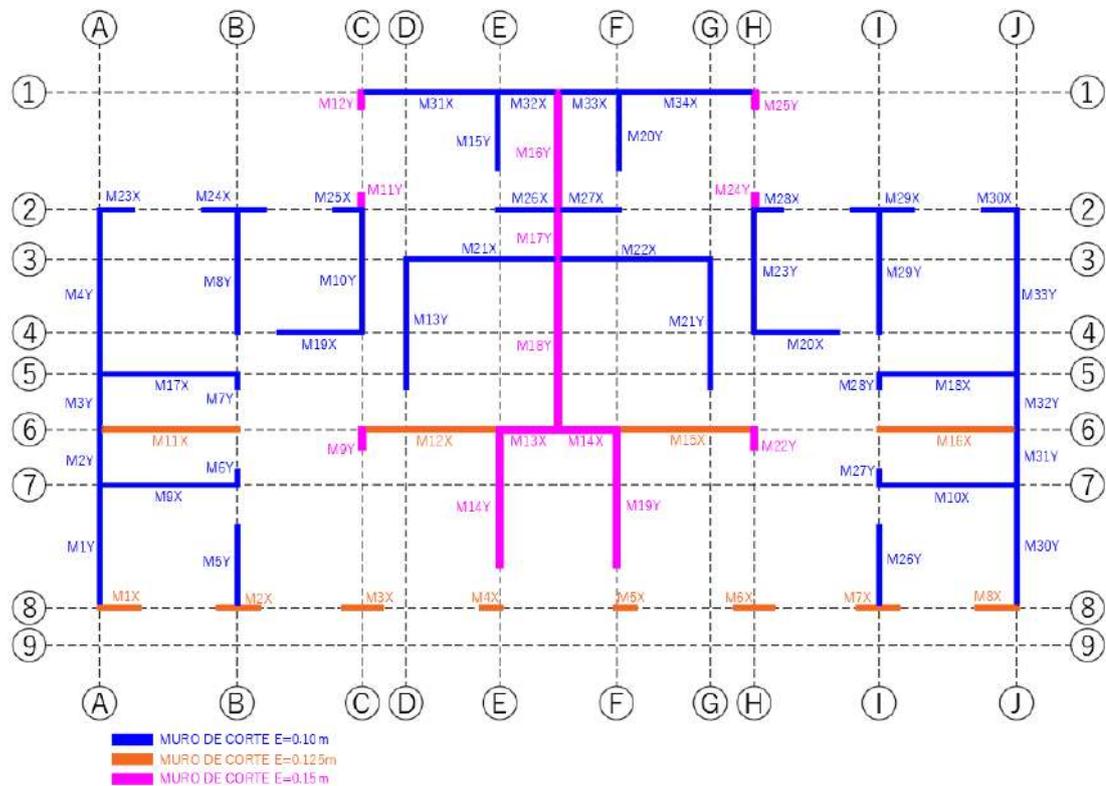
4.1.4.5 Diseño de muros de ductilidad limitada

El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100mm. (Norma E.060)

En nuestro proyecto se utilizarán muros de 10.00cm, 12.50cm y 15.00cm, el cual tendrá una resistencia a la compresión de 175 Kg/cm², siendo esta la resistencia mínima del concreto para edificaciones de muros de ductilidad limitada, según la norma E060-2009.

Figura 21

Distribución de muros de ductilidad limitada



Nota: Elaboración propia

Según la norma E.060 – 2009, en el punto 21.9.4.3 indica que un muro debe emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando el muro tiene un espesor mayor o igual a 200mm y cuando la cortante V_u exceda a $0.53 * A_{cv} * \sqrt{f'c}$, para el cual se realizó el siguiente análisis.

Tabla 26

Distribución de muros en sentido X-X

Story	Pier	Esp.	Long.	Load Case	Loc.	P	V2	M3	Vc	Condicion
		e=	L=			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	
Story1	M1X	12.50	1.00	Env.	Bottom	12.43	2.84	5.2	7.01	Una capa
Story1	M2X	12.50	1.00	Env.	Bottom	1.21	2.16	4.3	7.01	Una capa
Story1	M3X	12.50	1.00	Env.	Bottom	-9.14	2.04	4.14	7.01	Una capa
Story1	M4X	12.50	0.50	Env.	Bottom	-4.74	0.93	1.53	3.51	Una capa
Story1	M5X	12.50	0.50	Env.	Bottom	-4.74	0.92	1.52	3.51	Una capa

Story1	M6X	12.50	1.00	Env.	Bottom	-9.14	2.25	4.42	7.01	Una capa
Story1	M7X	12.50	1.00	Env.	Bottom	1.23	2.46	4.7	7.01	Una capa
Story1	M8X	12.50	1.00	Env.	Bottom	12.49	3.14	5.61	7.01	Una capa
Story1	M9X	10.00	3.30	Env.	Bottom	3.91	11.91	35.52	18.51	Una capa
Story1	M10X	10.00	3.30	Env.	Bottom	3.95	12.56	35.58	18.51	Una capa
Story1	M11X	12.50	3.30	Env.	Bottom	-3.9	12.27	41.98	23.14	Una capa
Story1	M12X	12.50	3.30	Env.	Bottom	24.75	20.28	43.17	23.14	Una capa
Story1	M13X	15.00	1.40	Env.	Bottom	-2.02	10.7	16.96	11.78	Una capa
Story1	M14X	15.00	1.40	Env.	Bottom	-1.94	10.42	16.64	11.78	Una capa
Story1	M15X	12.50	3.30	Env.	Bottom	24.4	17.74	42.44	23.14	Una capa
Story1	M16X	12.50	3.30	Env.	Bottom	-3.91	13.76	42.25	23.14	Una capa
Story1	M17X	10.00	3.30	Env.	Bottom	2.13	10.33	31.96	18.51	Una capa
Story1	M18X	10.00	3.30	Env.	Bottom	2.16	10.93	32.02	18.51	Una capa
Story1	M19X	10.00	2.10	Env.	Bottom	5.19	4.37	11.66	11.78	Una capa
Story1	M20X	10.00	2.10	Env.	Bottom	5.21	4.22	11.52	11.78	Una capa
Story1	M21X	10.00	3.65	Env.	Bottom	3.91	15.68	35.23	20.47	Una capa
Story1	M22X	10.00	3.65	Env.	Bottom	3.86	15.22	35.34	20.47	Una capa
Story1	M23X	10.00	0.85	Env.	Bottom	10.73	0.78	1.54	4.77	Una capa
Story1	M24X	10.00	1.55	Env.	Bottom	4.47	1.83	5.05	8.69	Una capa
Story1	M25X	10.00	0.70	Env.	Bottom	2.89	0.78	1.38	3.93	Una capa
Story1	M26X	10.00	1.45	Env.	Bottom	1.6	2.79	5.75	8.13	Una capa
Story1	M27X	10.00	1.45	Env.	Bottom	1.6	2.64	5.56	8.13	Una capa
Story1	M28X	10.00	0.70	Env.	Bottom	2.9	0.65	1.2	3.93	Una capa
Story1	M29X	10.00	1.55	Env.	Bottom	4.51	1.79	5.02	8.69	Una capa
Story1	M30X	10.00	0.85	Env.	Bottom	10.79	0.99	1.85	4.77	Una capa
Story1	M31X	10.00	3.25	Env.	Bottom	16.17	11.59	26.57	18.23	Una capa
Story1	M32X	10.00	1.45	Env.	Bottom	8.32	6.13	9.75	8.13	Una capa
Story1	M33X	10.00	1.45	Env.	Bottom	8.32	6.06	9.66	8.13	Una capa
Story1	M34X	10.00	3.25	Env.	Bottom	16.11	11.49	26.55	18.23	Una capa

Nota: Elaboración propia

Tabla 27

Distribución de muros en sentido Y-Y

Story	Pier	Esp.	Long.	Load Case	Loc.	P	V2	M3	Vc	Condicion
		e=	L=			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	
Story1	M1Y	10.00	2.97	Env.	Bottom	16.92	12.88	25.68	16.66	Una capa
Story1	M2Y	10.00	1.34	Env.	Bottom	2.49	6.75	10.5	7.52	Una capa
Story1	M3Y	10.00	1.34	Env.	Bottom	4.05	6.79	10.55	7.52	Una capa
Story1	M4Y	10.00	3.97	Env.	Bottom	27.79	17.66	40.74	22.27	Una capa
Story1	M5Y	10.00	2.00	Env.	Bottom	-3.09	4.21	10.14	11.22	Una capa
Story1	M6Y	10.00	0.55	Env.	Bottom	4.86	0.46	0.8	3.08	Una capa
Story1	M7Y	10.00	0.55	Env.	Bottom	3.91	0.53	0.89	3.08	Una capa
Story1	M8Y	10.00	3.00	Env.	Bottom	-0.14	8.13	23.12	16.83	Una capa

Story1	M9Y	15.00	0.50	Env.	Bottom	9.14	1.39	2.17	4.21	Una capa
Story1	M10Y	10.00	3.00	Env.	Bottom	-7	8.96	22.65	16.83	Una capa
Story1	M11Y	15.00	0.42	Env.	Bottom	3.56	1.47	2.25	3.53	Una capa
Story1	M12Y	15.00	0.42	Env.	Bottom	6.34	0.64	1.02	3.53	Una capa
Story1	M13Y	10.00	3.24	Env.	Bottom	11.61	8.72	25.36	18.17	Una capa
Story1	M14Y	15.00	3.34	Env.	Bottom	18.79	13.66	39.18	28.10	Una capa
Story1	M15Y	10.00	2.00	Env.	Bottom	-0.47	4.06	9.3	11.22	Una capa
Story1	M16Y	15.00	2.84	Env.	Bottom	15.48	18.13	31.46	23.89	Una capa
Story1	M17Y	15.00	1.20	Env.	Bottom	0.11	8.02	12.29	10.10	Una capa
Story1	M18Y	15.00	4.11	Env.	Bottom	-9.16	28.62	48.56	34.58	Una capa
Story1	M19Y	15.00	3.34	Env.	Bottom	19.89	17.34	41.88	28.10	Una capa
Story1	M20Y	10.00	2.00	Env.	Bottom	-0.5	4.06	9.3	11.22	Una capa
Story1	M21Y	10.00	3.24	Env.	Bottom	11.65	8.73	25.42	18.17	Una capa
Story1	M22Y	15.00	0.50	Env.	Bottom	9.09	1.39	2.18	4.21	Una capa
Story1	M23Y	10.00	3.00	Env.	Bottom	-7.01	8.99	22.71	16.83	Una capa
Story1	M24Y	15.00	0.42	Env.	Bottom	3.57	1.47	2.26	3.53	Una capa
Story1	M25Y	15.00	0.42	Env.	Bottom	6.33	0.64	1.02	3.53	Una capa
Story1	M26Y	10.00	2.00	Env.	Bottom	-3.07	4.23	10.18	11.22	Una capa
Story1	M27Y	10.00	0.55	Env.	Bottom	4.86	0.46	0.8	3.08	Una capa
Story1	M28Y	10.00	0.55	Env.	Bottom	3.9	0.53	0.89	3.08	Una capa
Story1	M29Y	10.00	3.00	Env.	Bottom	-0.11	8.15	23.23	16.83	Una capa
Story1	M30Y	10.00	2.97	Env.	Bottom	16.98	12.97	25.84	16.66	Una capa
Story1	M31Y	10.00	1.34	Env.	Bottom	2.49	6.8	10.57	7.52	Una capa
Story1	M32Y	10.00	1.34	Env.	Bottom	4.06	6.83	10.61	7.52	Una capa
Story1	M33Y	10.00	3.97	Env.	Bottom	28	17.76	40.98	22.27	Una capa

Nota: Elaboración propia

Según la Tabla 26 y Tabla 27, solo es necesario colocar un refuerzo de una sola capa en todos los muros de ductilidad Limitada.

La cuantía mínima para muros de ductilidad limitada es de 0.0025, por lo tanto, se utilizará el siguiente refuerzo longitudinal:

- Para muros de 10.00 cm de espesor

$$\rho = \frac{Ab}{h * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{10 * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{10 * s}$$

$$s = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

- Para muros de 12.50 cm de espesor

$$\rho = \frac{Ab}{h * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{12.5 * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{12.5 * s}$$

$$s = 22.72 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Para muros de 15.00 cm de espesor

$$\rho = \frac{Ab}{h * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{15 * s}$$

$$0.0025 = \frac{0.71}{15 * s}$$

$$s = 18.93 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.15$$

4.1.4.5.1 Diseño de M – 01

Se realizo el diseño del muro M-01, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 28

Cargas actuantes en M-01

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-01	CARGA MUERTA	Bottom	112.54	-0.73	4.01	-0.82	2.28	-15.21
Story1	M-01	CARGA VIVA	Bottom	19.80	-0.37	1.30	-0.17	0.24	-5.95
Story1	M-01	SDX MDL R=4 Max	Bottom	1.61	40.18	0.54	42.32	8.69	361.37
Story1	M-01	SDY MDL R=4 Max	Bottom	8.52	22.67	33.14	35.90	207.35	192.78

Nota: Elaboración propia

Tabla 29

Combinaciones de carga para M-01

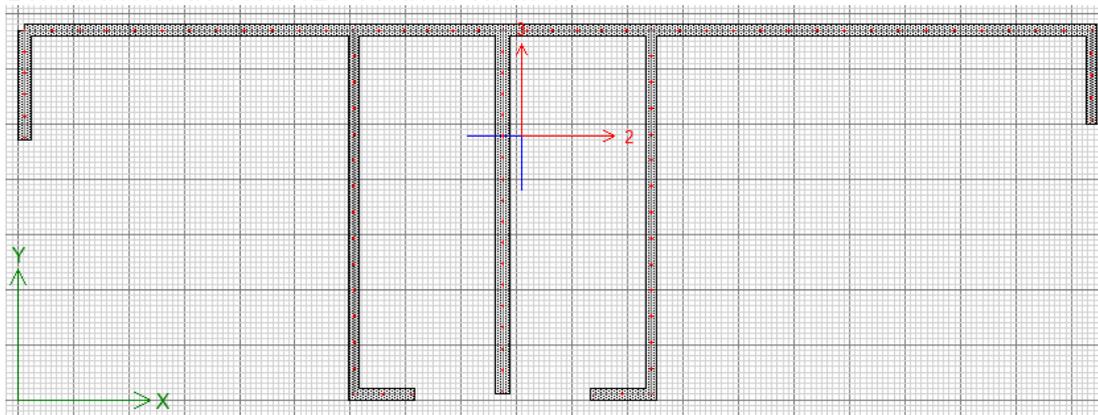
CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb1: 1.40 CM+1.70CV	191.22	-1.65	7.82	-1.44	3.60	-31.41
Comb2: 1.25CM+1.25CV+Sx	167.04	38.81	7.18	41.08	11.84	334.92
Comb3: 1.25CM+1.25CV-Sx	163.82	-41.56	6.10	-43.56	-5.54	-387.82
Comb4: 1.25CM+1.25CV+Sy	173.95	21.30	39.78	34.66	210.50	166.33
Comb5: 1.25CM+1.25CV-Sy	156.91	-24.05	-26.50	-37.14	-204.20	-219.23
Comb6: 0.90 CM + Sx	102.90	39.52	4.15	41.58	10.74	347.68
Comb7: 0.90 CM - Sx	99.68	-40.84	3.07	-43.06	-6.64	-375.06
Comb8: 0.90 CM + Sy	109.81	22.01	36.75	35.16	209.40	179.09
Comb9: 0.90 CM - Sy	92.77	-23.33	-29.53	-36.64	-205.30	-206.47

Nota: Elaboración propia

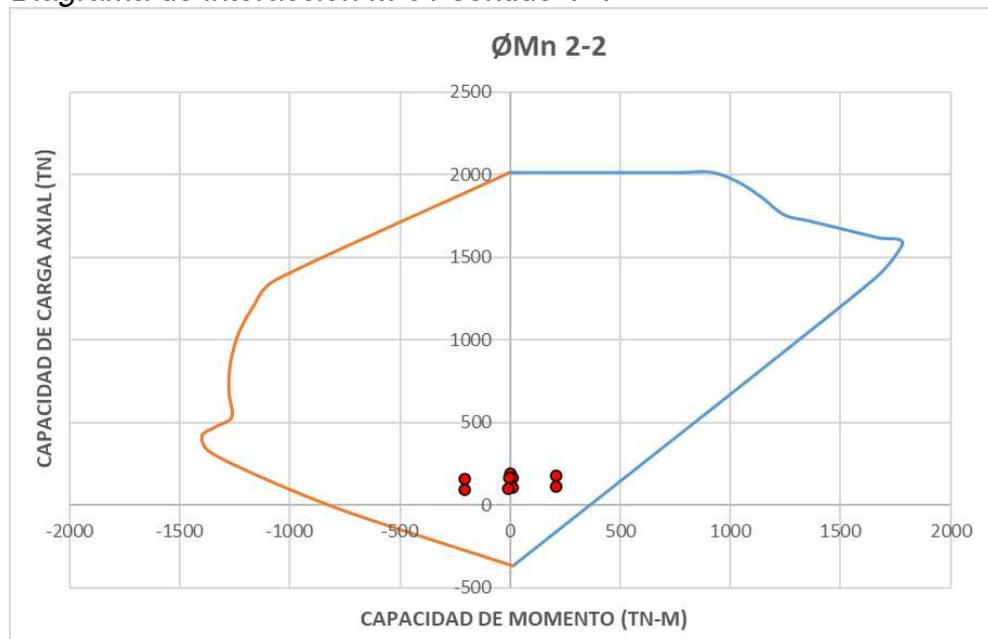
- Diseño por flexo-compresión

Figura 22

Distribución de refuerzo vertical en M-01



Nota: Elaboración propia

Figura 23*Diagrama de interacción M-01 sentido X-X**Nota: Elaboración propia***Figura 24***Diagrama de interacción M-01 sentido Y-Y**Nota: Elaboración propia*

De acuerdo a la figura 23 y figura 24, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usara:

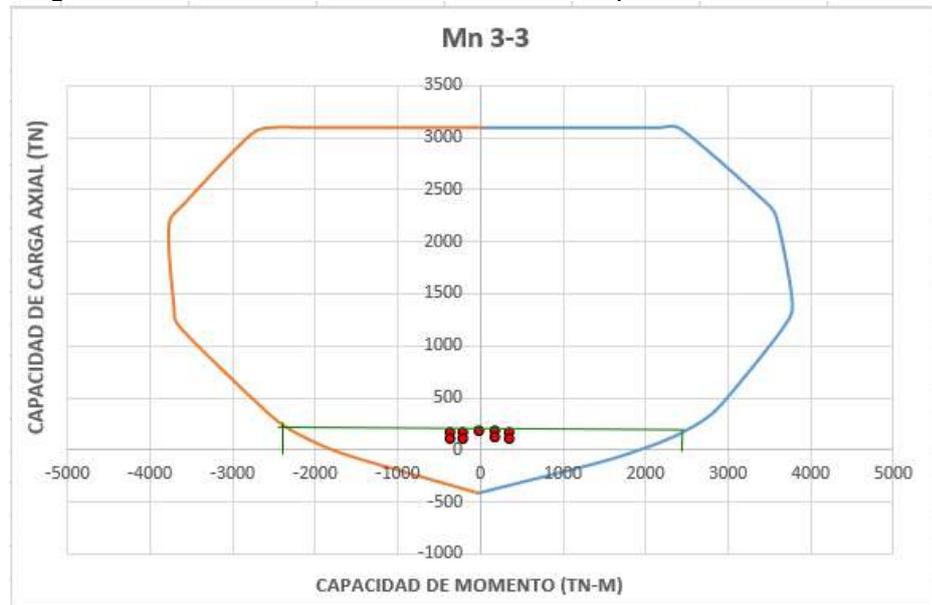
$$e = 10.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 25

Diagrama de interacción M-01 sentido X-X para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 25 y tabla 29, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n (Tn - m) = 2500.00$$

$$M_{ua} (Tn - m) = 334.92$$

$$V_{ua} (Tn) = 41.56$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u (Tn) = \frac{V_{ua}}{M_{ua}} * M_n$$

$$V_u (Tn) = 149.62$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (1072 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 325.46 Tn > V_u (Tn) \rightarrow OK$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M1Y (m) = 2.97$$

$$M2Y (m) = 1.34$$

$$M3Y \text{ (m)} = 1.34$$

$$M4Y \text{ (m)} = 3.97$$

$$M6Y \text{ (m)} = 0.55$$

$$M7Y \text{ (m)} = 0.55$$

$$d \text{ (10.00 cm)} = 0.8 * (M1Y + M2Y + M3Y + M4Y + M6Y + M7Y) = 8.58 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 858$$

$$V_c = 60.13 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{149.62}{0.85} - 60.13$$

$$V_s = 115.89 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{115.89 * 1000}{(858 * 10) * 4200} = 0.0032 > \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

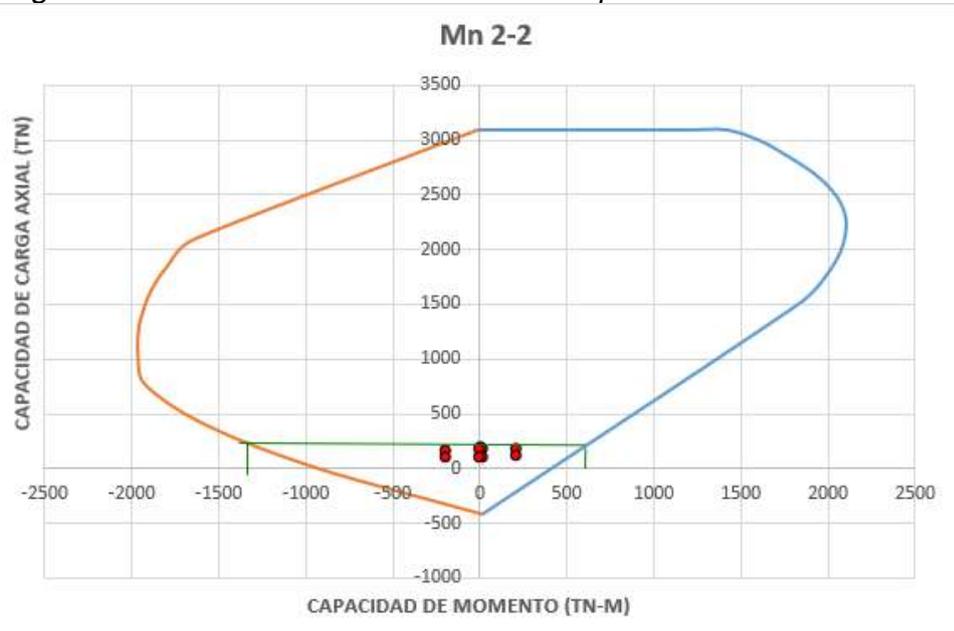
$$S = \frac{0.71 * 4200 * (858)}{115.89 * 1000}$$

$$S = 22.08 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

- Diseño por cortante Y-Y

Figura 26

Diagrama de interacción M-01 sentido Y-Y para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 26 y tabla 29, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 1300.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 334.92$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 39.78$$

Para el cálculo de cortante última se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u \text{ (Tn)} = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u \text{ (Tn)} = 143.21 \text{ Tn}$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (845 * 10 + 330 * 12.5) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 381.78 \text{ Tn} > V_u \text{ (Tn)} \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M1X \text{ (m)} = 1.00$$

$$M9X \text{ (m)} = 3.30$$

$$M11X \text{ (m)} = 3.30$$

$$M17X \text{ (m)} = 3.30$$

$$M23X \text{ (m)} = 0.85$$

$$d \text{ (10.00 cm)} = 0.8 * (M1X + M9X + M17X + M23X) = 6.76 \text{ m}$$

$$d \text{ (12.50 cm)} = 0.8 * (M11X) = 2.64 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 676 + 0.53 * \sqrt{175} * 12.50 * 264$$

$$V_c = 70.53 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{143.21}{0.85} - 70.53$$

$$V_s = 97.95 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{97.95 * 1000}{(676 * 10 + 264 * 12.5) * 4200} = 0.0028 > \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.72 * 4200 * (676 + 264)}{97.95 * 1000}$$

$$S = 28.62 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

4.1.4.5.2 Diseño de M – 02

Se realizó el diseño del muro M-02, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 30

Cargas actuantes en M-02

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-02	CMUERTA	Bottom	24.82	0.18	0.09	0.09	0.16	-0.7

Story1	M-02	CVIVA	Bottom	6.13	0.06	0.02	0.02	0.03	-0.37
Story1	M-02	SDX MDL	Bottom	0.39	6.59	0.13	0.21	0.61	32.51
Story1	M-02	SDY MDL	Bottom	0.24	2.45	1.09	1.08	3.93	12.22

Nota: Elaboración propia

Tabla 31

Combinaciones de carga para M-02

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	45.17	0.35	0.16	0.16	0.28	-1.61
Comb. 2: 1.25 (CM + CV) + Sx	39.08	6.89	0.27	0.35	0.85	31.17
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	38.30	-6.29	0.01	-0.07	-0.37	-33.85
Comb. 4: 1.25 (CM + CV) + Sy	38.93	2.75	1.23	1.22	4.17	10.88
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	38.45	-2.15	-0.95	-0.94	-3.69	-13.56
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	22.73	6.75	0.21	0.29	0.75	31.88
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	21.95	-6.43	-0.05	-0.13	-0.47	-33.14
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	22.58	2.61	1.17	1.16	4.07	11.59
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	22.10	-2.29	-1.01	-1.00	-3.79	-12.85

Nota: Elaboración propia

- Diseño por flexo-compresión

Figura 27

Distribución de refuerzo vertical en M-02



Nota: Elaboración propia

Figura 28

Diagrama de interacción M-02 sentido X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 29

Diagrama de interacción M-02 sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

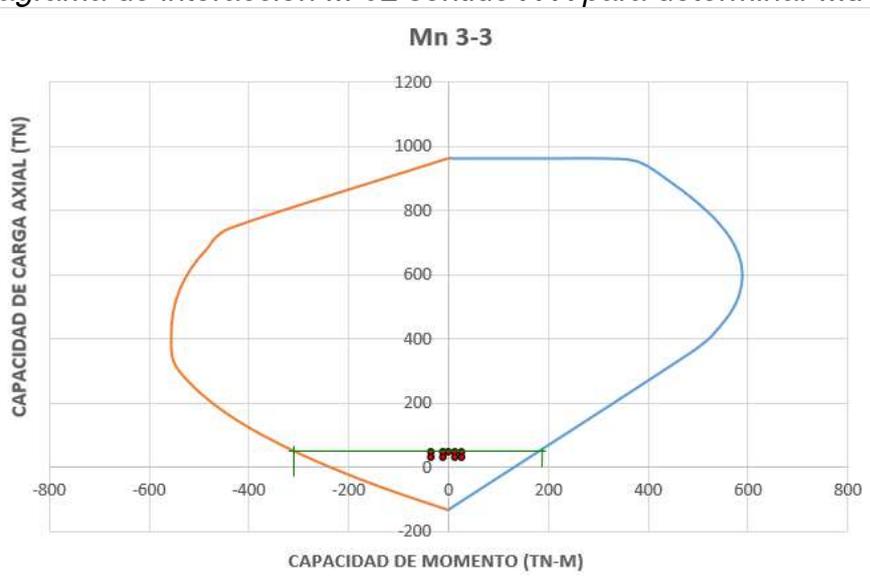
De acuerdo a la figura 28 y figura 29, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usara:

$$e = 10.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 30

Diagrama de interacción M-02 sentido X-X para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 30 y tabla 31, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 310.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 31.17$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 6.89$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u \text{ (Tn)} = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u \text{ (Tn)} = 24.80$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (300 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 91.08 \text{ Tn} > V_u \text{ (Tn)} \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M8Y \text{ (m)} = 3.00$$

$$d \text{ (10.00 cm)} = 0.8 * (M8Y) = 2.40 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 240$$

$$V_c = 16.83 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{24.80}{0.85} - 16.83$$

$$V_s = 12.35 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{12.35 * 1000}{(240 * 10) * 4200} = 0.0012 < \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s \text{ real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (240 * 10) * 0.0025 * 4200 = 25.20 \text{ Tn}$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

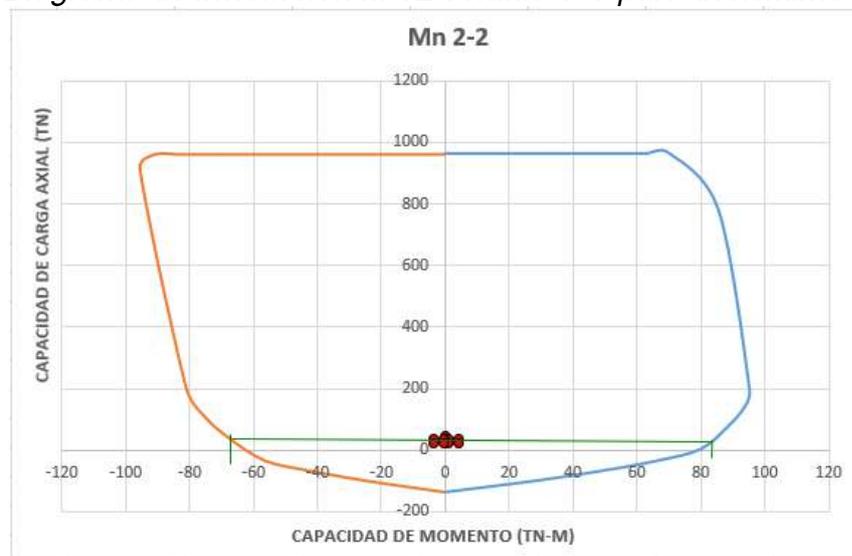
$$S = \frac{0.71 * 4200 * (240)}{25.20 * 1000}$$

$$S = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 1\phi 3/8" @ 0.20\text{m}$$

- Diseño por cortante Y-Y

Figura 31

Diagrama de interacción M-02 sentido Y-Y para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 31 y tabla 31, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n (T_n - m) = 82.00$$

$$M_{ua} (T_n - m) = 4.17$$

$$V_{ua} (T_n) = 1.23$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u (T_n) = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u (T_n) = 4.43$$

$$\phi V_{n\max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_{n\max} = 0.85 * (155 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n\max} = 47.06 T_n > V_u (T_n) \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{24X} (m) = 1.55$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M_{24X}) = 1.24 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 124$$

$$V_c = 8.69 T_n$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{4.43}{0.85} - 8.69$$

$$V_s = 0.00 T_n$$

$$\rho_{h\min} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s\text{real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (124 * 10) * 0.0025 * 4200 = 13.02 T_n$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{1.29 * 4200 * (124)}{13.02 * 1000}$$

$$S = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

4.1.4.5.3 Diseño de M – 03

Se realizó el diseño del muro M-03, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 32

Cargas actuantes en M-03

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-03	CARGA MUERTA	Bottom	21.59	-0.22	0.29	-0.18	0.45	-0.70
Story1	M-03	CARGA VIVA	Bottom	5.81	-0.08	0.12	-0.07	0.18	-0.25
Story1	M-03	SDX MDL R=4 Max	Bottom	1.52	3.36	0.19	0.12	0.27	13.43
Story1	M-03	SDY MDL R=4 Max	Bottom	1.59	1.18	1.82	1.11	3.70	4.73

Nota: Elaboración propia

Tabla 33

Combinaciones de carga para M-03

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	40.10	-0.44	0.61	-0.37	0.94	-1.41
Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx	35.77	2.99	0.70	-0.19	1.06	12.24
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	32.73	-3.74	0.32	-0.43	0.52	-14.62
Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy	35.84	0.81	2.33	0.80	4.49	3.54
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	32.66	-1.56	-1.31	-1.42	-2.91	-5.92
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	20.95	3.16	0.45	-0.04	0.68	12.80

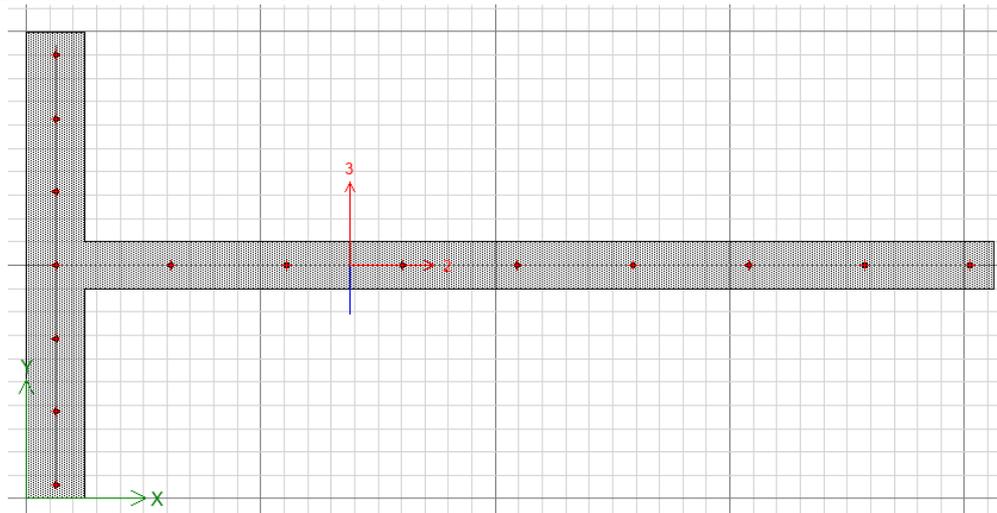
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	17.91	-3.56	0.07	-0.28	0.14	-14.06
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	21.02	0.98	2.08	0.95	4.11	4.10
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	17.84	-1.38	-1.56	-1.27	-3.30	-5.36

Nota: Elaboración propia

- Diseño por flexo-compresión

Figura 32

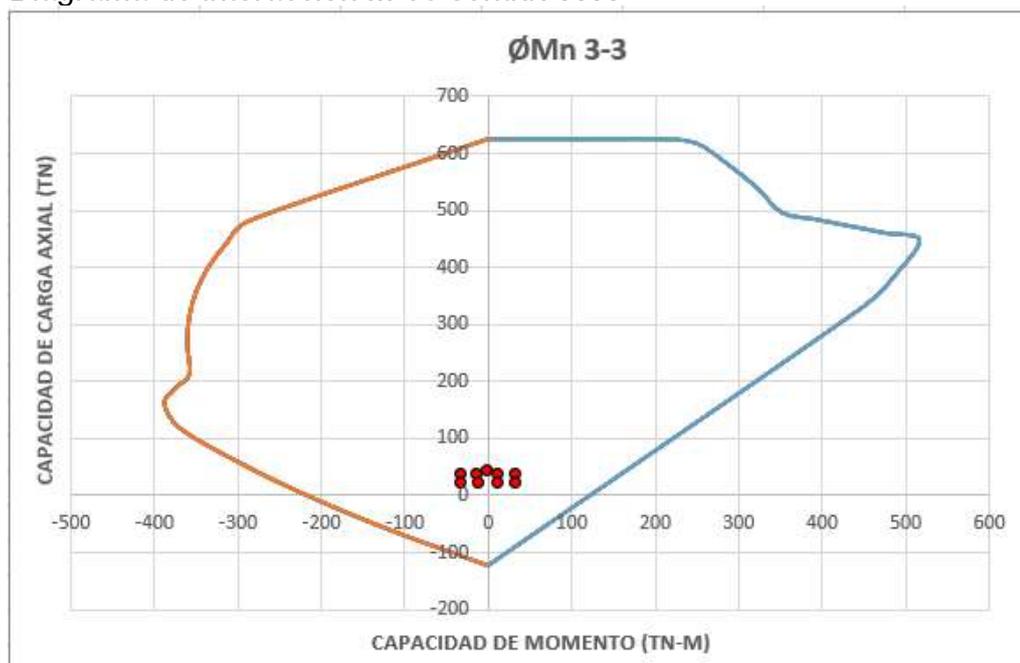
Distribución de refuerzo vertical en M-03



Nota: Elaboración propia

Figura 33

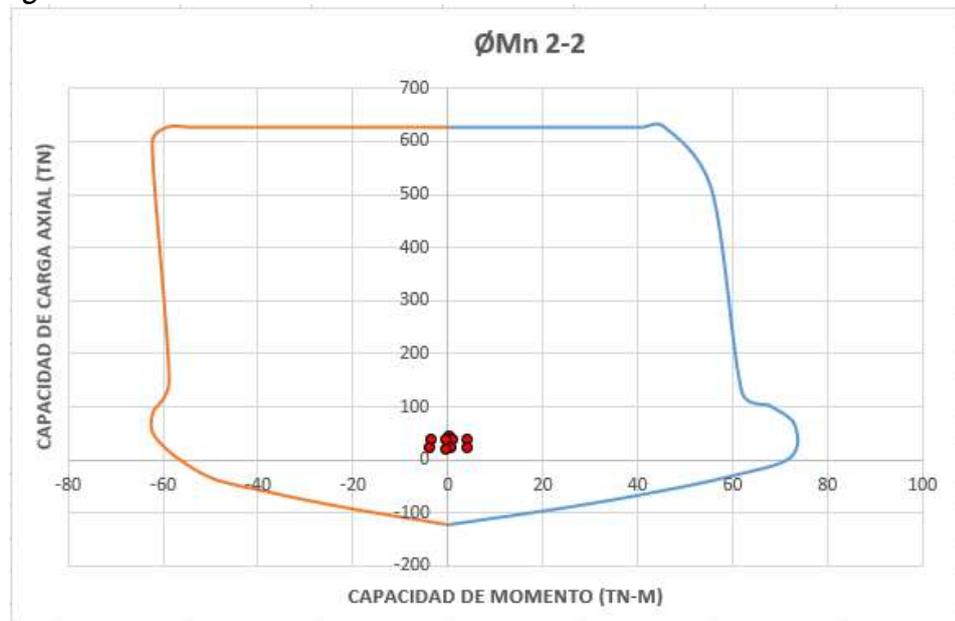
Diagrama de interacción M-03 sentido X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 34

Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

De acuerdo a la figura 33 y figura 34, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usará:

$$e = 10.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 35

Diagrama de interacción M-03 sentido X-X para determinar M_u



Nota: Elaboración propia

De la figura 35 y tabla 33, se obtienen los siguientes datos:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$M_n (T_n - m) = 120.00$$

$$M_{ua} (T_n - m) = 12.24$$

$$V_{ua} (T_n) = 3.74$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (200 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 60.72 T_n > V_u (T_n) \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante última se realizó:

$$V_u (T_n) = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u (T_n) = 13.46$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{5Y} (m) = 2.00$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M_{5Y}) = 1.60 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 160$$

$$V_c = 11.22 T_n$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{13.46}{0.85} - 11.22$$

$$V_s = 4.62 T_n$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{4.62 * 1000}{(200 * 10) * 4200} = 0.0006 < \rho_{h \min} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s \text{ real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (160 * 10) * 0.0025 * 4200 = 16.80 T_n$$

Para el cálculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

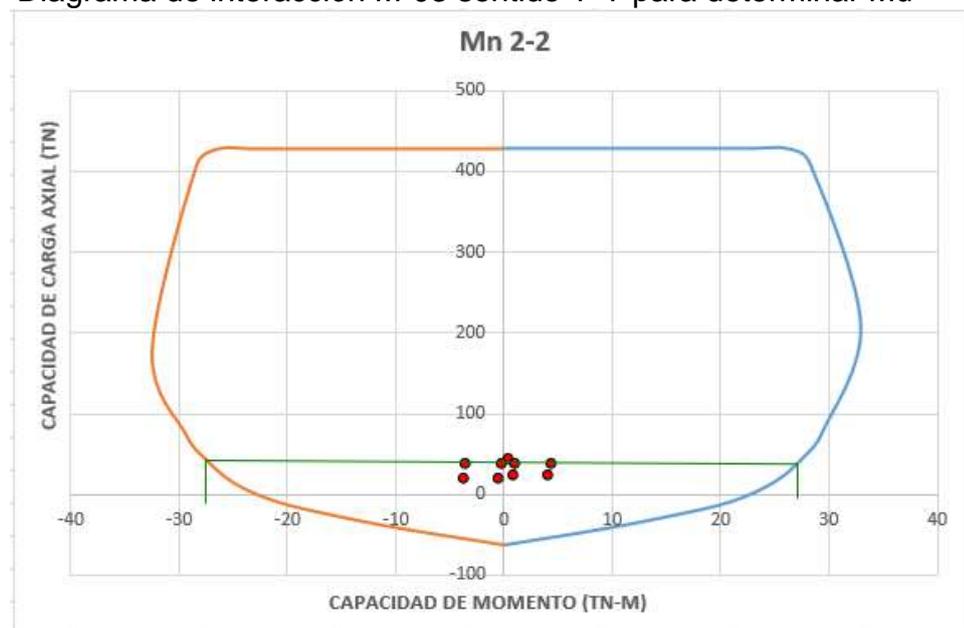
$$S = \frac{0.71 * 4200 * (160)}{16.80 * 1000}$$

$$S = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.20\text{m}$$

- Diseño por cortante Y-Y

Figura 36

Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 36 y tabla 33, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 28.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 4.49$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 2.33$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u \text{ (Tn)} = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u \text{ (Tn)} = 8.39$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (100 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 30.36 \text{ Tn} > V_u (\text{Tn}) \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M2X (\text{m}) = 1.00$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M2X) = 0.80 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 80$$

$$V_c = 5.61 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{8.39}{0.85} - 5.61$$

$$V_s = 4.26 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{4.26 * 1000}{(80 * 10) * 4200} = 0.0013 < \rho_{h \min} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s \text{ real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (80 * 10) * 0.0025 * 4200 = 8.40 \text{ Tn}$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.71 * 4200 * (80)}{8.40 * 1000}$$

$$S = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 1\phi 3/8" @ 0.20\text{m}$$

4.1.4.5.4 Diseño de M – 04

Se realizó el diseño del muro M-04, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 34*Cargas actuantes en M-04*

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-04	CARGA MUERTA	Bottom	32.93	-0.01	0.21	-0.3	0.68	-1.06
Story1	M-04	CARGA VIVA	Bottom	7.21	-0.06	0.04	-0.12	0.19	-0.55
Story1	M-04	SDX MDL R=4 Max	Bottom	1.19	9.22	1.24	5.96	11.06	56.42
Story1	M-04	SDY MDL R=4 Max	Bottom	0.91	1.5	4.25	4.09	17.44	7.66

*Nota: Elaboración propia***Tabla 35***Combinaciones de carga para M-04*

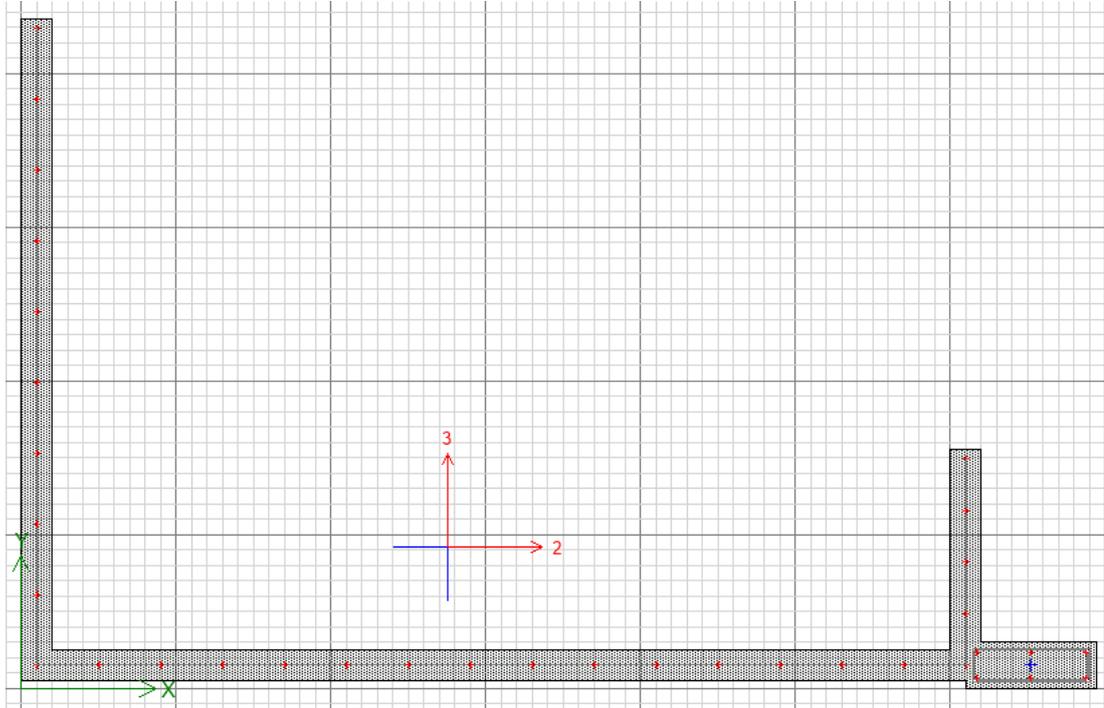
CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	58.36	-0.12	0.36	-0.62	1.28	-2.42
Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx	51.37	9.13	1.55	5.44	12.15	54.41
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	48.99	-9.31	-0.93	-6.49	-9.97	-58.43
Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy	51.09	1.41	4.56	3.57	18.53	5.65
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	49.27	-1.59	-3.94	-4.62	-16.35	-9.67
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	30.83	9.21	1.43	5.69	11.67	55.47
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	28.45	-9.23	-1.05	-6.23	-10.45	-57.37
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	30.55	1.49	4.44	3.82	18.05	6.71
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	28.73	-1.51	-4.06	-4.36	-16.83	-8.61

Nota: Elaboración propia

- Diseño por flexo-compresión

Figura 37

Distribución de refuerzo vertical en M-04



Nota: Elaboración propia

Figura 38

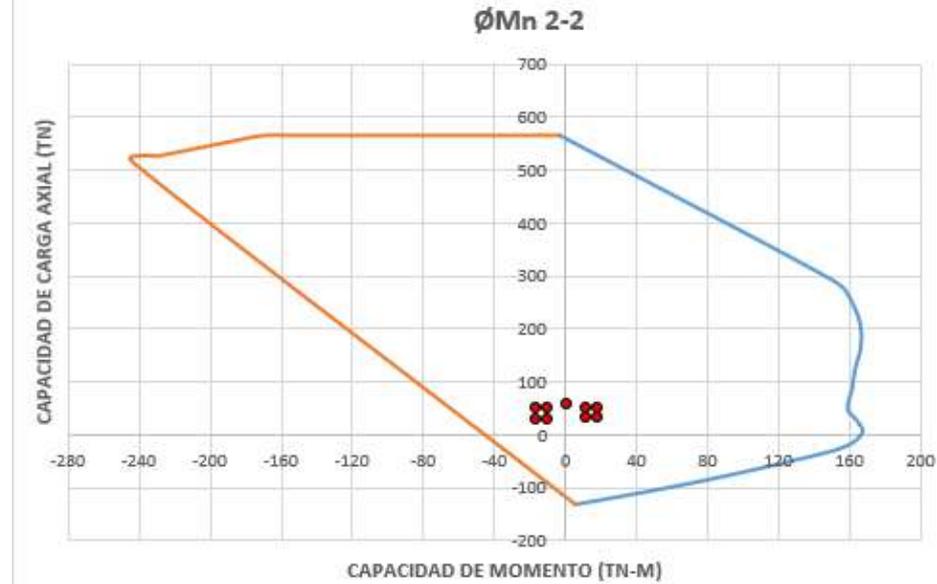
Diagrama de interacción M-04 sentido X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 39

Diagrama de interacción M-04 sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

De acuerdo a la figura 38 y figura 39, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usará:

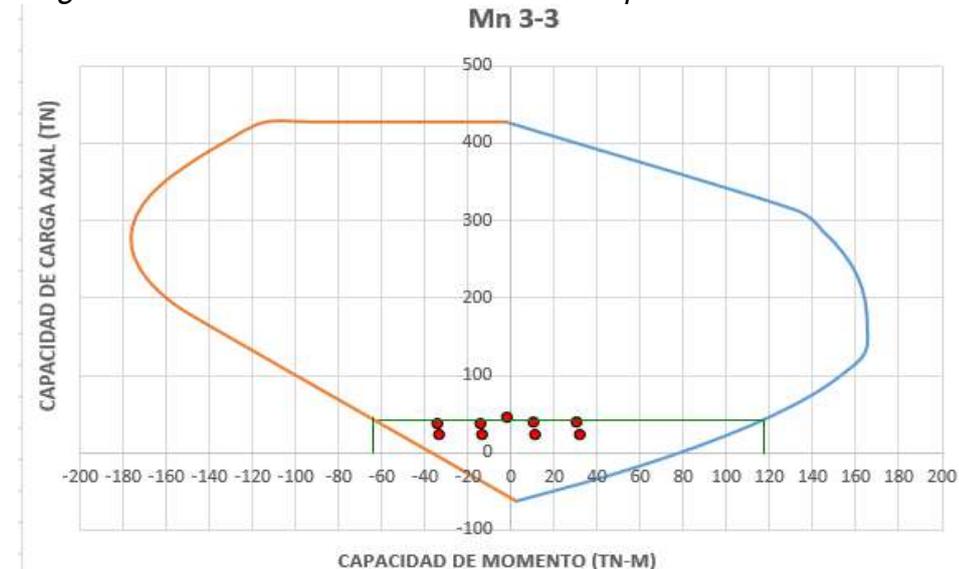
$$e = 10.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 40

Diagrama de interacción M-04 sentido X-X para determinar μ



Nota: Elaboración propia

De la figura 40 y tabla 35, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n (T_n - m) = 340.00$$

$$M_{ua} (T_n - m) = 54.41$$

$$V_{ua} (T_n) = 9.31$$

Para el cálculo de cortante última se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u (T_n) = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u (T_n) = 33.52$$

$$\phi V_{nmax} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{nmax} = 0.85 * (300 * 10 + 42 * 15) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{nmax} = 110.21 T_n > V_u (T_n) \rightarrow OK$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{10Y} (m) = 3.00$$

$$M_{11Y} (m) = 0.42$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M_{10Y}) = 2.40 \text{ m}$$

$$d (15.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M_{11Y}) = 0.34 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 240 + 0.53 * \sqrt{175} * 15 * 34$$

$$V_c = 20.36 T_n$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{33.52}{0.85} - 20.36$$

$$V_s = 19.08 T_n$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{19.08 * 1000}{(240 * 10 + 34 * 15) * 4200} = 0.0016 < \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{sreal} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (240 * 10 + 34 * 15) * 0.0025 * 4200 = 30.56 \text{ Tn}$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

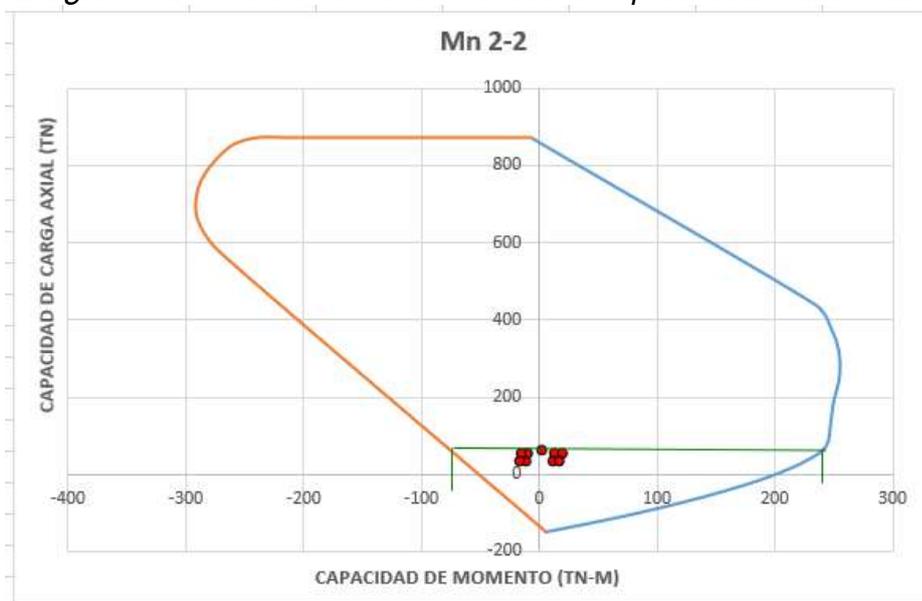
$$S = \frac{0.71 * 4200 * (240)}{30.56 * 1000}$$

$$S = 23.41 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8"@0.20\text{m}$$

- Diseño por cortante Y-Y

Figura 41

Diagrama de interacción M-04 sentido Y-Y para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 41 y tabla 35, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 240.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 18.53$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 4.55$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u (Tn) = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u (Tn) = 16.38$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (280 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 29.40 Tn > V_u (Tn) \rightarrow OK$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{19X} (m) = 2.10$$

$$M_{25X} (m) = 0.70$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M_{19X} + M_{25X}) = 2.24 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 224$$

$$V_c = 15.71 Tn$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{16.38}{0.85} - 15.71$$

$$V_s = 3.56 Tn$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{3.56 * 1000}{(224 * 10) * 4200} = 0.0004 > \rho_{h \min} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s \text{ real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (224 * 10) * 0.0025 * 4200 = 23.52 Tn$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.71 * 4200 * (224)}{23.52 * 1000}$$

$$S = 30.43 \text{ cm} \rightarrow 1\phi 3/8" @ 0.2 \text{ m}$$

4.1.4.5.5 Diseño de M – 05

Se realizó el diseño del muro M-05, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 36*Cargas actuantes en M-05*

Story	Pier	Load Case/Comb	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-05	CARGA MUERTA	Bottom	15.31	-0.20	-0.05	0.00	-0.05	-0.32
Story1	M-05	CARGA VIVA	Bottom	5.24	-0.08	-0.03	0.00	-0.03	-0.12
Story1	M-05	SDX MDL R=4 Max	Bottom	1.25	1.82	0.00	0.00	0.01	3.78
Story1	M-05	SDY MDL R=4 Max	Bottom	0.53	0.08	0.02	0.00	0.03	0.11

*Nota: Elaboración propia***Tabla 37***Combinaciones de carga para M-05*

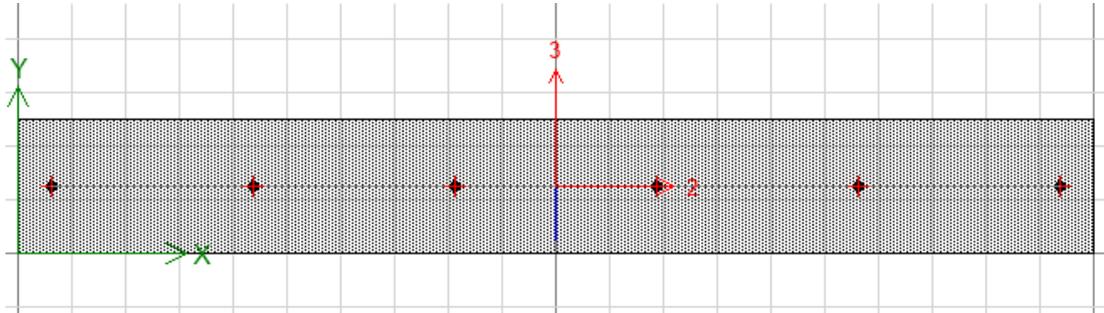
CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	30.34	-0.42	-0.12	0.00	-0.12	-0.65
Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx	26.94	1.47	-0.10	0.00	-0.09	3.23
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	24.44	-2.17	-0.10	0.00	-0.11	-4.33
Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy	26.22	-0.27	-0.08	0.00	-0.07	-0.44
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	25.16	-0.43	-0.12	0.00	-0.13	-0.66
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	15.03	1.64	-0.04	0.00	-0.04	3.49
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	12.53	-2.00	-0.05	0.00	-0.06	-4.07
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	14.31	-0.10	-0.03	0.00	-0.02	-0.18
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	13.25	-0.26	-0.07	0.00	-0.08	-0.40

Nota: Elaboración propia

- Diseño por flexo-compresión

Figura 42

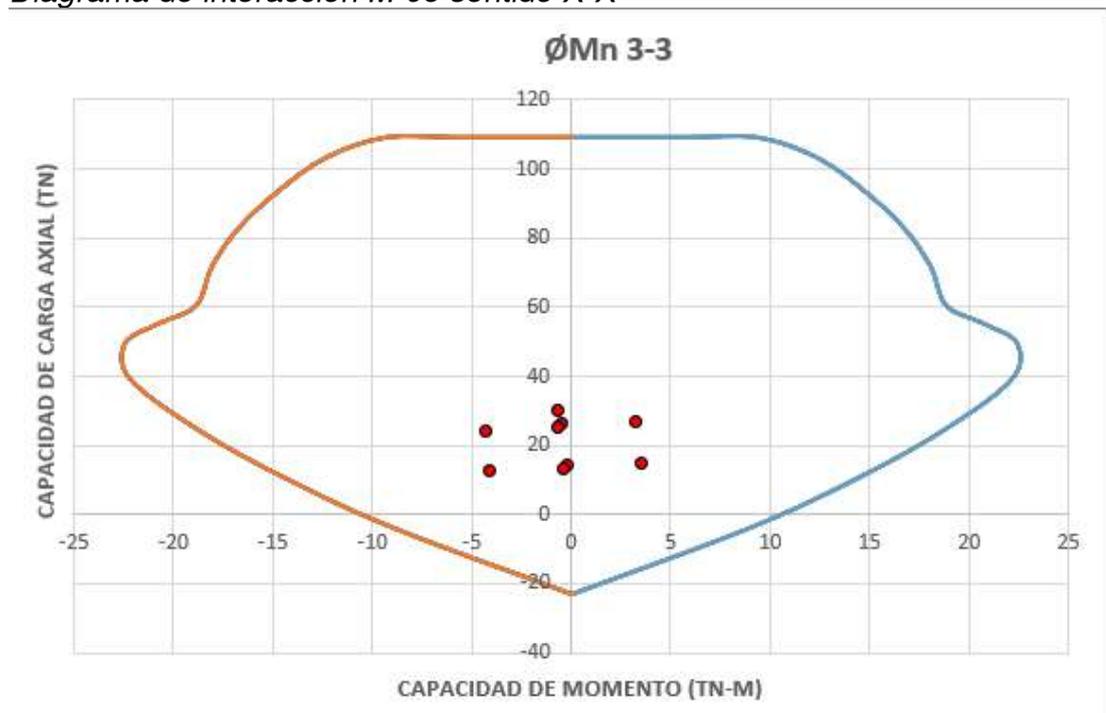
Distribución de refuerzo vertical en M-05



Nota: Elaboración propia

Figura 43

Diagrama de interacción M-05 sentido X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 44

Diagrama de interacción M-05 sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

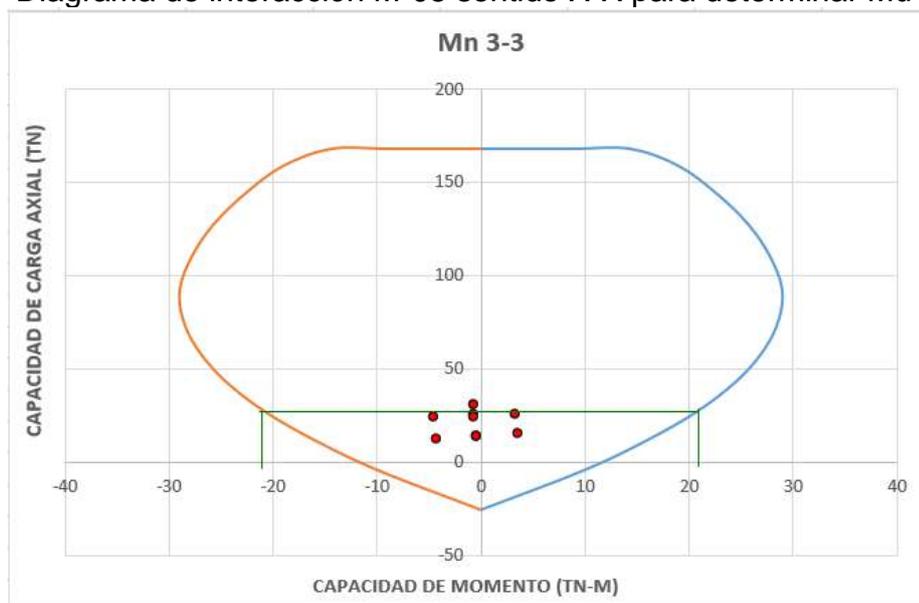
De acuerdo a la figura 43 y figura 44, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usara:

$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 45

Diagrama de interacción M-05 sentido X-X para determinar μ_u



Nota: Elaboración propia

De la figura 45 y tabla 37, se obtienen los siguientes datos:

$$Mn (Tn - m) = 21.00$$

$$Mua (Tn - m) = 3.23$$

$$Vua (Tn) = 2.17$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{Mn}{Mua} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$Vu (Tn) = \frac{Vua}{Mn} * Mua$$

$$Vu (Tn) = 9.56$$

$$\phi V_{n\ max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n\ max} = 0.85 * (100 * 10) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n\ max} = 30.36 Tn > Vu (Tn) \rightarrow OK$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M3X (m) = 1.00$$

$$d (12.50\ cm) = 0.8 * (M3X) = 0.80\ m$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * e * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{175} * 12.50 * 80$$

$$Vc = 7.01 Tn$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{9.56}{0.85} - 7.01$$

$$Vs = 4.24 Tn$$

$$\rho_h = \frac{Vs}{A_{cw} + f'_y} = \frac{4.24 * 1000}{(80 * 10) * 4200} = 0.0013 < \rho_{h\ min} = 0.0025$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s\ real} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (80 * 10) * 0.0025 * 4200 = 8.40 Tn$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{Av * Fy * d}{Vs}$$

$$S = \frac{0.71 * 4200 * (80)}{8.40 * 1000}$$

$$S = 28.40 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8"@0.20\text{m}$$

4.1.4.5.6 Diseño de M – 06

Se realizo el diseño del muro M-06, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 38

Cargas actuantes en M-06

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-06	CARGA MUERTA	Bottom	354.23	-0.34	-5.52	1.82	148.67	-5.16
Story1	M-06	CARGA VIVA	Bottom	75.50	-0.19	-2.03	1.17	73.40	-2.20
Story1	M-06	SDX MDL R=4 Max	Bottom	9.34	1.40	117.80	13.43	1091.54	4.30
Story1	M-06	SDY MDL R=4 Max	Bottom	0.62	120.01	0.95	72.98	4.57	1177.79

Nota: Elaboración propia

Tabla 39

Combinaciones de carga para M-06

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	624.27	-0.80	-11.18	4.54	332.92	-10.96
Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx	546.50	0.74	108.36	17.17	1369.13	-4.90
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	527.82	-2.06	-127.24	-9.69	-813.95	-13.50
Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy	537.78	119.35	-8.49	76.72	282.16	1168.59

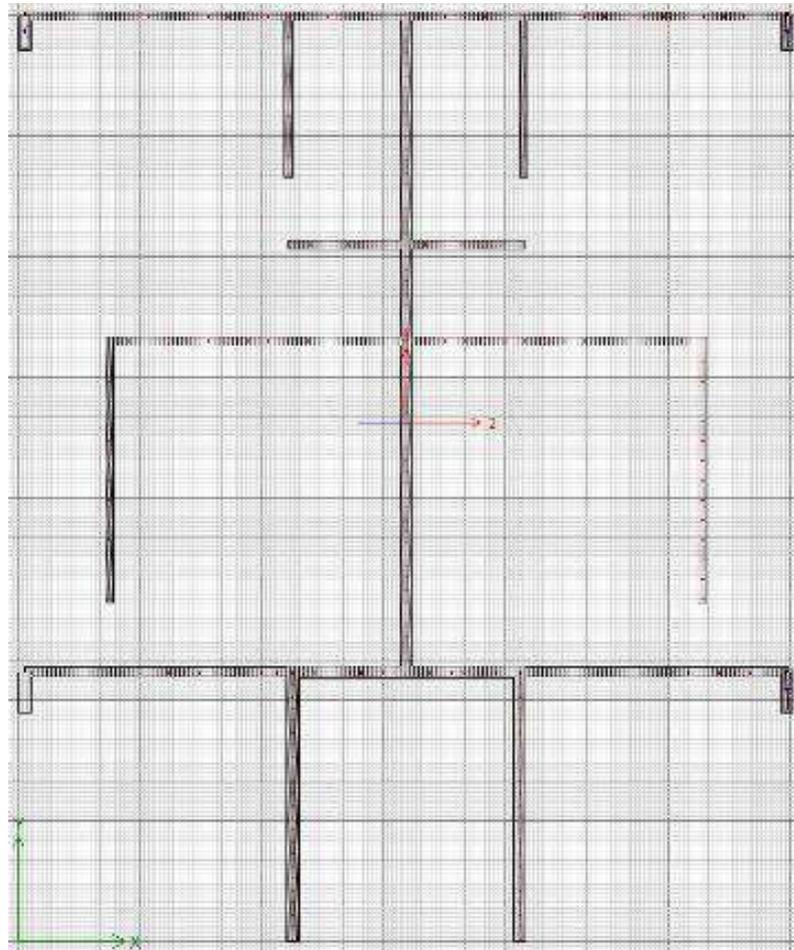
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	536.54	-120.67	-10.39	-69.24	273.02	-1186.99
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	328.15	1.09	112.83	15.07	1225.34	-0.34
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	309.47	-1.71	-122.77	-11.79	-957.74	-8.94
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	319.43	119.70	-4.02	74.62	138.37	1173.15
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	318.19	-120.32	-5.92	-71.34	129.23	-1182.43

Nota: Elaboración propia

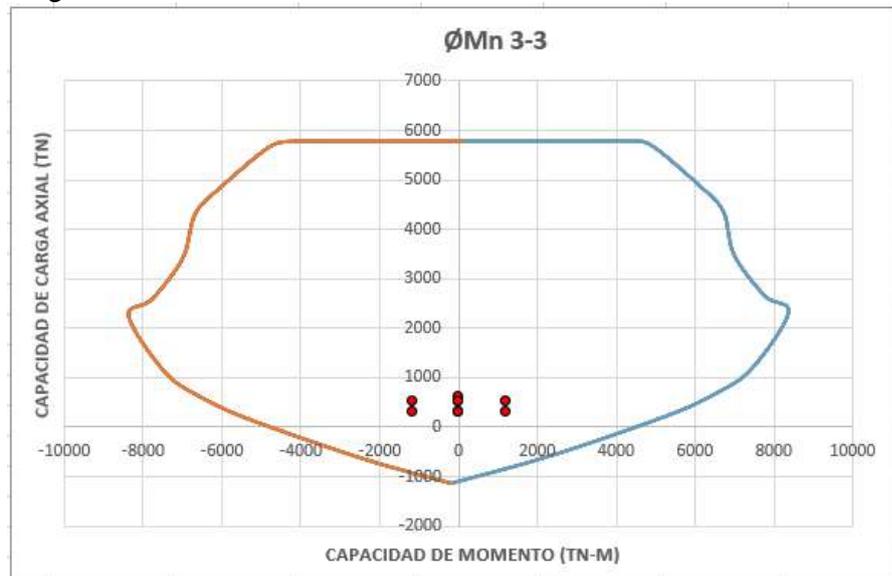
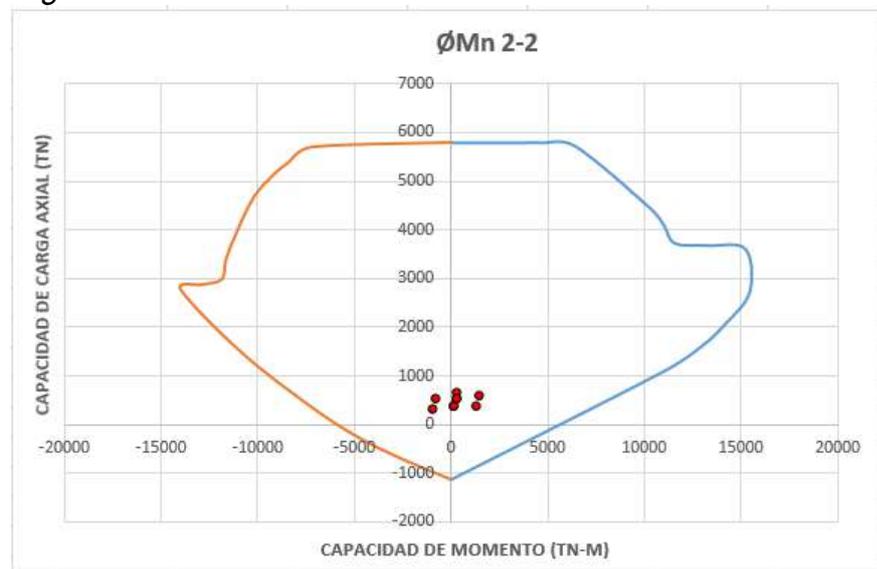
- Diseño por flexo-compresión

Figura 46

Distribución de refuerzo vertical en M-06



Nota: Elaboración propia

Figura 47*Diagrama de interacción M-06 sentido X-X**Nota: Elaboración propia***Figura 48***Diagrama de interacción M-06 sentido Y-Y**Nota: Elaboración propia*

De acuerdo a la figura 47 y figura 48, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usara:

$$e = 10.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.25$$

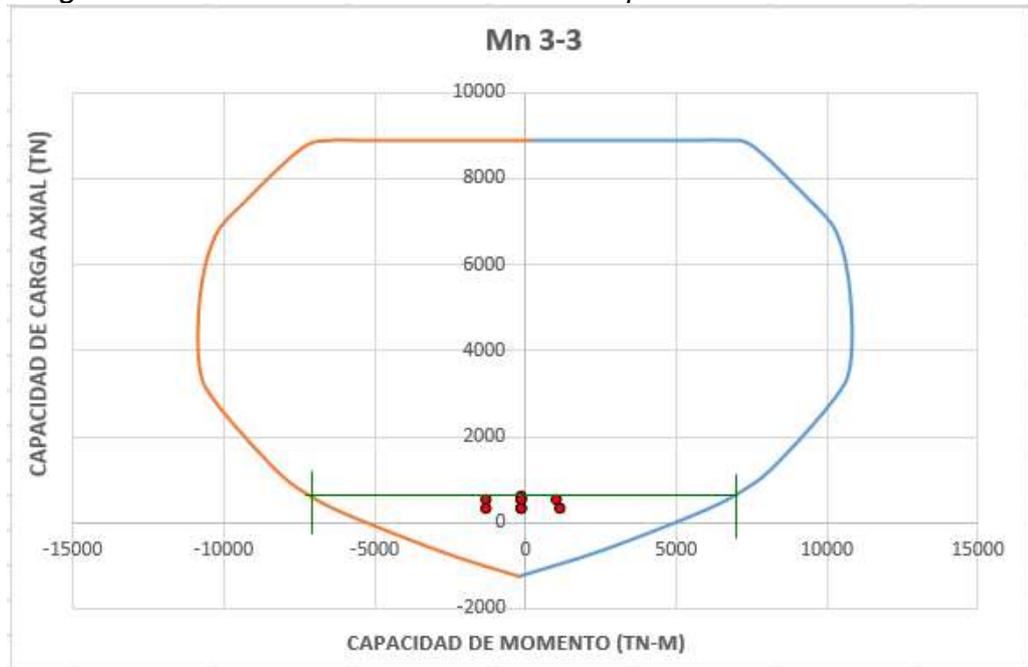
$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

$$e = 15.00 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.15$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 49

Diagrama de interacción M-03 sentido X-X para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 49 y tabla 39, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 6500.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 1173.15$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 120.67$$

Para el cálculo de cortante última se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u \text{ (Tn)} = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u \text{ (Tn)} = 434.41$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (1048 * 10 + 1668 * 15) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 372.75 \text{ Tn} > V_u \text{ (Tn)} \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{9Y} \text{ (m)} = 0.50$$

$$M14Y (m) = 3.34$$

$$M19Y (m) = 3.34$$

$$M22Y (m) = 0.50$$

$$M13Y (m) = 3.24$$

$$M18Y (m) = 4.11$$

$$M21Y (m) = 3.24$$

$$M17Y (m) = 1.20$$

$$M12Y (m) = 0.42$$

$$M15Y (m) = 2.00$$

$$M16Y (m) = 2.84$$

$$M20Y (m) = 2.00$$

$$M25Y (m) = 0.42$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M13Y + M21Y + M15Y + M20Y) = 8.38 \text{ m}$$

$$d (15.00 \text{ cm}) = 0.8$$

$$* (M9Y + M14Y + M19Y + M22Y + M18Y + M17Y + M12Y \\ + M16Y + M25Y) = 13.34 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 838 + 0.53 * \sqrt{175} * 15 * 1334$$

$$V_c = 199.04 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{434.41}{0.85} - 199.04$$

$$V_s = 312.03 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{312.03 * 1000}{(838 * 10 + 1334 * 15) * 4200} = 0.0026 > \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

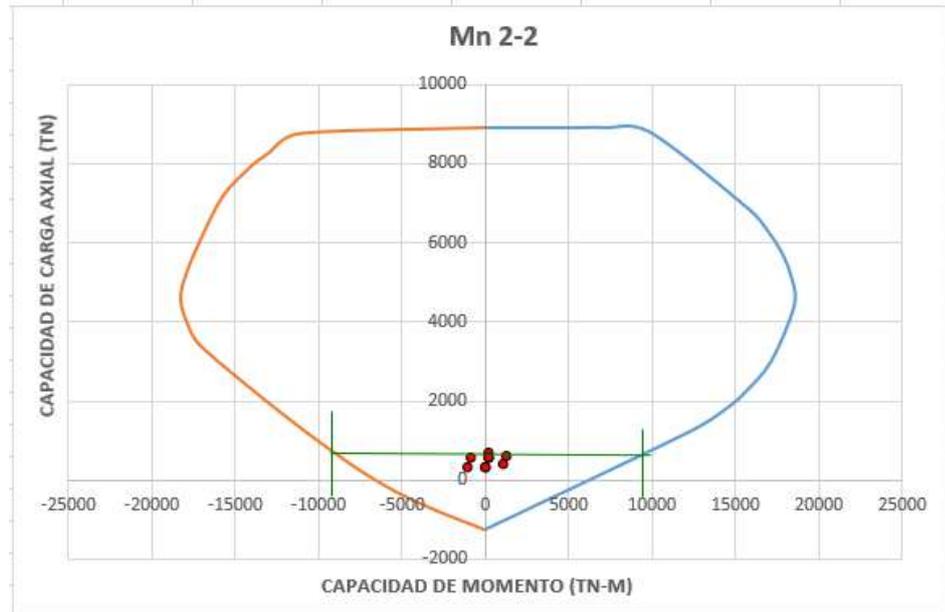
$$S = \frac{0.71 * 4200 * (838 + 1334)}{312.03 * 1000}$$

$$S = 20.76 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.15 \text{ m}$$

- Diseño por cortante Y-Y

Figura 50

Diagrama de interacción M-03 sentido Y-Y para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 50 y tabla 39, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n \text{ (Tn - m)} = 9500.00$$

$$M_{ua} \text{ (Tn - m)} = 1186.99$$

$$V_{ua} \text{ (Tn)} = 127.24$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u \text{ (Tn)} = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u \text{ (Tn)} = 458.06$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_{n \max} = 0.85 * (1960 * 10 + 660 * 12.5 + 280 * 15) * 2.7 * \sqrt{175}$$

$$\phi V_{n \max} = 973.08 \text{ Tn} > V_u \text{ (Tn)} \rightarrow \text{OK}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$M_{12X} \text{ (m)} = 3.30$$

$$M_{13X} \text{ (m)} = 1.40$$

$$M14X (m) = 1.40$$

$$M15X (m) = 3.30$$

$$M21X (m) = 3.65$$

$$M22X (m) = 3.65$$

$$M26X (m) = 1.45$$

$$M27X (m) = 1.45$$

$$M31X (m) = 3.25$$

$$M32X (m) = 1.45$$

$$M33X (m) = 1.45$$

$$M34X (m) = 3.25$$

$$d (10.00 \text{ cm}) = 0.8$$

$$\begin{aligned} & * (M21X + M22X + M26X + M27X + M31X + M32X + M33X \\ & + M34X) = 15.68 \text{ m} \end{aligned}$$

$$d (12.50 \text{ cm}) = 0.8 * (M12X + M15X) = 5.28 \text{ m}$$

$$d (15.00 \text{ cm}) = 0.8 * (M13X + M14X) = 2.24 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d$$

$$\begin{aligned} V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 1568 + 0.53 * \sqrt{175} * 12.50 * 528 + 0.53 * \sqrt{175} * 15 \\ * 224 \end{aligned}$$

$$V_c = 179.77 \text{ Tn}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{458.06}{0.85} - 179.77$$

$$V_s = 359.12 \text{ Tn}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} + f'_y} = \frac{359.12 * 1000}{(1568 * 10 + 528 * 12.5 + 224 * 15) * 4200} = 0.0033$$

$$> \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.71 * 4200 * (1568 + 528 + 224)}{359.12 * 1000}$$

$$S = 19.26 \text{ cm} \rightarrow 1\emptyset 3/8" @ 0.15\text{m}$$

4.1.4.5.7 Diseño de M – 07

Se realizó el diseño del muro M-07, siguiendo lo establecido en la normativa peruana NTP E060 – 2009, para ello se emplearon los siguientes datos:

Tabla 40*Cargas actuantes en M-07*

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	M-07	CARGA MUERTA	Bottom	8.97	-0.05	0.04	0.00	0.04	-0.07
Story1	M-07	CARGA VIVA	Bottom	2.61	0.02	0.02	0.00	0.02	0.03
Story1	M-07	SDX MDL R=4 Max	Bottom	0.73	0.83	0.00	0.00	0.00	1.38
Story1	M-07	SDY MDL R=4 Max	Bottom	0.21	0.01	0.01	0.00	0.02	0.01

Nota: Elaboración propia

Tabla 41*Combinaciones de carga para M-07*

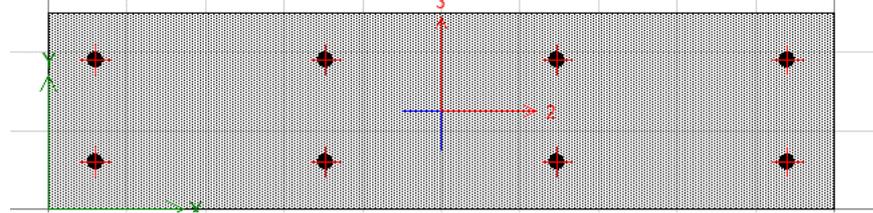
CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV	17.00	-0.04	0.09	0.01	0.09	-0.05
Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + Sx	15.21	0.79	0.08	0.01	0.08	1.33
Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - Sx	13.75	-0.87	0.07	0.01	0.07	-1.43
Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + Sy	14.69	-0.03	0.09	0.01	0.10	-0.04
Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - Sy	14.27	-0.05	0.07	0.01	0.06	-0.06
Comb. 6: 0.90 CM + Sx	8.80	0.79	0.04	0.00	0.04	1.32
Comb. 7: 0.90 CM - Sx	7.34	-0.88	0.03	0.00	0.03	-1.44
Comb. 8: 0.90 CM + Sy	8.28	-0.04	0.05	0.00	0.06	-0.05
Comb. 9: 0.90 CM - Sy	7.86	-0.06	0.03	0.00	0.02	-0.07

Nota: Elaboración propia

- Diseño por flexo-compresión

Figura 51

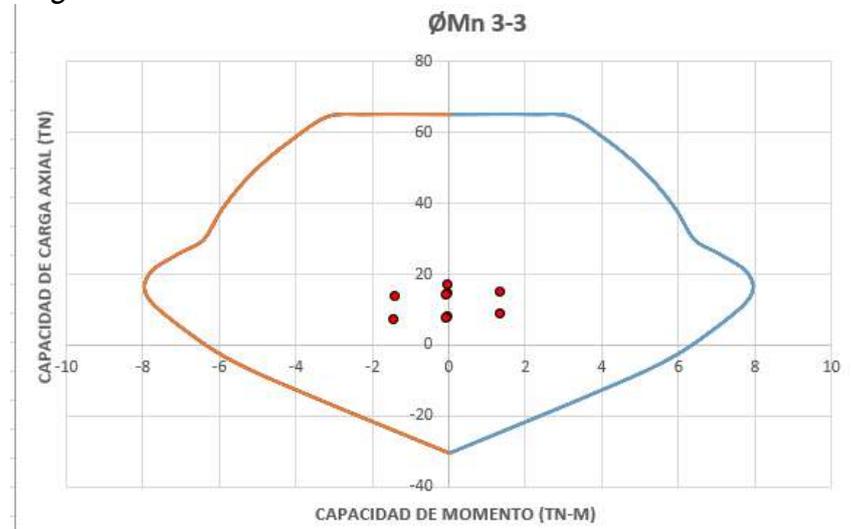
Distribución de refuerzo vertical en M-07



Nota: Elaboración propia

Figura 52

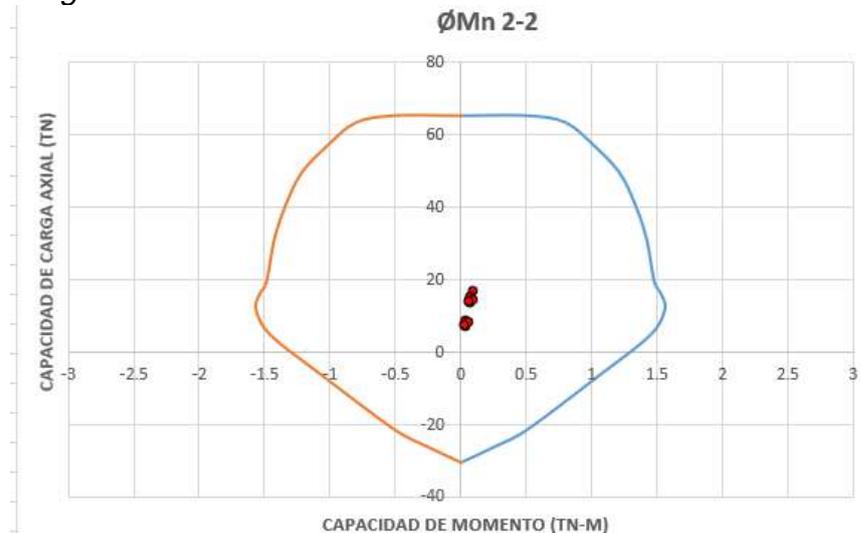
Diagrama de interacción M-07 sentido X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 53

Diagrama de interacción M-07 sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

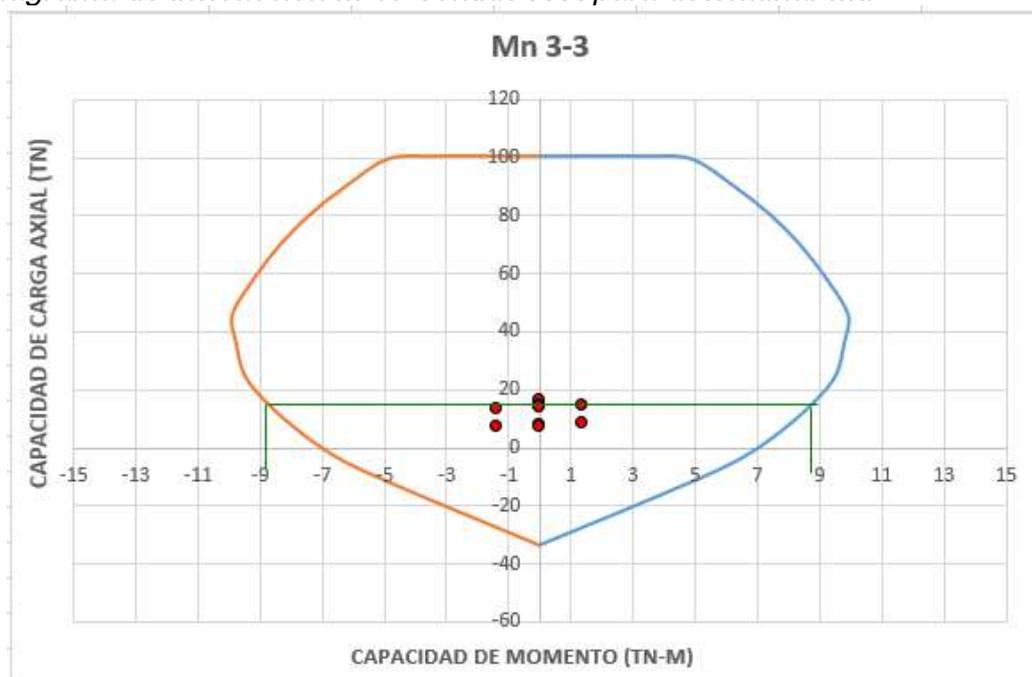
De acuerdo a la figura 52 y figura 53, se evidencia que todos los valores se encuentran dentro del diagrama de interacción por lo tanto se usara:

$$e = 12.50 \text{ cm} \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

- Diseño por cortante X-X

Figura 54

Diagrama de interacción M-07 sentido X-X para determinar Mu



Nota: Elaboración propia

De la figura 54 y tabla 41, se obtienen los siguientes datos:

$$M_n (Tn - m) = 9.00$$

$$M_{ua} (Tn - m) = 1.33$$

$$V_{ua} (Tn) = 0.79$$

Para el cálculo de cortante ultima se realizó:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \rightarrow R = 3.6$$

$$V_u (Tn) = \frac{V_{ua}}{M_n} * M_{ua}$$

$$V_u (Tn) = 2.84$$

$$\phi V_{n \max} = \phi * A_c * 2.7 * \sqrt{f'c}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{n \max} &= 0.85 * (50 * 10) * 2.7 * \sqrt{175} \\ \phi V_{n \max} &= 15.18 \text{ Tn} > V_u (\text{Tn}) \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

Para el cálculo de cortante absorbida por el concreto:

$$\begin{aligned}M4X \text{ (m)} &= 0.50 \\ d \text{ (12.50 cm)} &= 0.8 * (M4X) = 0.40 \text{ m} \\ V_c &= 0.53 * \sqrt{f'_c} * e * d \\ V_c &= 0.53 * \sqrt{175} * 12.50 * 40 \\ V_c &= 3.51 \text{ Tn}\end{aligned}$$

Cálculo de espaciamiento de refuerzo horizontal:

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ V_s &= \frac{2.84}{0.85} - 3.51 \\ V_s &= 0.00 \text{ Tn} \\ \rho_{h \min} &= 0.0025\end{aligned}$$

Aporte real del refuerzo de acero:

$$V_{s \text{ real}} = A_{cw} * \rho_h * f'_y = (50 * 10) * 0.0025 * 4200 = 5.25 \text{ Tn}$$

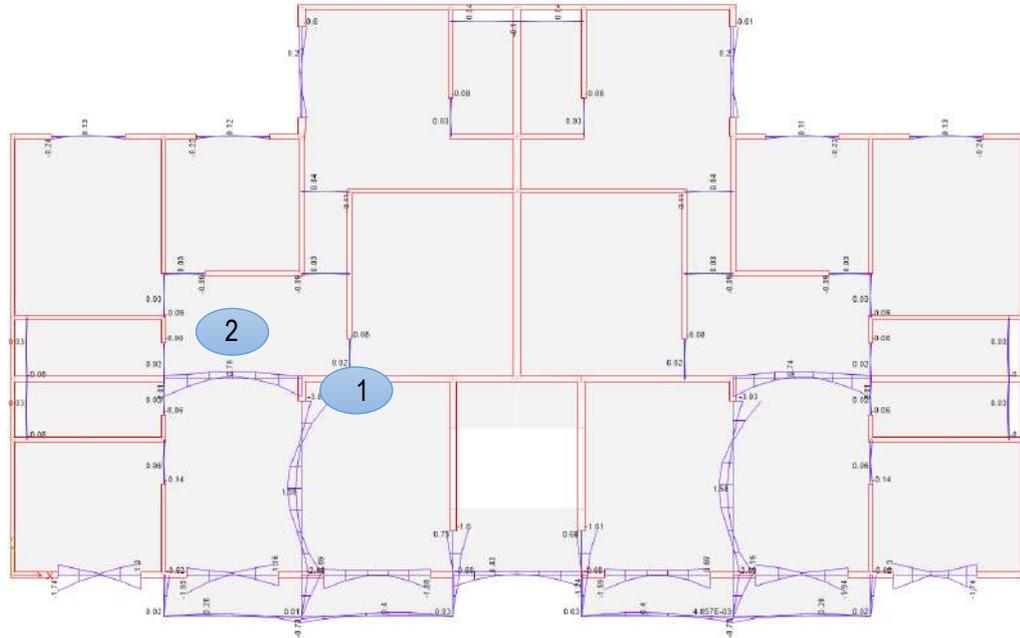
Para el calculo se utilizara varillas de 3/8"

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v * F_y * d}{V_s} \\ S &= \frac{0.71 * 4200 * (40)}{5.25 * 1000} \\ S &= 22.72 \text{ cm} \rightarrow 1\phi 3/8"@0.20\text{m}\end{aligned}$$

4.1.4.6 Diseño sísmico de vigas

Figura 55

Diagrama de momento flector



Nota: Elaboración propia

4.1.4.6.1 Diseño sísmico de Viga (1)

Figura 56

Resultados del programa Etabs - DMF y DFC



Nota: Elaboración propia

- Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0177$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0159$$

$$A_{S_{\text{maximo}}} = 5.18 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de “a”

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 2.62 \text{ cm}$$

$$a(-)= 3.58 \text{ cm}$$

- Cálculo de viga simplemente reforzada

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 1.90 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

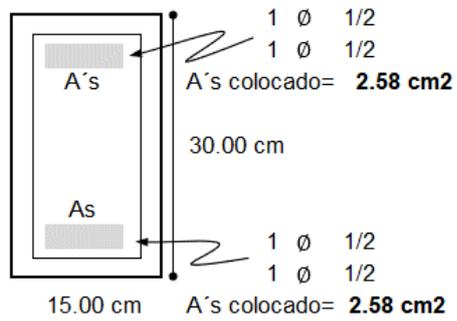
$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 1.30 \text{ cm}^2$$

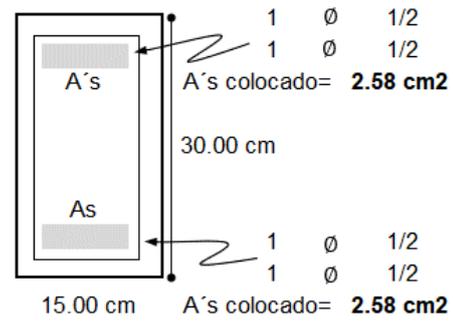
$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{S_{\text{Min}}} = 1.30 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



- Análisis de la sección

As colocado máximo = 2.58 cm² (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s\text{colocado}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 4.90 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = 0.9 * A_{s\text{colocado}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n = 2.10 \text{ Tn - m}$$

$$M_u = 1.74 \text{ Tn - m}$$

Comprobando el diseño: $\emptyset M_n > M_n$ ¡ Cumple!

- Resistencia al cortante de vigas

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 15 * 26$$

$$V_c = 2.73 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 22, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 4.54 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

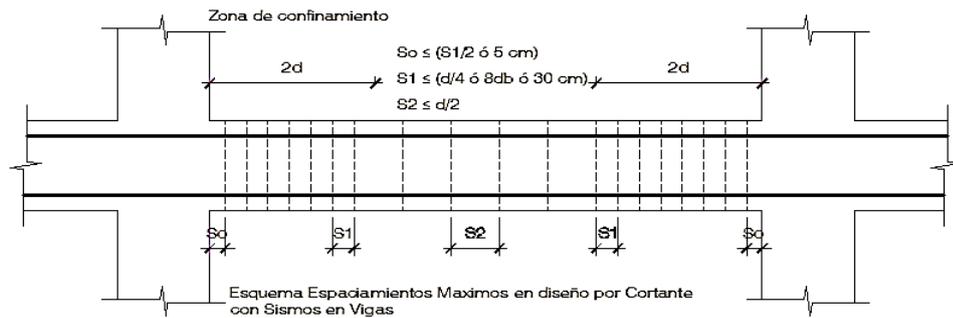
$$\emptyset V_c < V_u \quad \text{¡ No Cumple!}$$

Entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 2.50$$

Figura 57

Esquema de espaciamiento en diseño por cortante



Nota: Elaboración propia

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{(2 * 0.32) * 4200 * 26}{4530.00}$$

$$S = 28 \text{ cm}$$

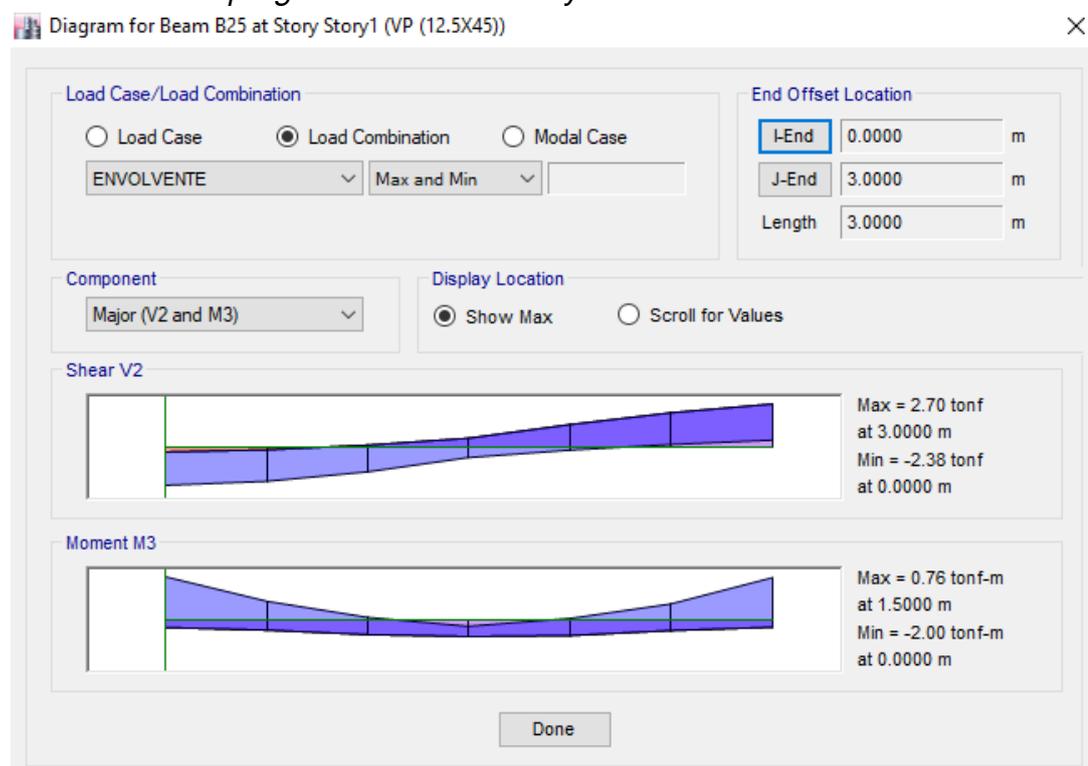
Se utilizará:

	1	@	0.05 m
∅ 3/8	5	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

4.1.4.6.2 Diseño sísmico de Viga (2)

Figura 58

Resultados del programa Etabs - DMF y DFC



Nota: Elaboración propia

- Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0177$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0159$$

$$A_{S_{\text{maximo}}} = 6.81 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de "a"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 1.12 \text{ cm}$$

$$a(-)= 3.03 \text{ cm}$$

- Cálculo de viga simplemente reforzada

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 1.34 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

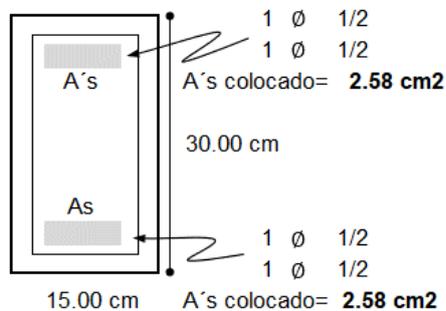
$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 1.30 \text{ cm}^2$$

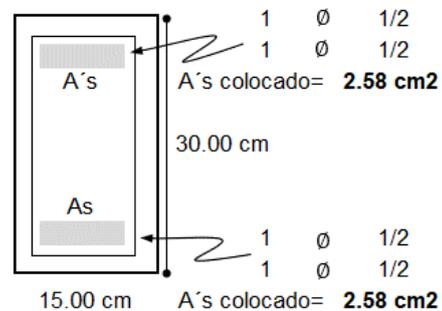
$$A_{s_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s_{\text{Min}}} = 1.30 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



- Análisis de la sección

As colocado máximo = 2.58 cm^2 (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s_{\text{colocado}}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 5.80 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_{s_{\text{colocado}}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 3.52 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 2.00 \text{ Tn} - \text{m}$$

Comprobando el diseño: $\phi M_n > M_n$ ¡Cumple!

- Resistencia al cortante de vigas

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 15 * 36$$

$$V_c = 3.59 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 23, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 3.59 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

Entonces se utilizará:

$$\begin{array}{l} \phi \quad 1/4" \quad r \\ \quad \quad \quad 1 \quad @ \quad 0.05 \text{ m} \\ \quad \quad \quad 5 \quad @ \quad 0.10 \text{ m} \\ \quad \quad \quad r \quad @ \quad 0.25 \text{ m} \end{array}$$

4.1.4.7 Diseño de losa maciza

4.1.4.7.1 Predimensionamiento

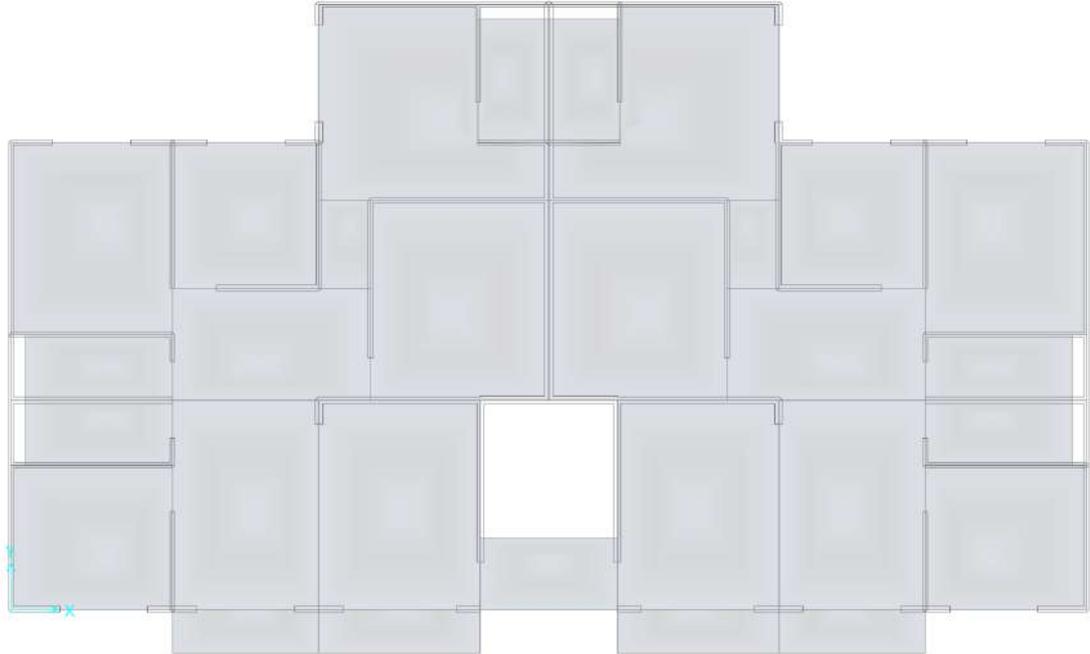
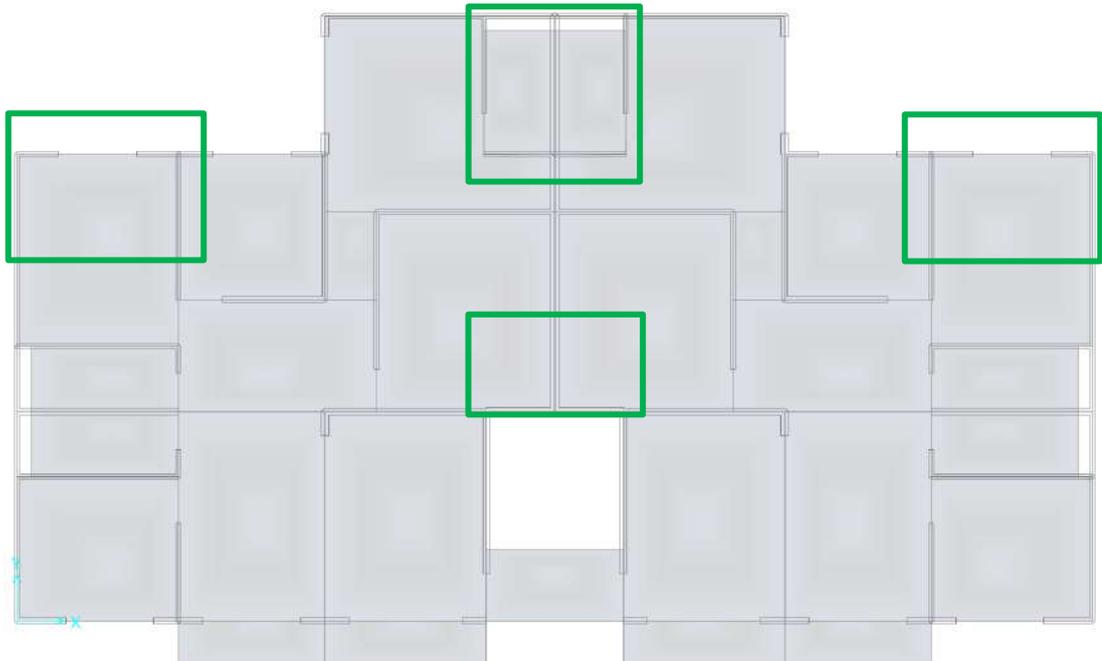
Según la Norma E060, para losas armadas en dos direcciones, para edificaciones con muros de ductilidad limitada se utilizará la siguiente formula:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9 * \beta}$$

Por lo que se realiza el siguiente calculo:

A	4.315 m
B	3.000 m
alfa (f)	2
b	1.438
H min	0.095 m
H asumida	0.100 m

4.1.4.7.2 Análisis por elementos finitos

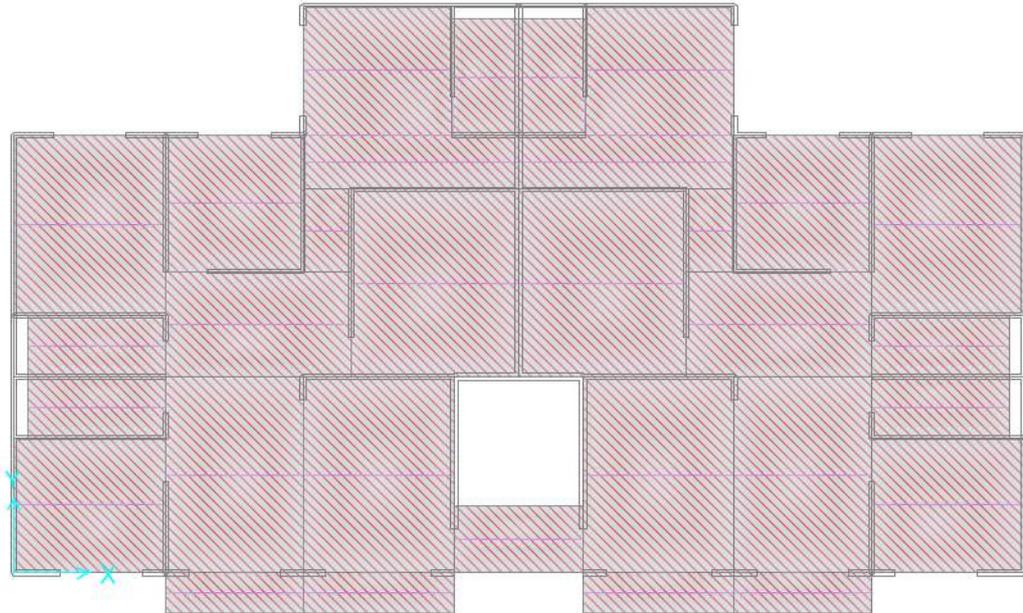
Figura 59*Losa Típica, 1er, 2do y 3er Nivel**Nota: Elaboración propia***Figura 60***Losa Típica, 10 cm y 20cm (Verde)**Nota: Elaboración propia*

4.1.4.7.3 Diseño de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

4.1.4.7.3.1 Franjas de Diseño para losa típica 1er, 2do y 3er nivel

Figura 61

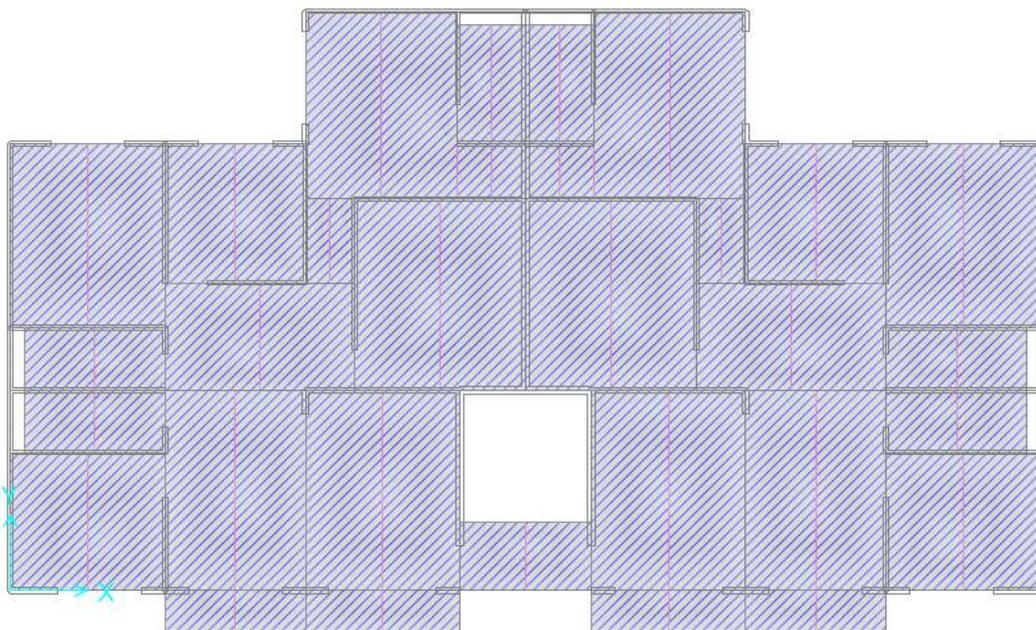
Asignación de franjas de diseño en losa típica, eje X-X (Rojo)



Nota: Elaboración propia

Figura 62

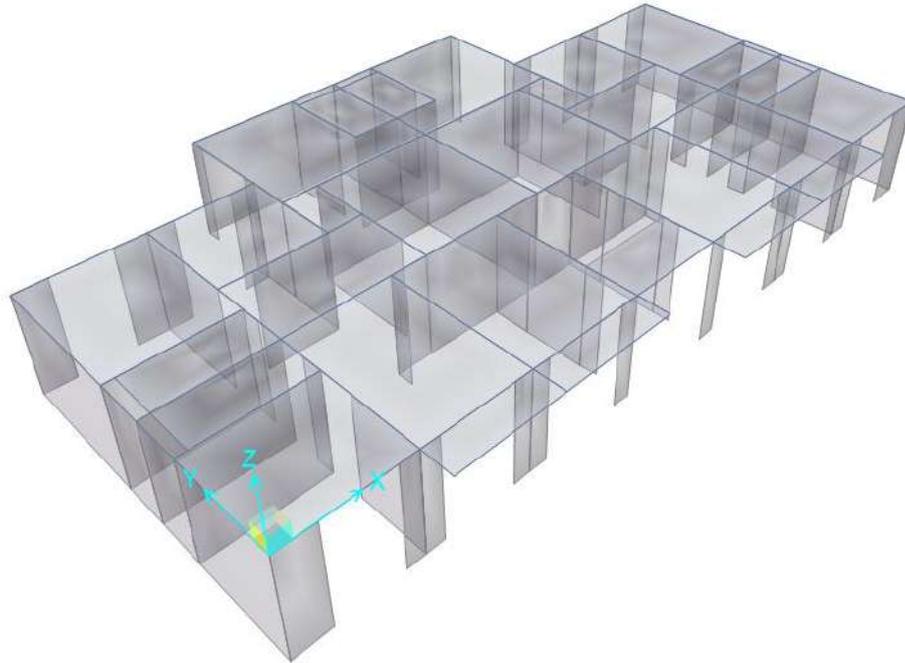
Asignación de franjas de diseño en losa típica, eje Y-Y (Azul)



Nota: Elaboración propia

Figura 63

Vista de 3D de losa típica en programa Safe



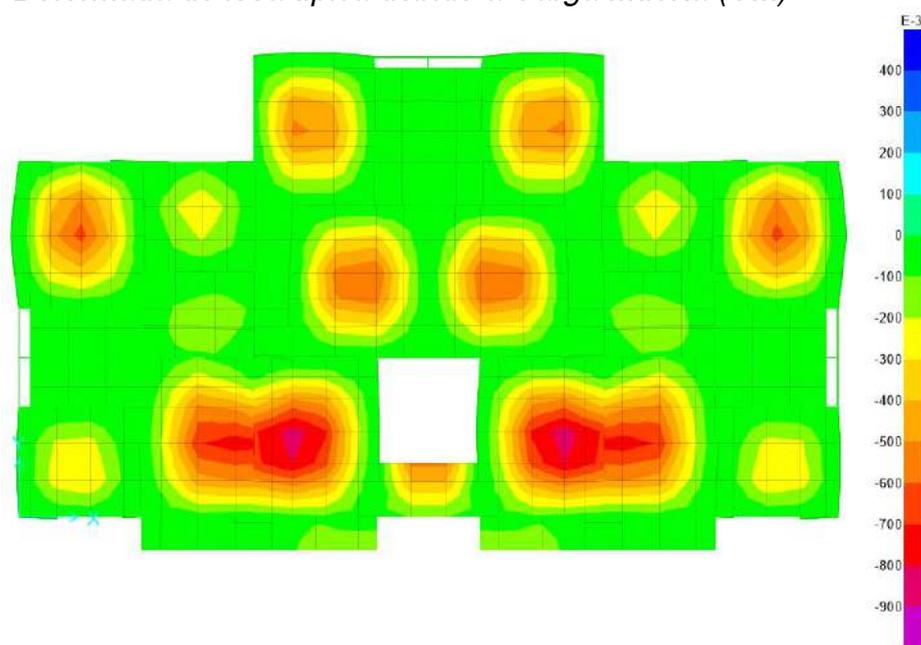
Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.3.2 Deformada de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

- Deformada debido a Carga Muerta (CM)

Figura 64

Deformada de losa típica debido a Carga Muerta (CM)

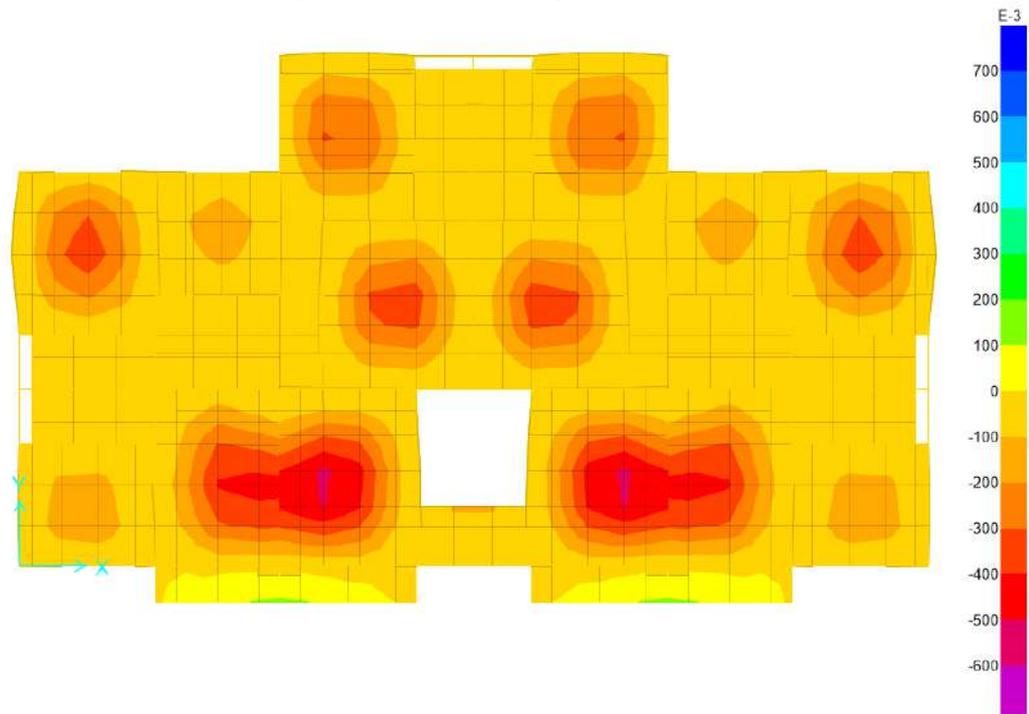


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga Viva (CV)

Figura 65

Deformada de losa típica debido a Carga Viva (CV)

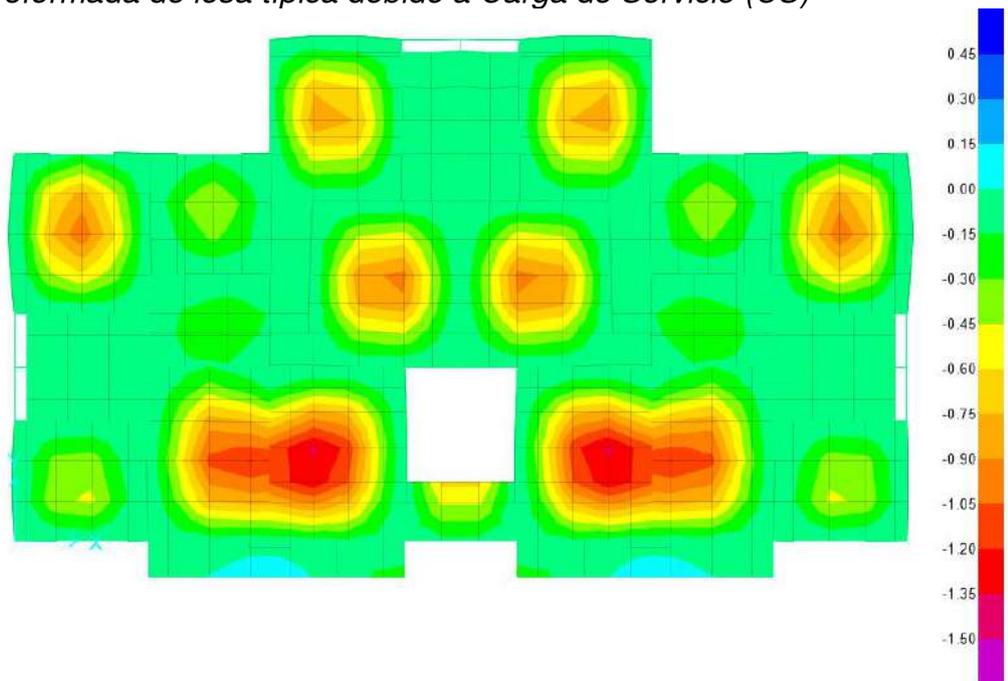


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga de Servicio (CS)

Figura 66

Deformada de losa típica debido a Carga de Servicio (CS)



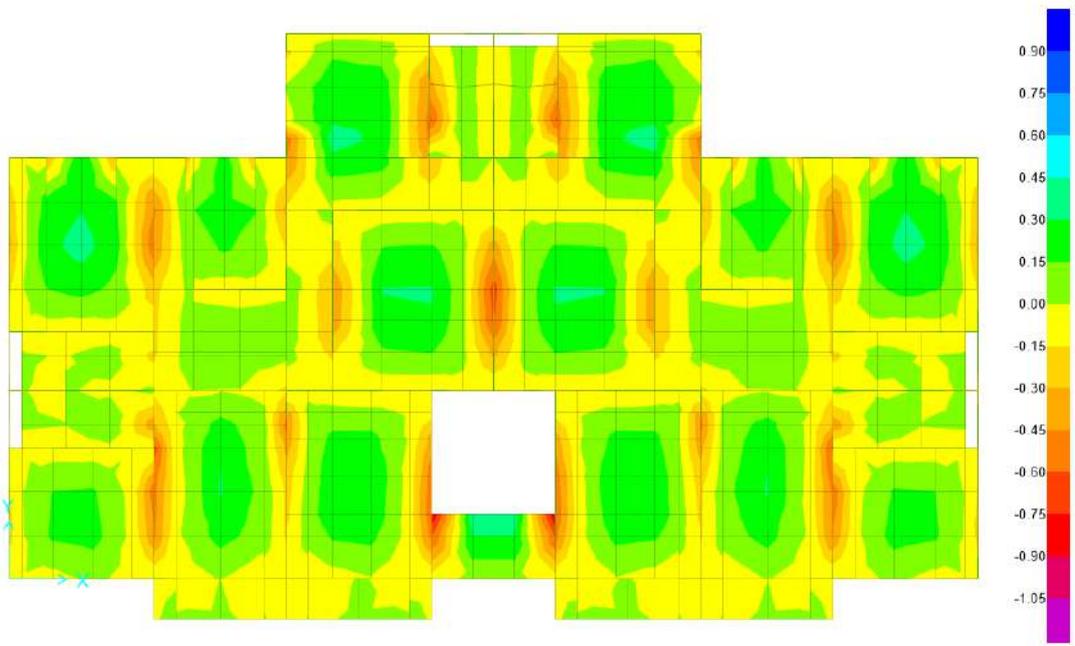
Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.3.3 Diagrama de Momento Flector (DMF)

- Diagrama de Momento Flector – Sentido X-X (DMF)

Figura 67

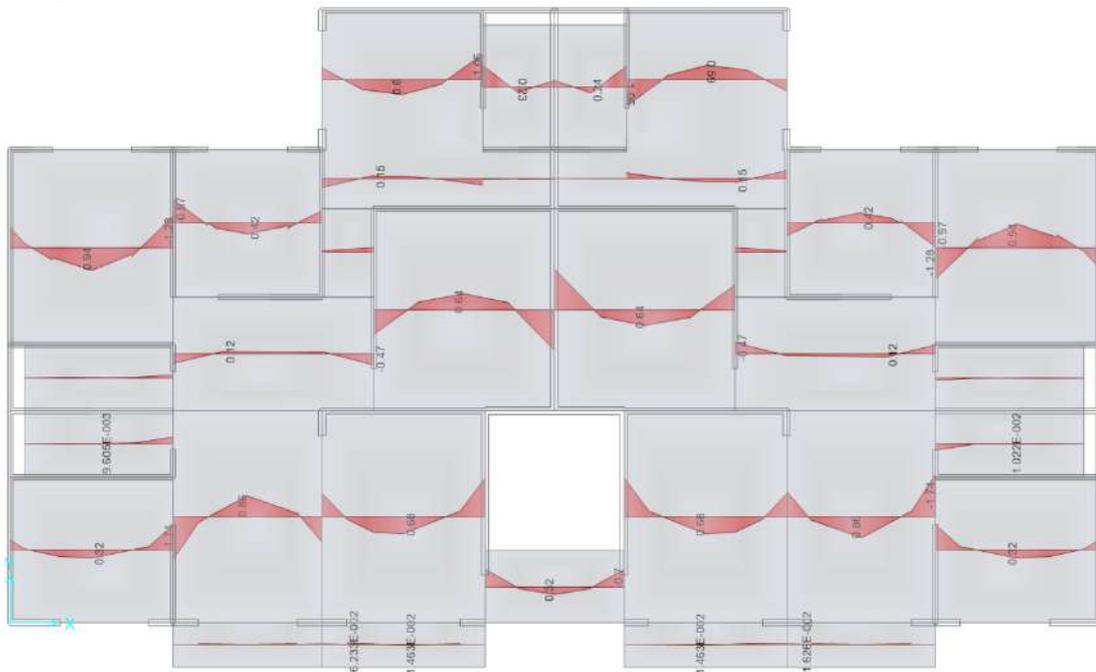
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 68

Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño X-X

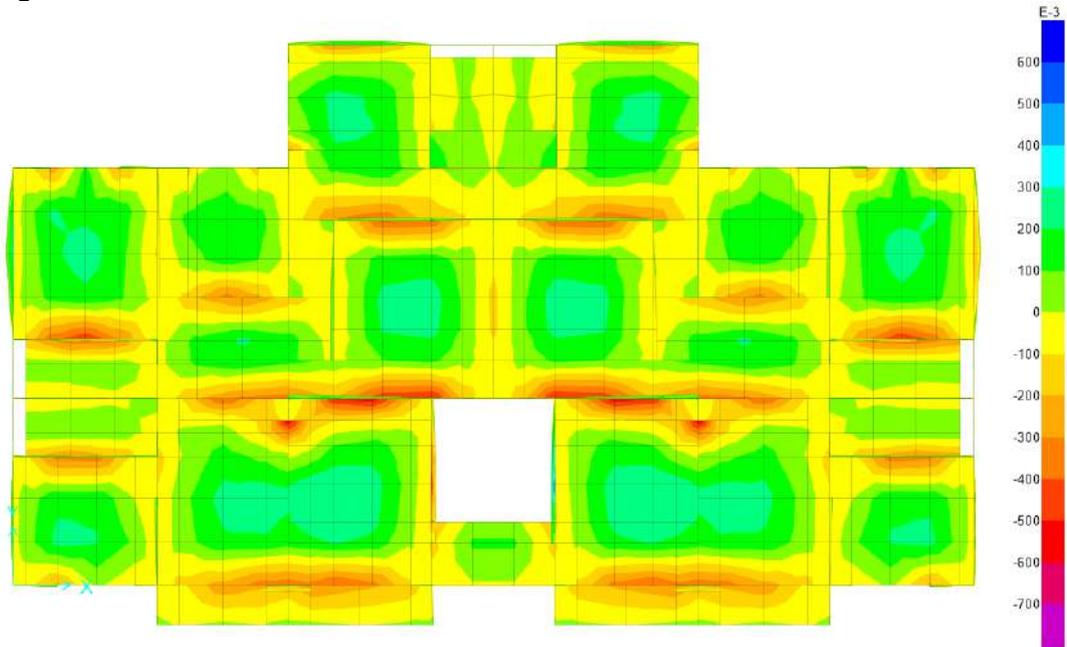


Nota: Elaboración propia

- Diagrama de Momento Flector – Sentido Y-Y (DMF)

Figura 69

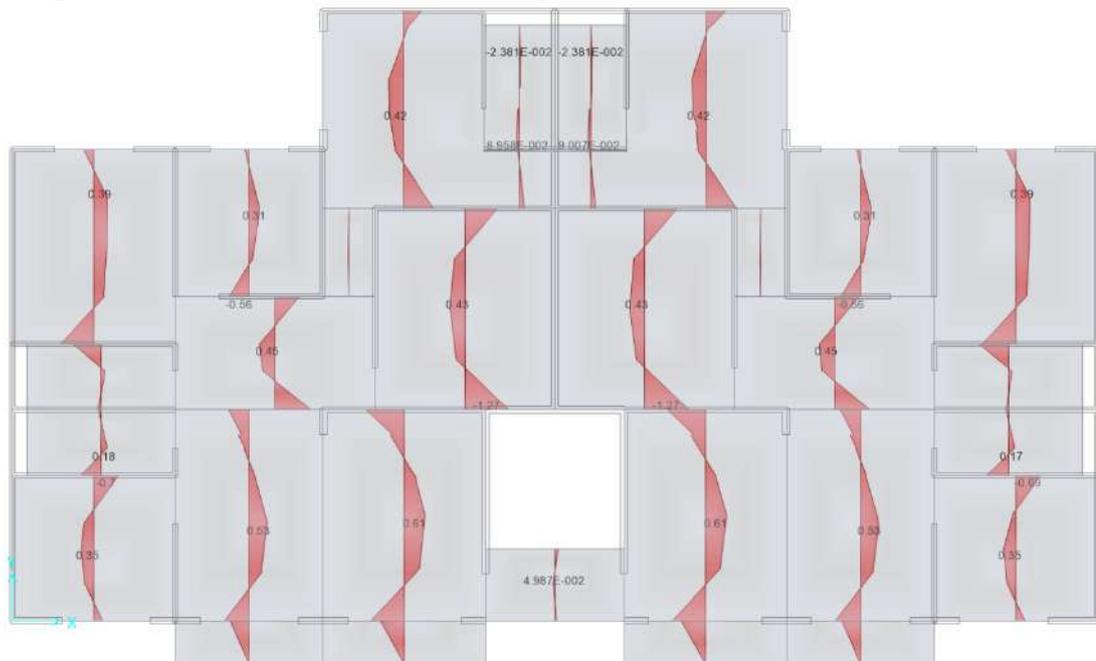
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Y-Y



Nota: Elaboración propia

Figura 70

Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Y-Y

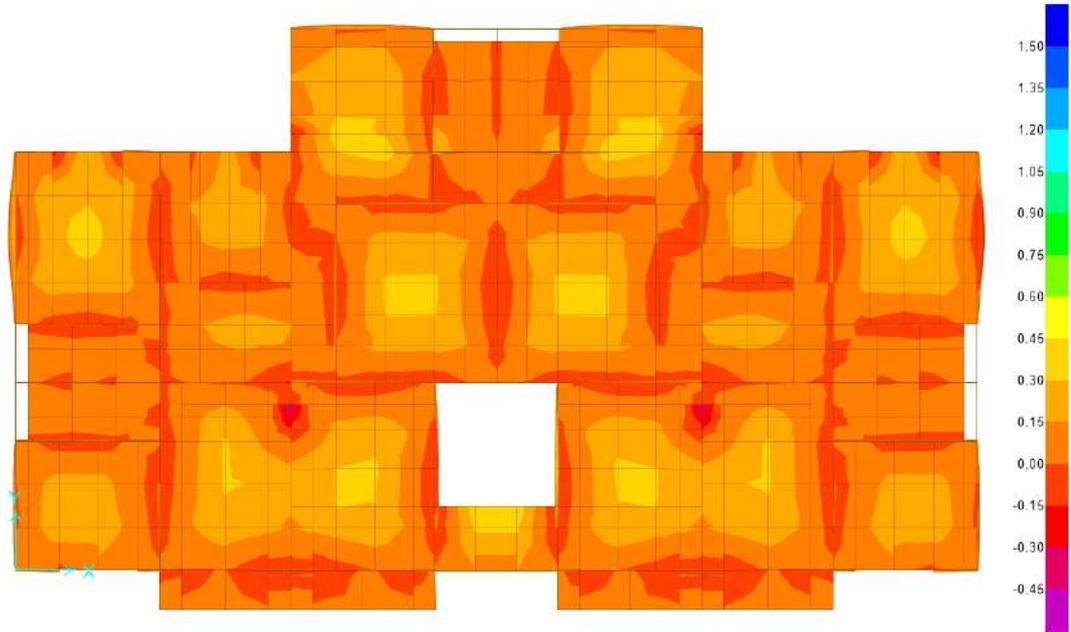


Nota: Elaboración propia

- Diagrama de Momento Flector – Máximos y Mínimos (DMF)

Figura 71

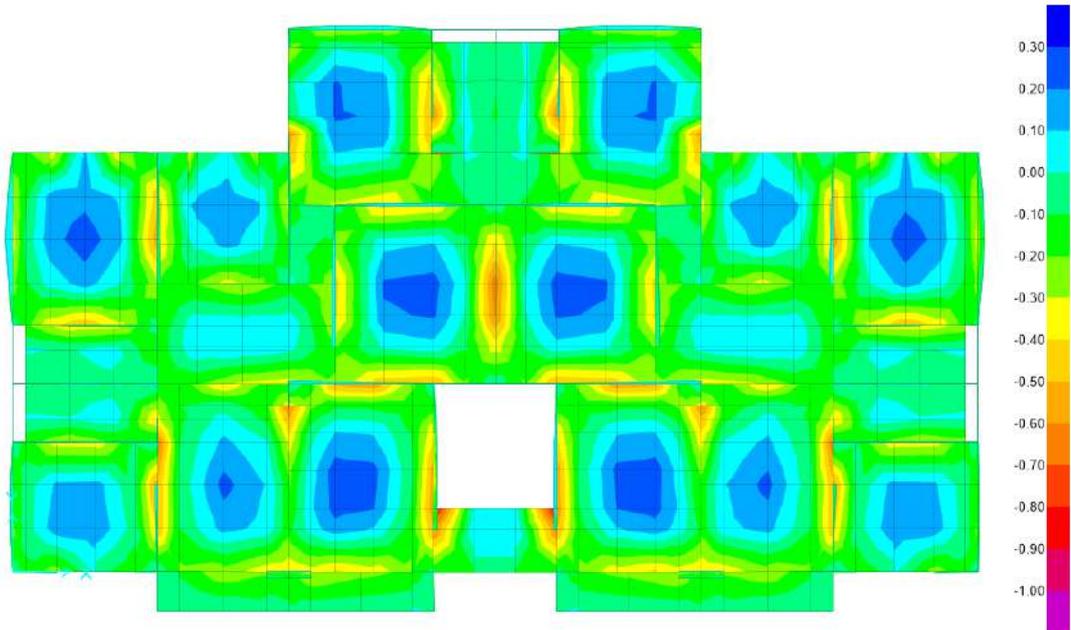
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax



Nota: Elaboración propia

Figura 72

Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin



Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.3.5 Diseño a flexión de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

De acuerdo a la Figura 68 y Figura 70, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 42

Resumen de momento X-X

Zona	Momento (Tn - m)
1 - 1	-1.06
2 - 2	-1.28
3 - 3	-0.97
4 - 4	-1.64
5 - 5	-1.74
6 - 6	-1.60
7 - 7	+0.60
8 - 8	+0.94
9 - 9	+0.64
10 - 10	+0.86
11 - 11	+0.32

Nota: Elaboración propia

Tabla 43

Resumen de momento Y-Y

Zona	Momento (Tn - m)
1 - 1	-0.80
2 - 2	-0.97
3 - 3	-0.65
4 - 4	-1.92
5 - 5	-1.11
6 - 6	-1.27
7 - 7	+0.35
8 - 8	+0.39
9 - 9	+0.53
10 - 10	+0.61
11 - 11	+0.42

Nota: Elaboración propia

Se realizó el cálculo de acero de refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 44

Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X

Losa	M (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	Long Strip	As (1m)	Refuerzo requerido
1 - 1	-1.06	0.15071	0.00628	4.40	2.97	1.48	1Ø3/8" @ 0.25m
2 - 2	-1.28	0.18627	0.00776	5.43	3.97	1.37	1Ø3/8" @ 0.25m
3 - 3	-0.97	0.13668	0.00569	3.99	3.00	1.33	1Ø3/8" @ 0.25m
4 - 4	-1.64	0.24896	0.01037	7.26	4.31	1.68	1Ø3/8" @ 0.25m
5 - 5	-1.74	0.26758	0.01115	7.80	2.97	2.63	2Ø3/8" @ 0.25m
6 - 6	-1.60	0.24168	0.01007	7.05	2.84	2.48	2Ø3/8" @ 0.25m
7 - 7	+0.60	0.08167	0.00340	2.38	2.84	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
8 - 8	+0.94	0.13206	0.00550	3.85	3.97	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
9 - 9	+0.64	0.08742	0.00364	2.55	4.11	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
10 - 10	+0.86	0.11989	0.00500	3.50	4.31	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
11 - 11	+0.32	0.04253	0.00177	1.24	2.97	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m

Nota: Elaboración propia

Tabla 45

Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y

Losa	M (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	Long Strip	As (1m)	Refuerzo requerido
1 - 1	-0.80	0.11089	0.00462	3.23	3.30	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
2 - 2	-0.97	0.13668	0.00569	3.99	3.30	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
3 - 3	-0.65	0.08887	0.00370	2.59	3.00	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
4 - 4	-0.92	0.12900	0.00537	3.76	4.31	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
5 - 5	-1.11	0.15863	0.00661	4.63	3.25	1.42	1Ø3/8" @ 0.25m
6 - 6	-1.27	0.18461	0.00769	5.38	3.65	1.48	1Ø3/8" @ 0.25m
7 - 7	+0.35	0.04663	0.00194	1.36	3.30	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
8 - 8	+0.39	0.05213	0.00217	1.52	3.30	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
9 - 9	+0.53	0.07170	0.00299	2.09	3.00	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
10 - 10	+0.61	0.08310	0.00346	2.42	3.30	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
11 - 11	+0.42	0.05629	0.00235	1.64	3.25	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m

Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se utilizará refuerzo longitudinal y transversal de 1Ø3/8" @ 0.25m como detalle típico para losas de 10 cm y en el caso de losas de 20cm se utilizará longitudinal y transversal de 1Ø1/2" @ 0.25m.

4.1.4.7.3.6 Diseño a cortante de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

Según la norma E060, la cortante nominal del concreto deberá ser mayor a la cortante ultima de diseño, por lo cual se realiza la siguiente verificación:

- Resistencia al cortante de losa maciza de 10 cm:

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{175} * 100 * 7$$

$$V_c = 4.17 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 73 y figura 74, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 1.02 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

- Resistencia al cortante de losa maciza de 20 cm:

$$\phi V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{175} * 100 * 17$$

$$\phi V_c = 10.13 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 73 y figura 74, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 0.78 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

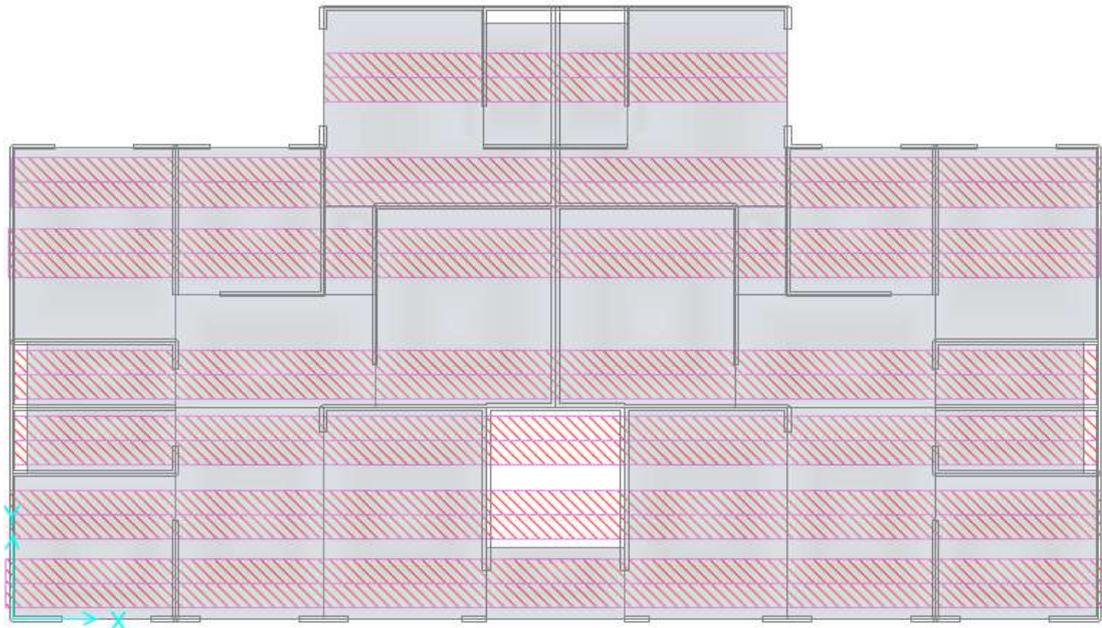
$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

4.1.4.7.4 Diseño de losa típica en azotea

4.1.4.7.4.1 Franjas de Diseño para losa típica en Azotea

Figura 75

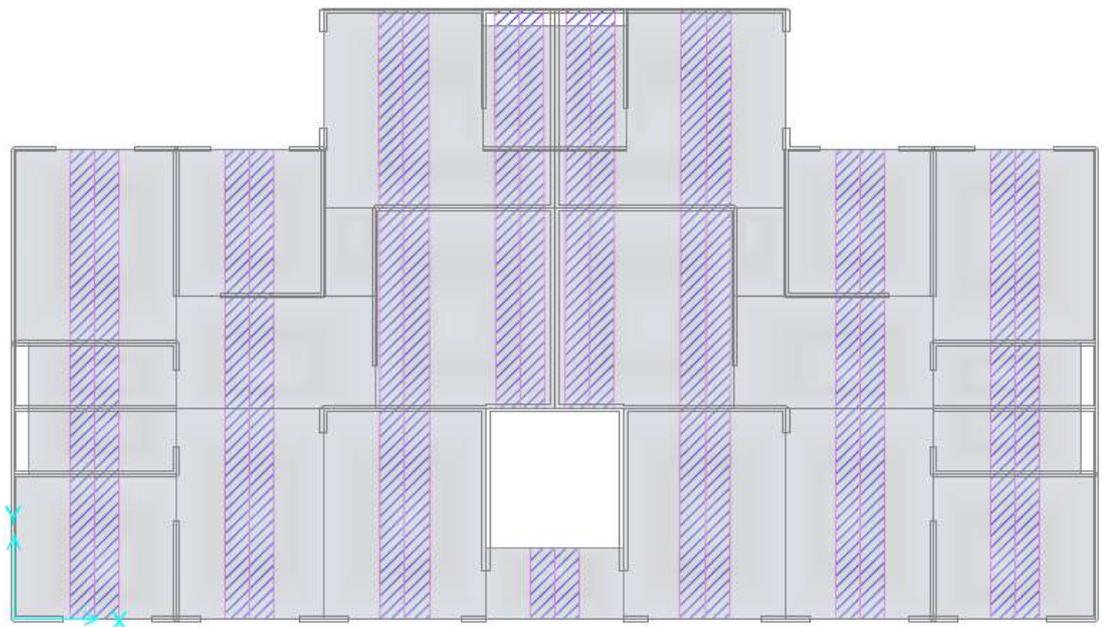
Asignación de franjas de diseño en losa en azotea, eje X-X (Rojo)



Nota: Elaboración propia

Figura 76

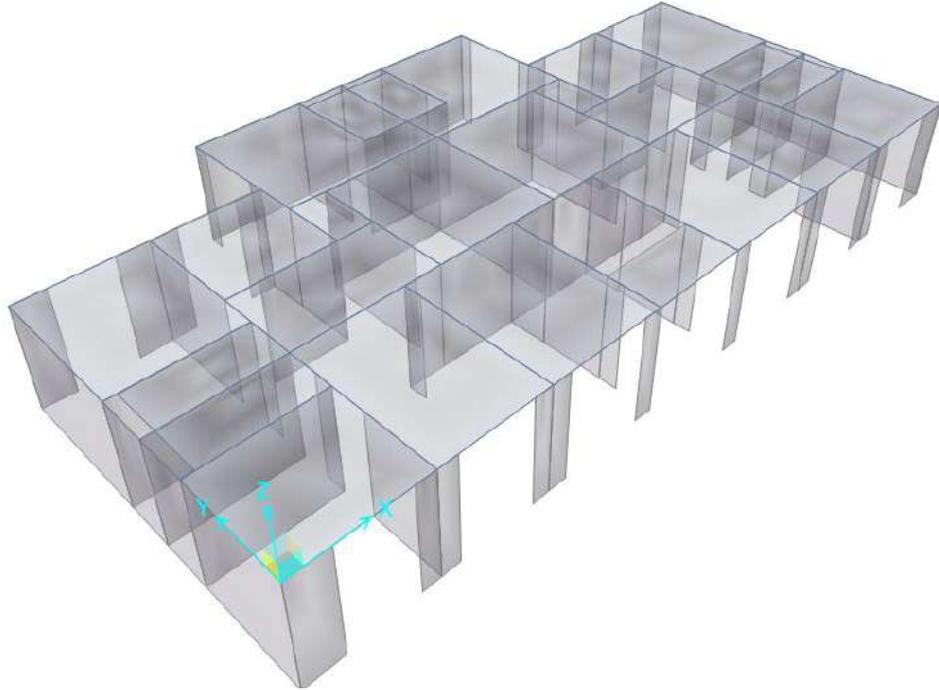
Asignación de franjas de diseño en losa en azotea, eje Y-Y (Azul)



Nota: Elaboración propia

Figura 77

Vista de 3D de losa en azotea en programa Safe



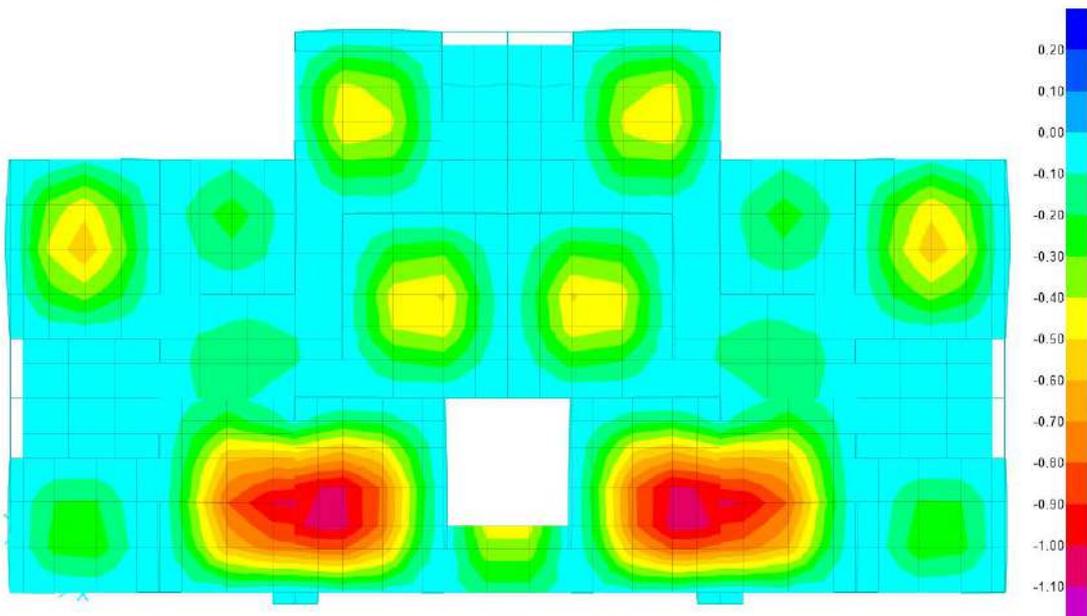
Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.4.2 Deformada de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

- Deformada debido a Carga Muerta (CM)

Figura 78

Deformada de losa típica en Azotea debido a Carga Muerta (CM)

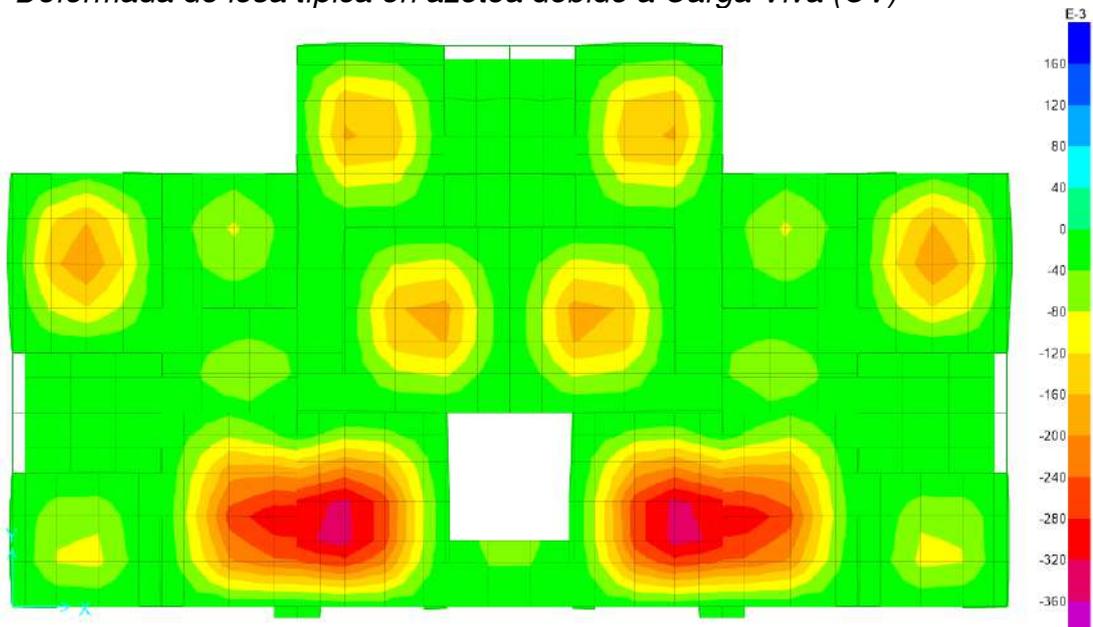


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga Viva (CV)

Figura 79

Deformada de losa típica en azotea debido a Carga Viva (CV)

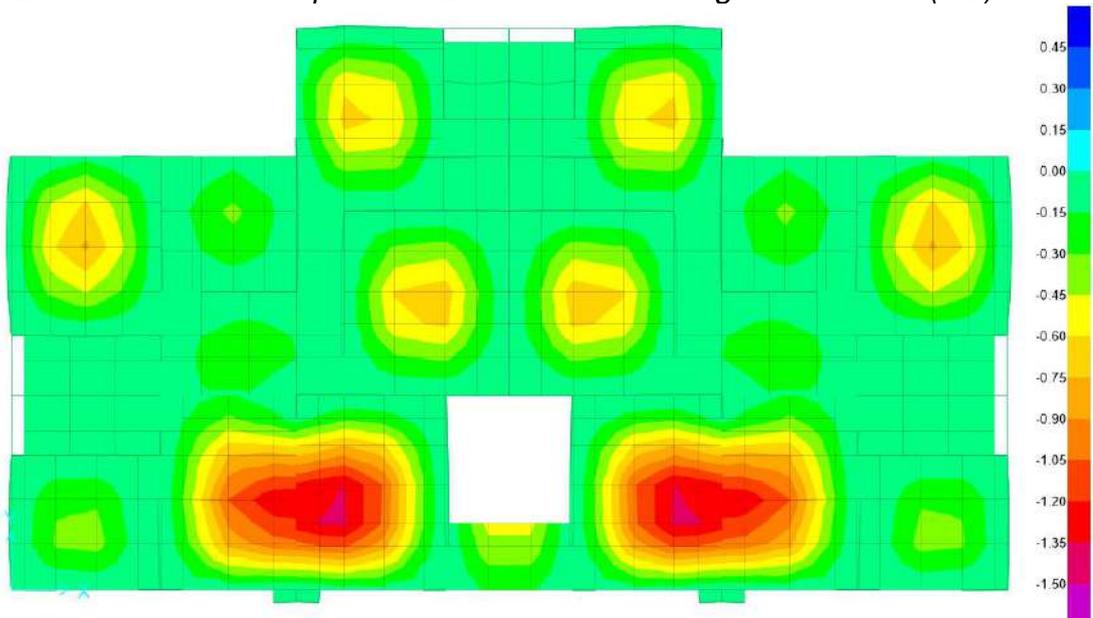


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga de Servicio (CS)

Figura 80

Deformada de losa típica en azotea debido a Carga de Servicio (CS)



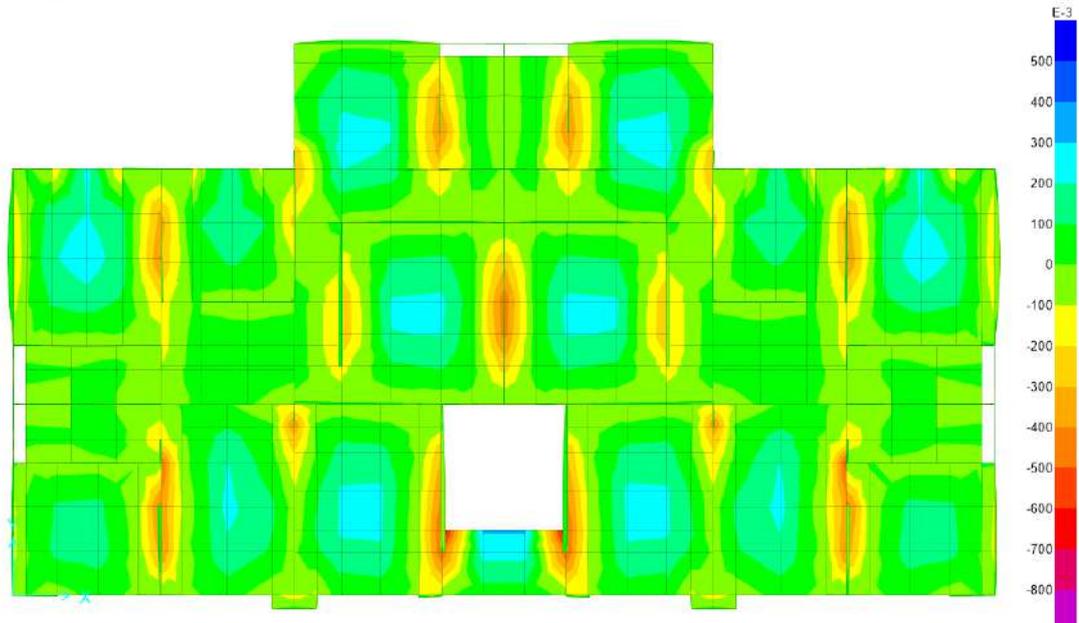
Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.4.3 Diagrama de Momento Flector (DMF)

- Diagrama de Momento Flector – Sentido X-X (DMF)

Figura 81

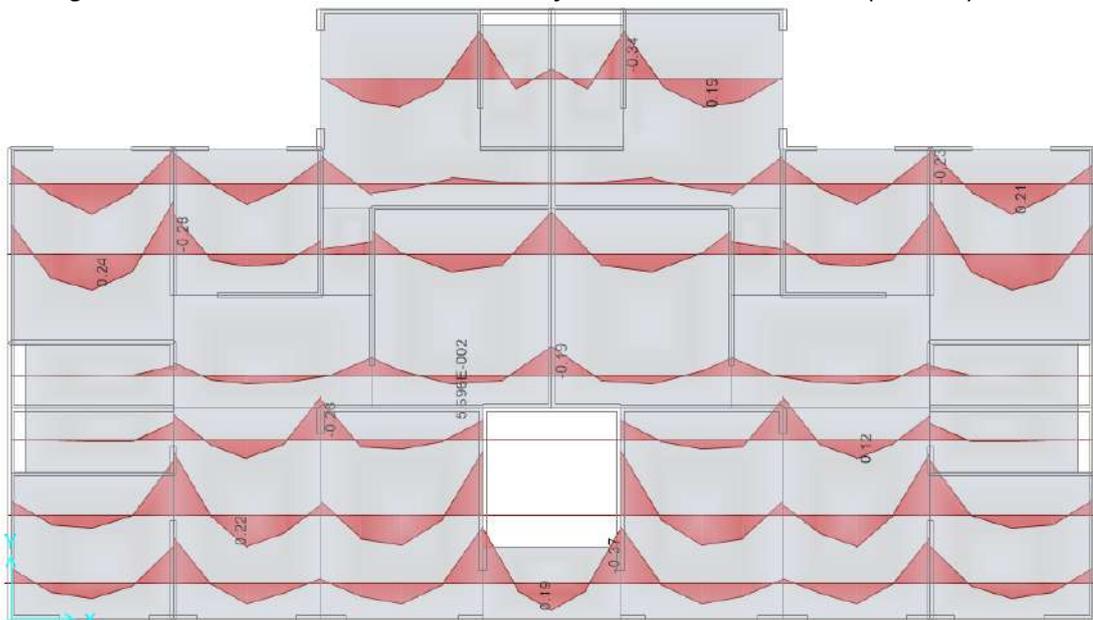
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Azotea (Ton-m/m) X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 82

Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton-m) X-X

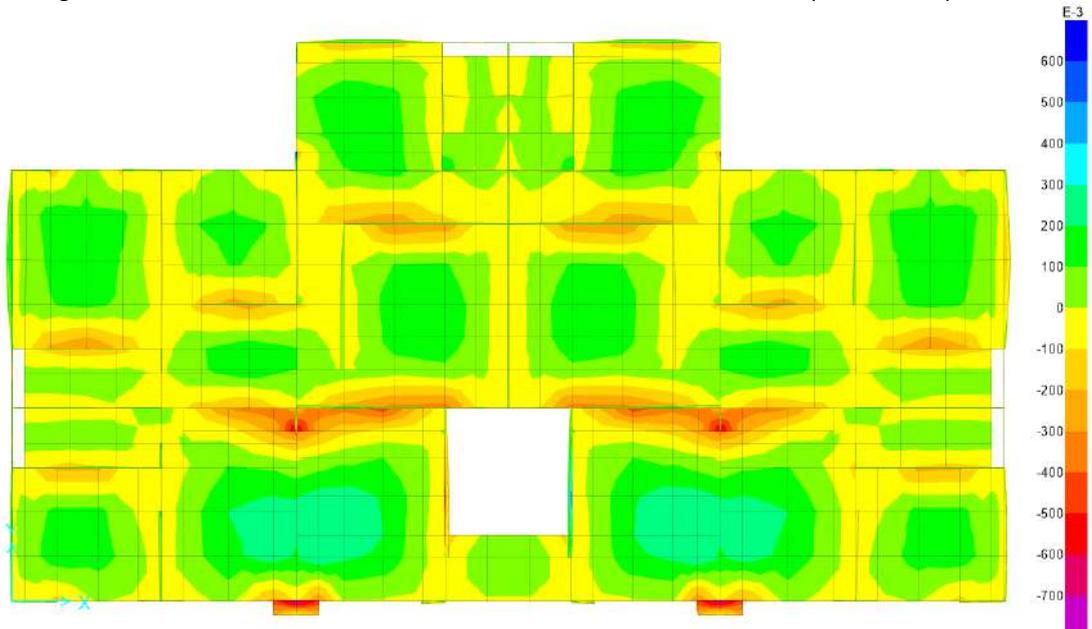


Nota: Elaboración propia

- Diagrama de Momento Flector – Sentido Y-Y (DMF)

Figura 83

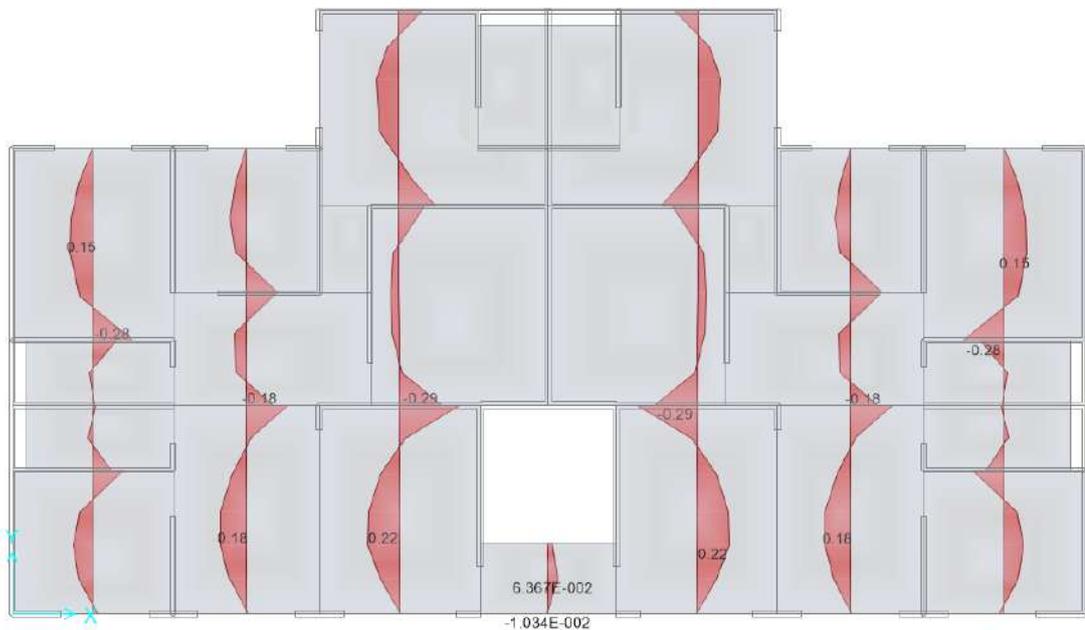
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress en Azotea (Ton-m/m) Y-Y



Nota: Elaboración propia

Figura 84

Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton-m) Y-Y

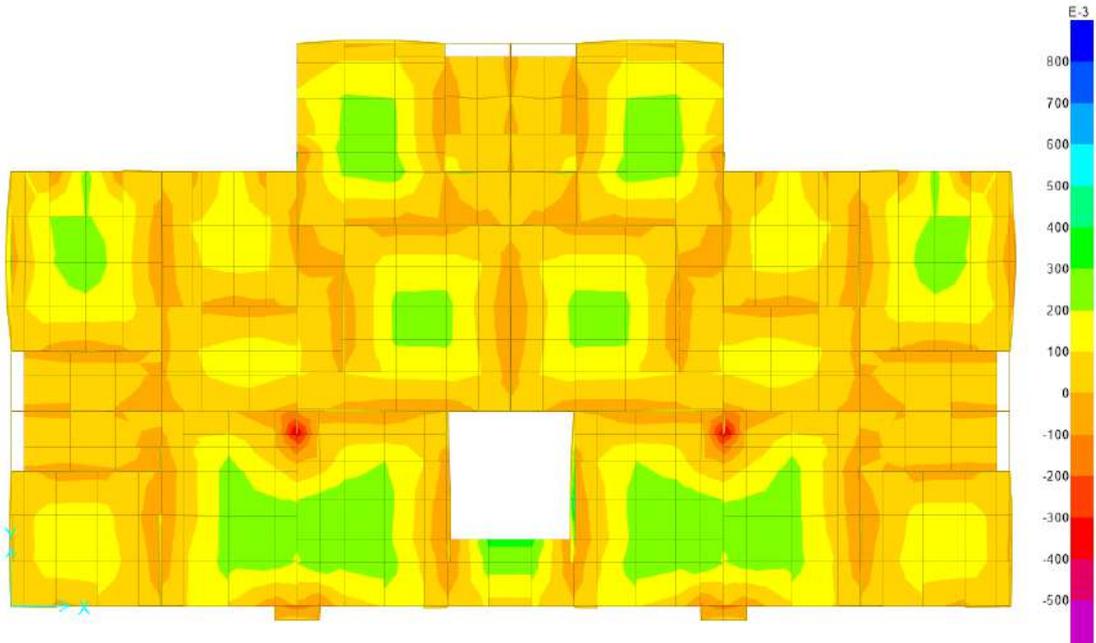


Nota: Elaboración propia

- Diagrama de Momento Flector – Máximos y Mínimos (DMF)

Figura 85

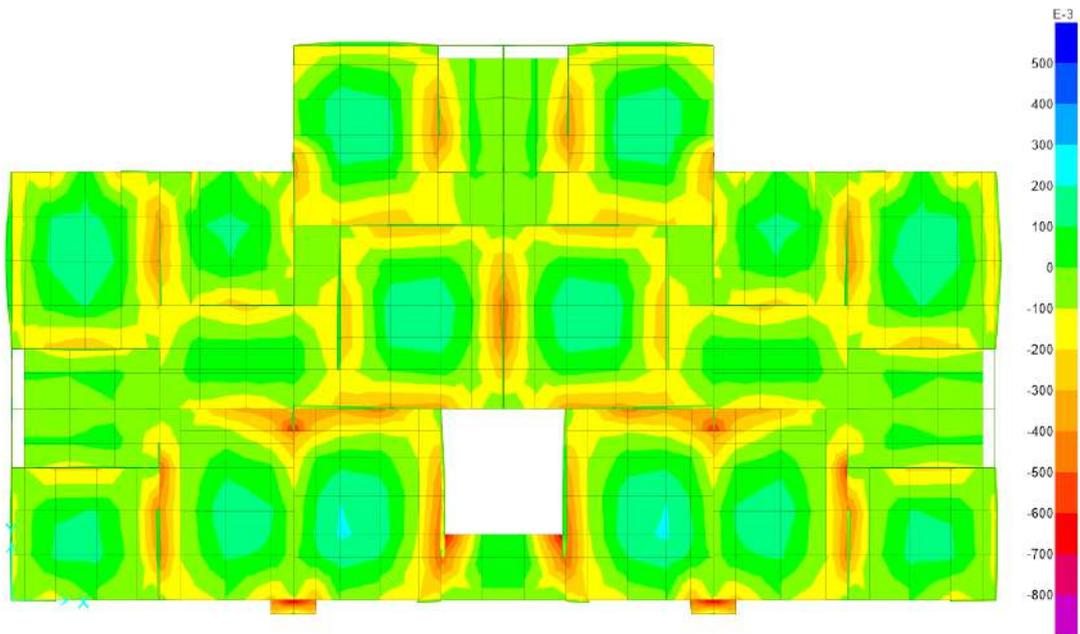
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax en Azotea (Ton-m/m)



Nota: Elaboración propia

Figura 86

Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin en Azotea (Ton-m/m)



Nota: Elaboración propia

4.1.4.7.4.5 Diseño a flexión de losa típica en Azotea

De acuerdo a la Figura 82 y Figura 84, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 46

Resumen de momento X-X

Zona	Momento (Tn - m)
1 - 1	-0.20
2 - 2	-0.41
3 - 3	-0.28
4 - 4	-0.42
5 - 5	+0.24
6 - 6	+0.22
7 - 7	+0.19

Nota: Elaboración propia

Tabla 47

Resumen de momento Y-Y

Zona	Momento (Tn - m)
1 - 1	-0.38
2 - 2	-0.29
3 - 3	-0.17
4 - 4	+0.22
5 - 5	+0.15
6 - 6	+0.16

Nota: Elaboración propia

Se realizó el cálculo de acero de refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 48*Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X*

Losa	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1 - 1	-0.20	0.02632	0.00110	0.77	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
2 - 2	-0.41	0.05490	0.00229	1.60	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
3 - 3	-0.28	0.03709	0.00155	1.08	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
4 - 4	-0.42	0.05629	0.00235	1.64	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
5 - 5	+0.24	0.03169	0.00132	0.92	1.26	2Ø3/8" @ 0.25m
6 - 6	+0.22	0.02900	0.00121	0.85	1.26	2Ø3/8" @ 0.25m
7 - 7	+0.19	0.02499	0.00104	0.73	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m

Nota: Elaboración propia

Tabla 49

Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y

Losa	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1 – 1	-0.38	0.05075	0.00211	1.48	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
2 – 2	-0.29	0.03845	0.00160	1.12	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
3 – 3	-0.17	0.02232	0.00093	0.65	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
4 – 4	+0.22	0.02900	0.00121	0.85	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
5 – 5	+0.15	0.01966	0.00082	0.57	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m
6 – 6	+0.16	0.02099	0.00087	0.61	1.26	1Ø3/8" @ 0.25m

Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se utilizará refuerzo longitudinal y transversal de 1Ø3/8" @ 0.25m como detalle típico para losas de 10 cm.

4.1.4.7.4.6 Diseño por cortante de losa típica en Azotea

Según la norma E060, la cortante nominal del concreto deberá ser mayor a la cortante última de diseño, por lo cual se realiza la siguiente verificación:

- Resistencia al cortante de losa maciza de 10 cm:

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{175} * 100 * 7$$

$$V_c = 4.17 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 87 y figura 88, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 0.77 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

4.1.4.8 Diseño de escaleras

Para el diseño de la escalera se utilizarán los siguientes datos:

$$PP = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$PA = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

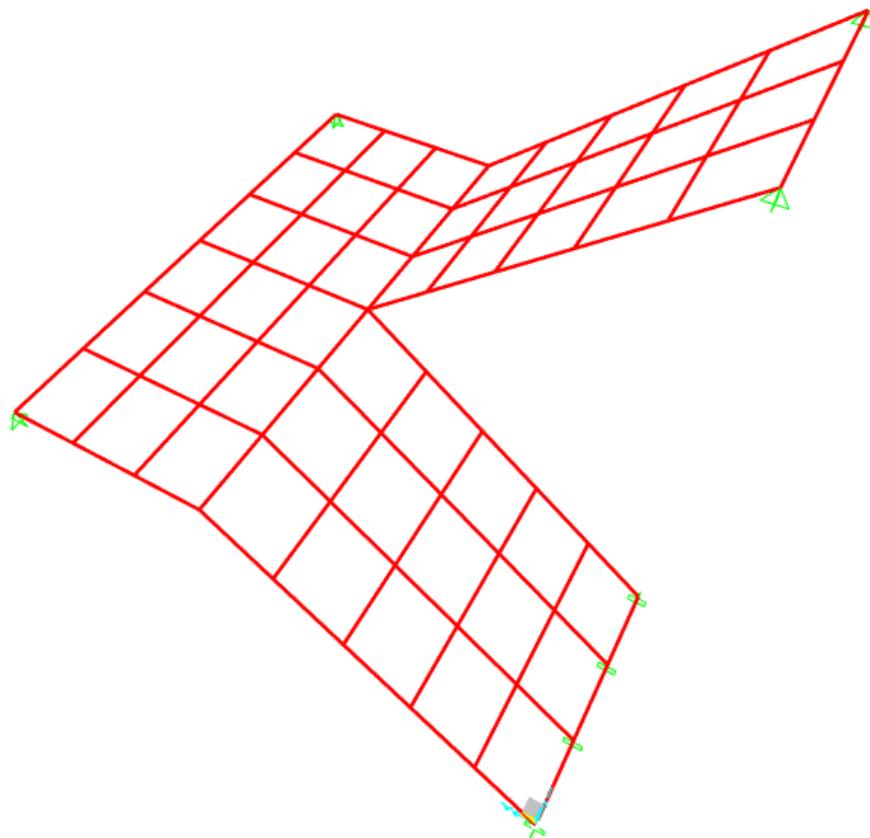
Donde:

- PP: Peso propio
- PA: Peso de acabados
- CV: Carga Viva

Se procedió a realizar el análisis de la escalera por elementos finitos, utilizando el programa SAP 2000, como se detalla a continuación:

Figura 89

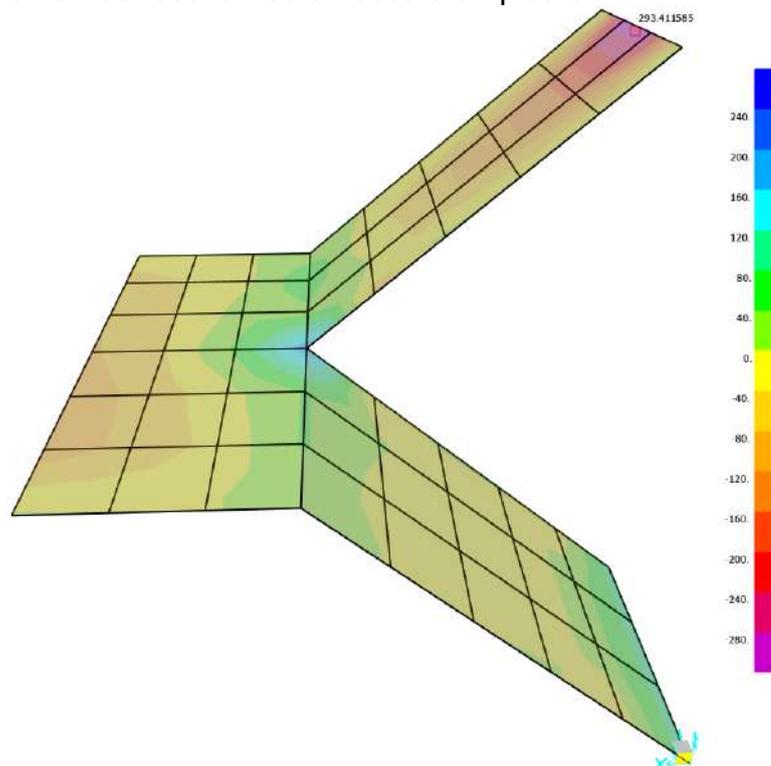
Modelo de escalera en programa SAP 2000



Nota: Elaboración propia

Figura 90

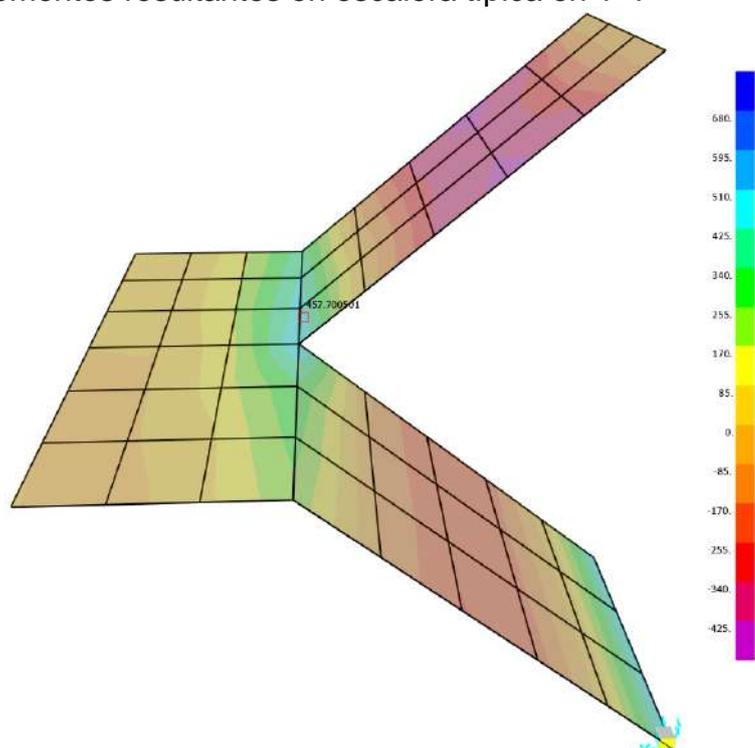
Momentos resultantes en escalera típica en X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 91

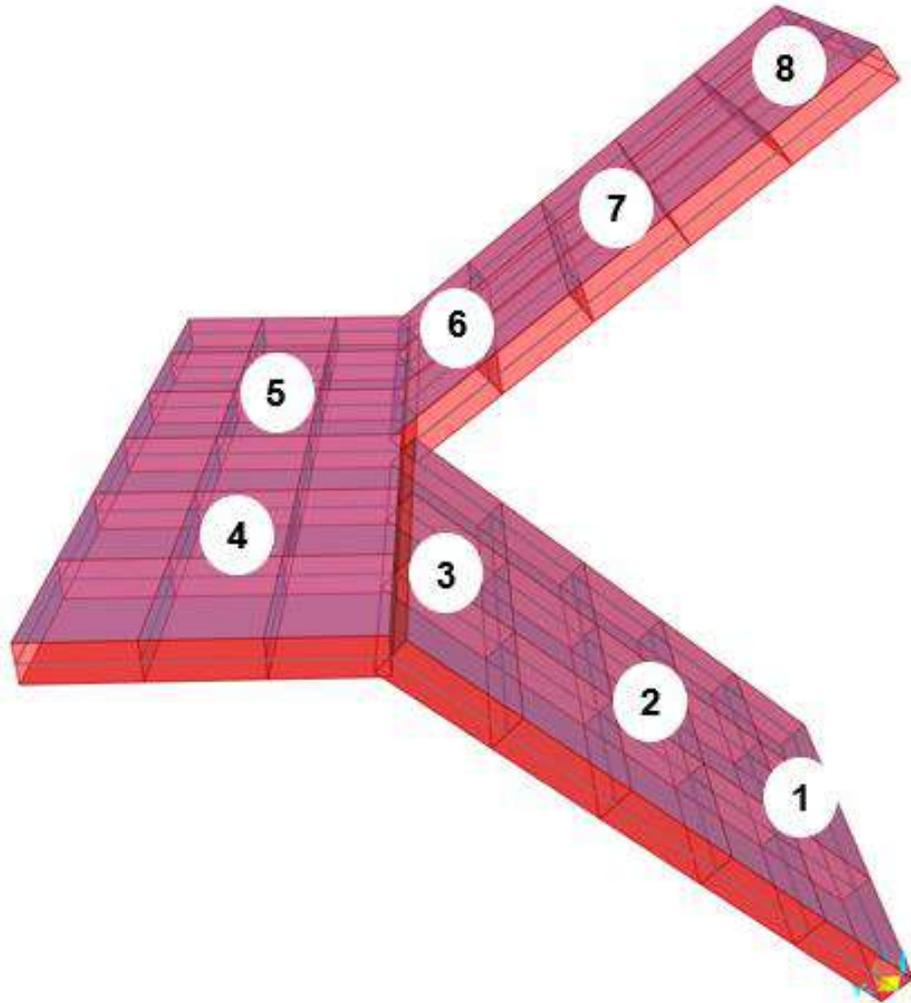
Momentos resultantes en escalera típica en Y-Y



Nota: Elaboración propia

Figura 92

Delimitación de zonas para cálculo de acero de refuerzo



Nota: Elaboración propia

De acuerdo a la figura 90 y figura 91, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 50

Resumen de momento X-X

Zona	Momento (Kg – m)
1 – 1	+98.25
2 – 2	-33.50
3 – 3	+169.65
4 – 4	-105.07
5 – 5	+158.58
6 – 6	+158.58
7 – 7	-90.97
8 – 8	-301.97

Nota: Elaboración propia

Tabla 51

Resumen de momento Y-Y

Zona	Momento (Kg – m)
1 – 1	+505.80
2 – 2	-245.50
3 – 3	+481.50
4 – 4	+511.58
5 – 5	+471.50
6 – 6	+499.78
7 – 7	-452.16
8 – 8	-38.26

Nota: Elaboración propia

Se realizo el cálculo de acero de refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 52

Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X

DETALLE	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1-1	+98.25	0.00434	0.00018	0.217	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
2-2	-33.50	0.00148	0.00006	0.074	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
3-3	+169.65	0.00751	0.00031	0.376	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
4-4	-105.07	0.00465	0.00019	0.232	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
5-5	+158.58	0.00702	0.00029	0.351	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
6-6	+158.58	0.00702	0.00029	0.351	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
7-7	-90.97	0.00402	0.00017	0.201	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
8-8	-301.97	0.01342	0.00056	0.671	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m

Nota: Elaboración propia

Tabla 53

Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y

DETALLE	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1-1	+505.80	0.02260	0.00094	1.130	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
2-2	-245.50	0.01089	0.00045	0.545	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
3-3	+481.50	0.02150	0.00090	1.075	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
4-4	+511.58	0.02286	0.00095	1.143	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
5-5	+471.50	0.02105	0.00088	1.052	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
6-6	+499.78	0.02233	0.00093	1.116	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
7-7	-452.16	0.02018	0.00084	1.009	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
8-8	-38.26	0.00169	0.00007	0.084	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m

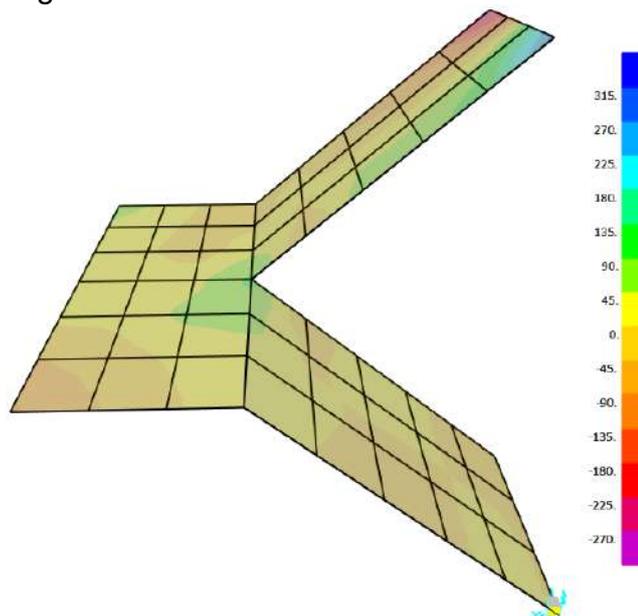
Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se utilizará refuerzo longitudinal y transversal de $1\text{Ø}3/8'' @ 0.25\text{m}$ como detalle típico de escalera.

Según la norma E060, la cortante nominal del concreto deberá ser mayor a la cortante ultima de diseño, por lo cual se realiza la siguiente verificación:

Figura 93

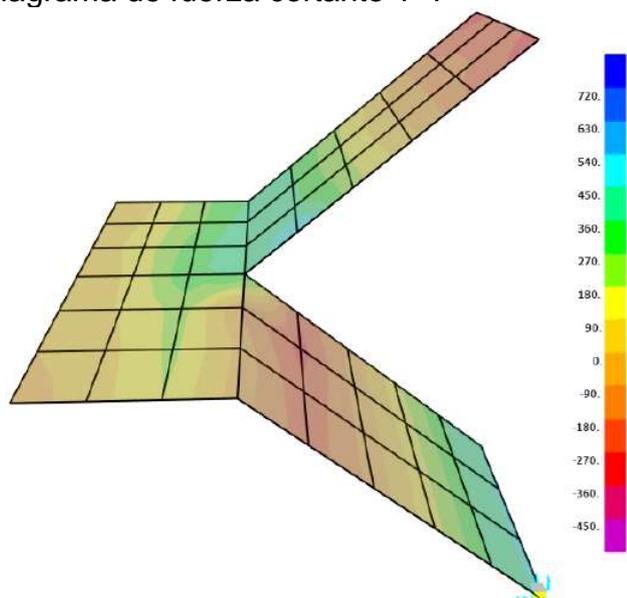
Diagrama de fuerza cortante X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 94

Diagrama de fuerza cortante Y-Y



Nota: Elaboración propia

- Resistencia al cortante de losa maciza de 15 cm:

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{175} * 100 * 12$$

$$V_c = 7.15 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 93 y figura 94, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 0.55 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

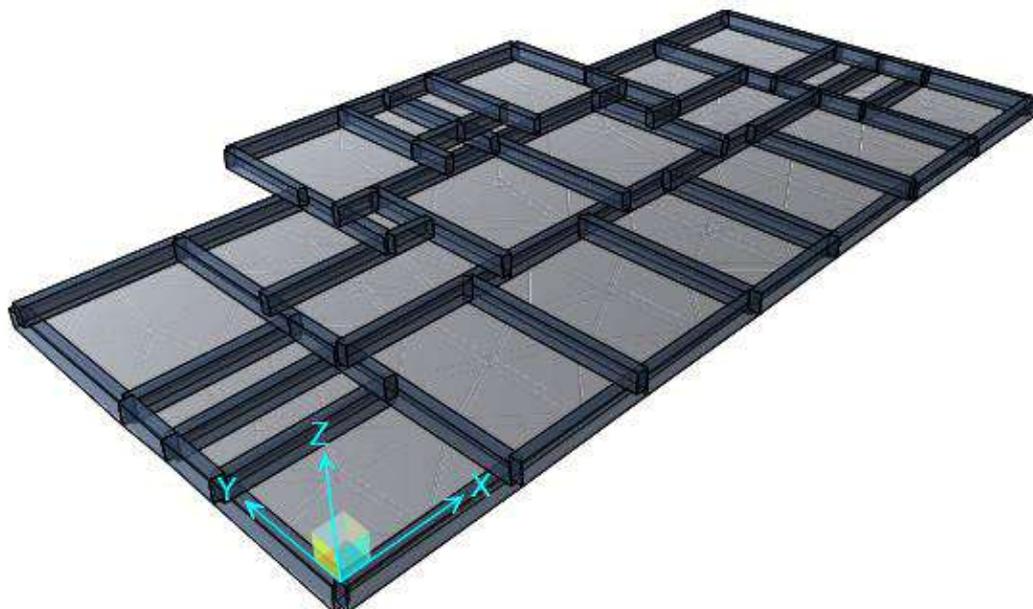
$$\phi V_c > V_u \quad ; \text{Cumple!}$$

4.1.4.9 Diseño de cimentaciones

- Profundidad de la cimentación: 1.00 m
- Carga viva de piso: 200.00 Kg/m²
- Peso del material de relleno (70cm): 1,260.00 Kg/m²
- Peso de Falso piso (10cm): 240.00 Kg/m²
- Capacidad portante: 2.87 Kg/cm²

Figura 95

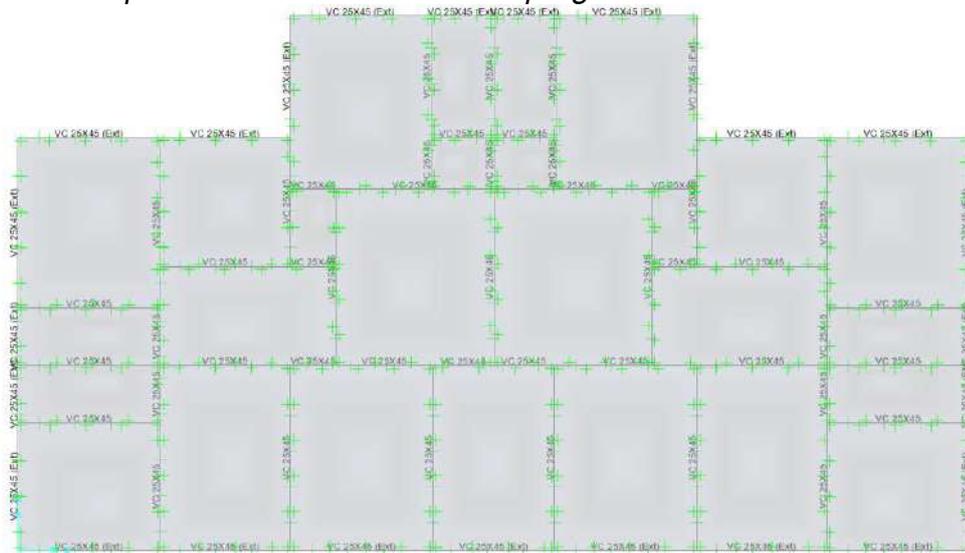
Vista 3D de la cimentación en programa Safe V.2016



Nota: Elaboración propia

Figura 96

Vista en planta de la cimentación en programa Safe V.2016



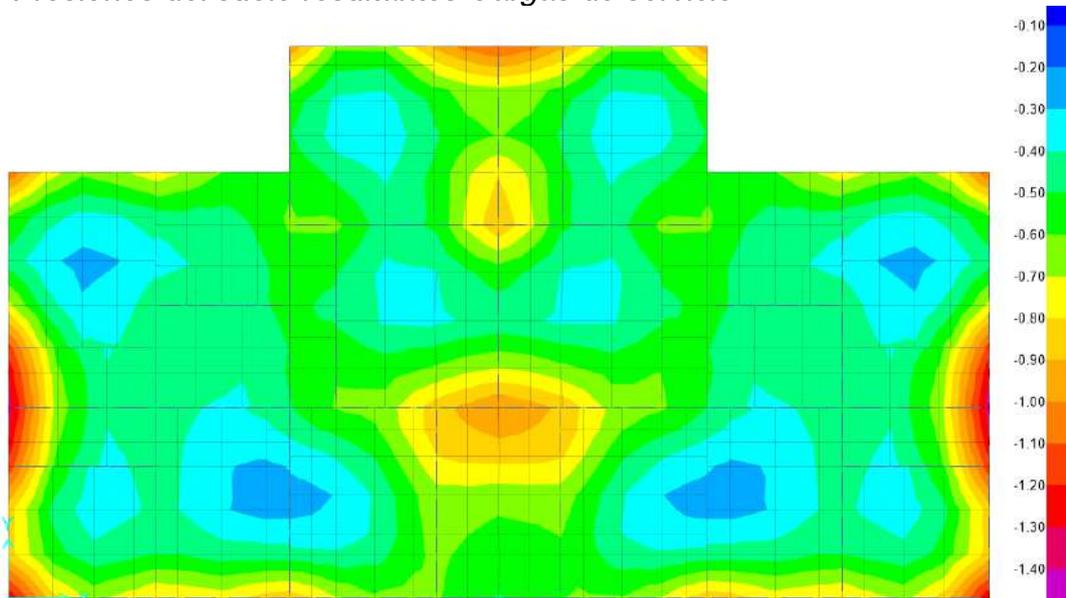
Nota: Elaboración propia

4.1.4.9.1 Verificación de asentamientos

- Verificación 01: Cargas de servicio (CS)

Figura 97

Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio



Nota: Elaboración propia

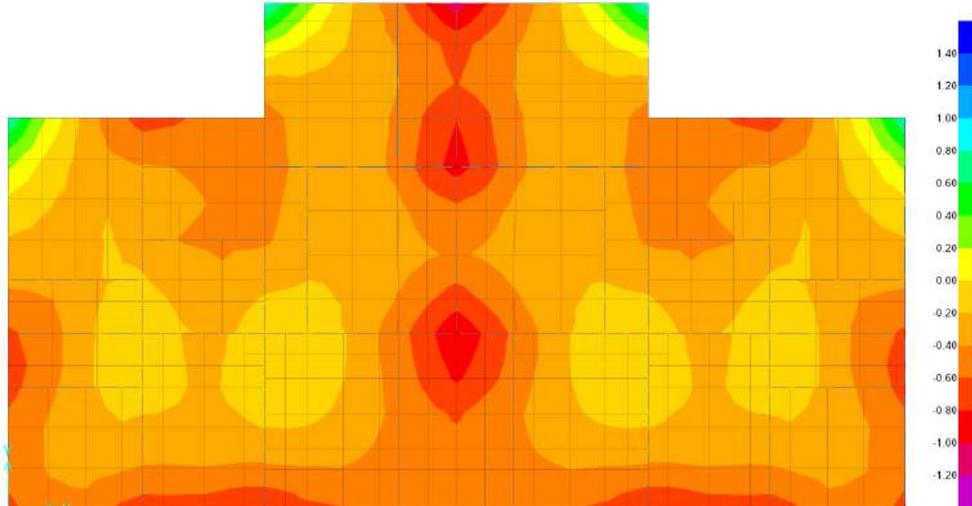
Según la Figura 97, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **1.364 kg/cm²** < 2.87 kg/cm² ... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.269 kg/cm²** < 2.87 kg/cm² ... **Cumple.**

- Verificación 02: Cargas de servicio + 0.8 Sismo X-X

Figura 98

Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio+0.8 Sismo X-X



Nota: Elaboración propia

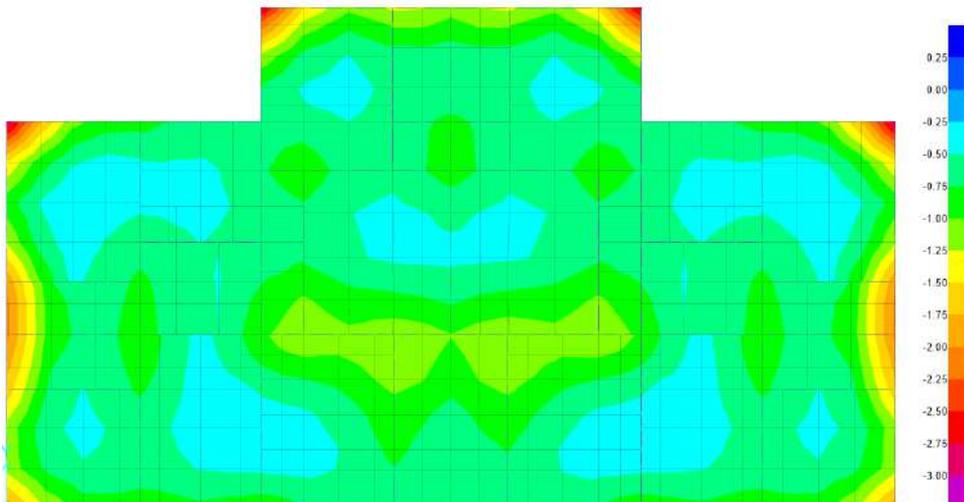
Según la Figura 98, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **1.110 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.025 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**

- Verificación 03: Cargas de servicio – 0.8 Sismo X-X

Figura 99

Presiones del suelo resultantes Cargas de servicio–0.8 Sismo X-X



Nota: Elaboración propia

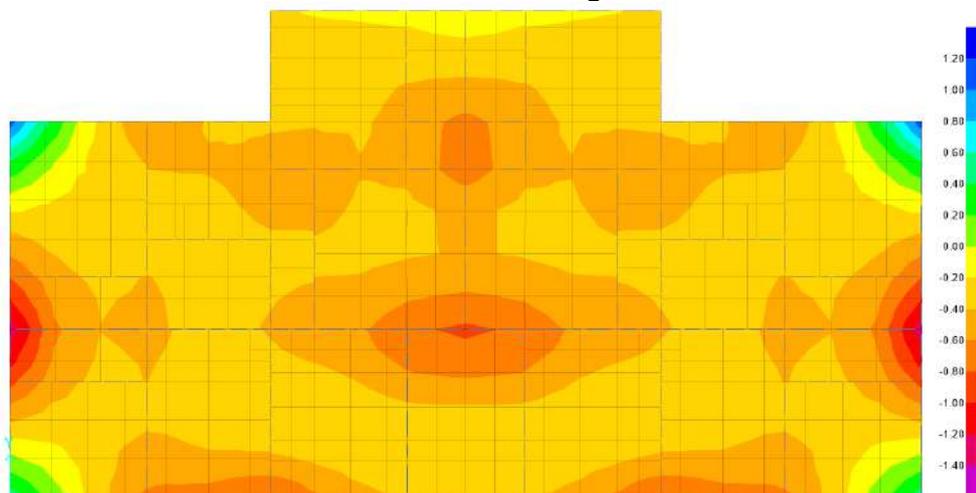
Según la Figura 99, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **2.974 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.282 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**

- Verificación 04: Cargas de servicio + 0.8 Sismo Y-Y

Figura 100

Presiones del suelo resultantes de la Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y



Nota: Elaboración propia

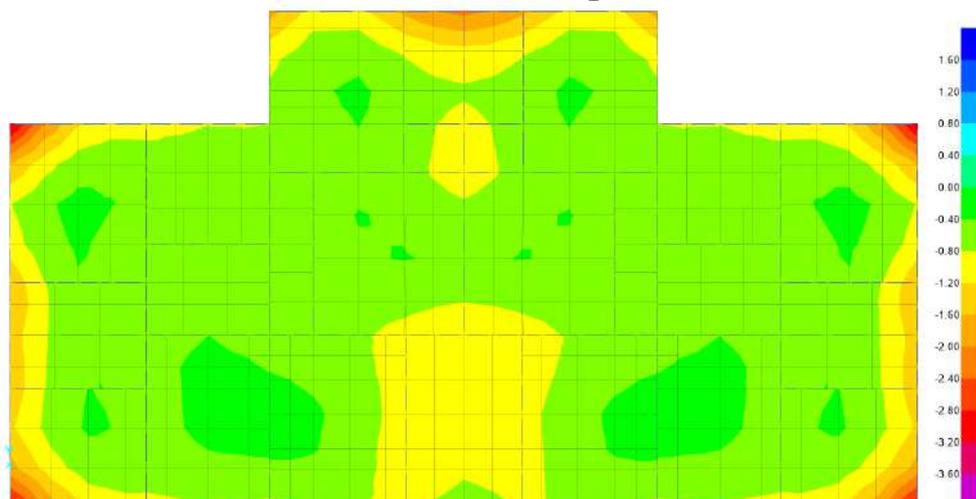
Según la Figura 100, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **1.309 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.092 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**

- Verificación 05: Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y

Figura 101

Presiones del suelo resultantes de la Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y

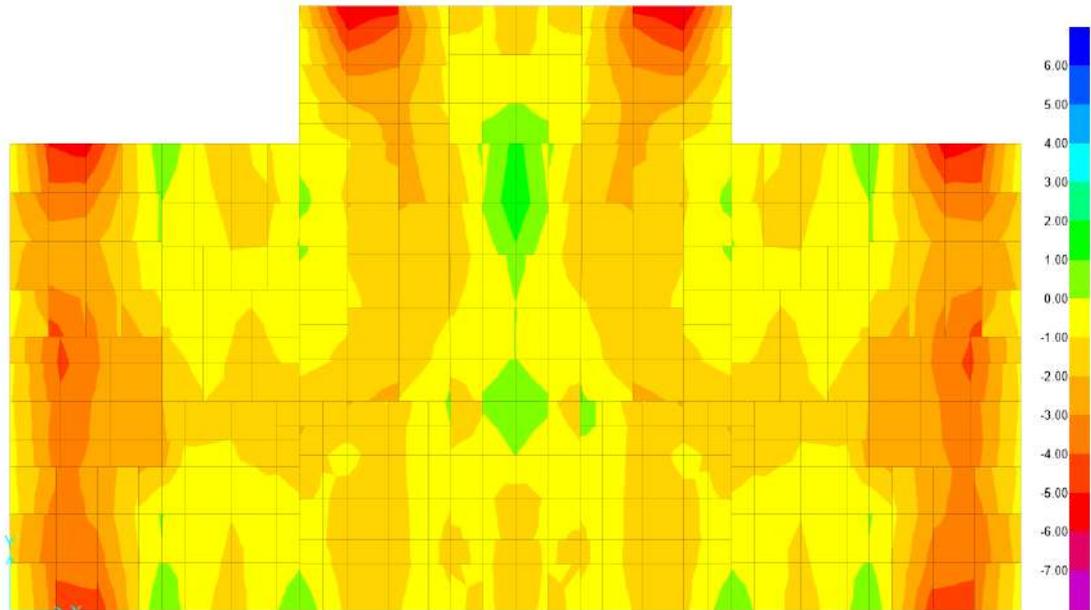
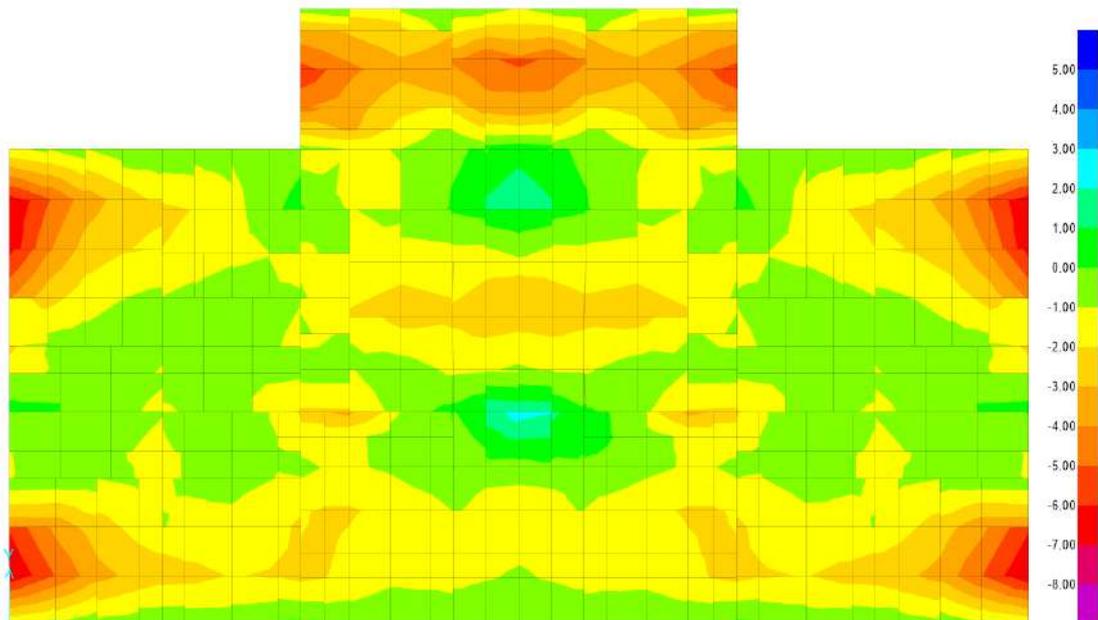


Nota: Elaboración propia

Según la Figura 101, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **3.303 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.286 kg/cm²** < 3.444 kg/cm² ... **Cumple.**

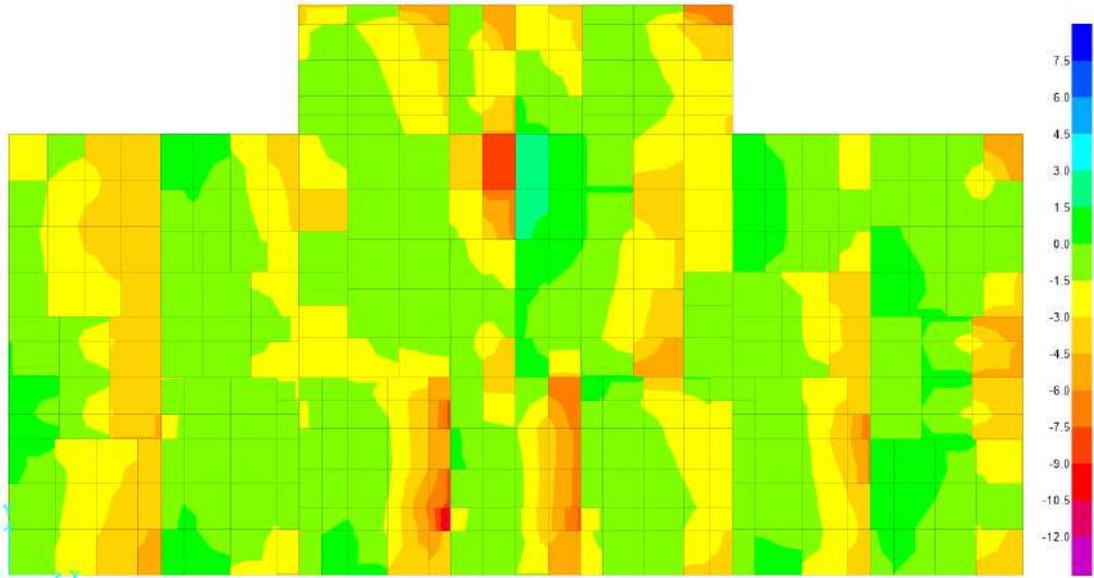
4.1.4.9.2 Diagrama de momento flector (DMF) de Platea de cimentación

Figura 102*Diagrama de momento flector de platea de cimentación X-X**Nota: Elaboración propia***Figura 103***Diagrama de momento flector de platea de cimentación Y-Y**Nota: Elaboración propia*

4.1.4.9.3 Diagrama de fuerza cortante (DFC)

Figura 104

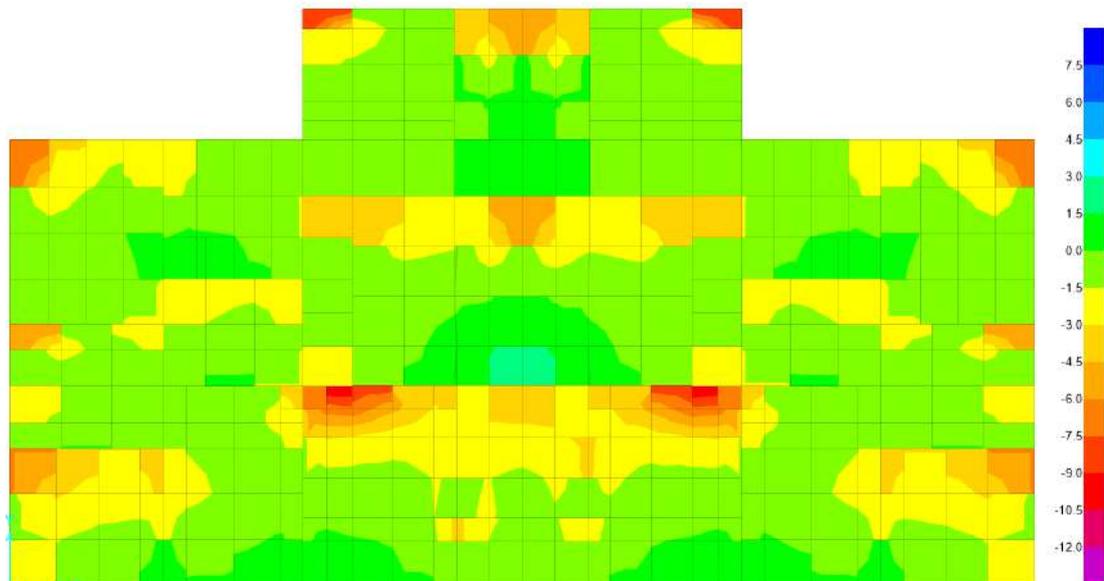
Diagrama de fuerza cortante de platea de cimentación X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 105

Diagrama de fuerza cortante de platea de cimentación Y-Y



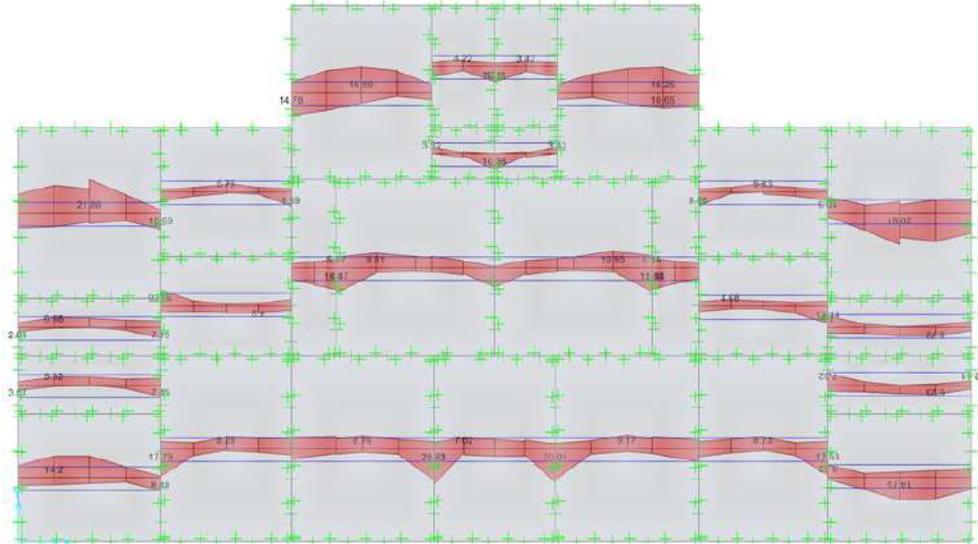
Nota: Elaboración propia

4.1.4.9.5 Diseño de elementos por flexión

- Diseño por flexión de platea de cimentación

Figura 108

Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal X-X

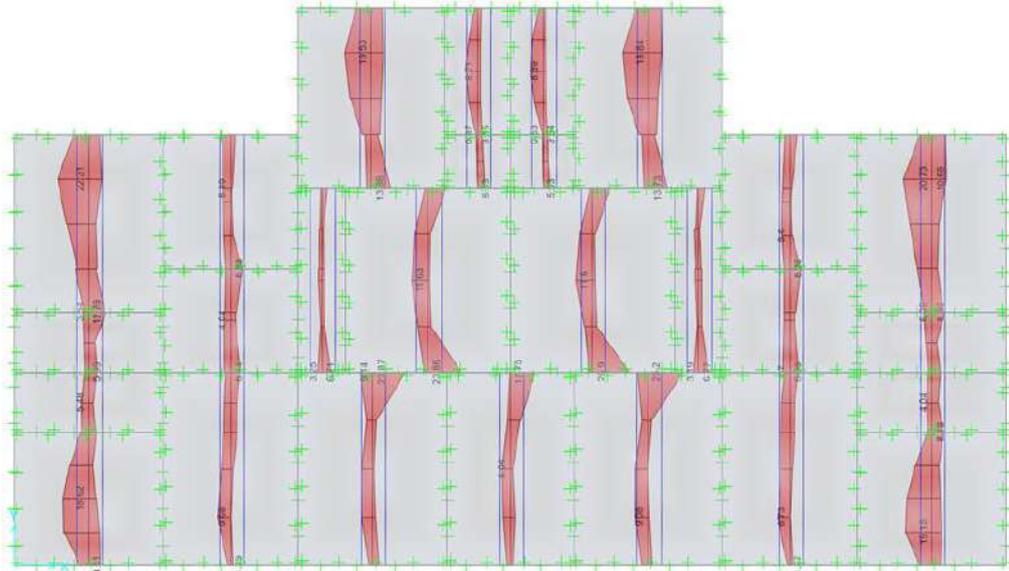


Nota: Elaboración propia

Según la Figura 108, en la cual se indica la cantidad de acero requerido por la platea de cimentación, se procedió a realizar el análisis de los datos obtenidos por análisis de franjas de diseño con el programa Safe, para la dirección X-X se requiere un refuerzo de 1 Ø 1/2" @ 0.20m.

Figura 109

Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal Y-Y



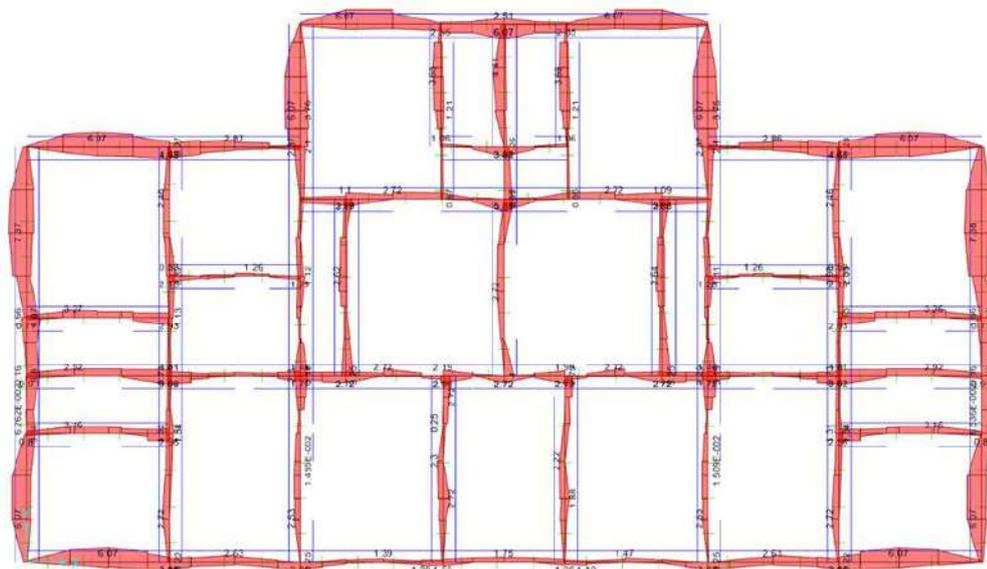
Nota: Elaboración propia

Según la Figura 109, en la cual se indica la cantidad de acero requerido por la platea de cimentación, se procedió a realizar el análisis de los datos obtenidos por análisis de franjas de diseño con el programa Safe, para la dirección Y-Y se requiere un refuerzo de $1 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}'' @ 0.20\text{m}$ y se requerirá un refuerzo mayor para un tramo, el cual será detallado en los planos del proyecto, para esto se requerirá un refuerzo de $1 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}'' + 1 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}'' @ 0.20\text{m}$.

- Diseño por flexión de vigas de cimentación

Figura 110

Requerimiento de acero de refuerzo longitudinal en vigas de cimentación



Nota: Elaboración propia

Según la Figura 110, en la cual se indica la cantidad de acero requerido por las vigas de cimentación, se procedió a realizar el análisis de los datos obtenidos por el programa Safe, se requiere un refuerzo para las VC-01 25X80 de $6 \text{ } \varnothing \frac{3}{4}'' + 2 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}''$ y para las VC-02 25X75 de $6 \text{ } \varnothing \frac{3}{4}'' + 2 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}''$, lo cual será detallado en los planos.

- Verificación VC – 25X75

Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0159$$

$$A_{S_{\text{maximo}}} = 28.89 \text{ cm}^2$$

Cálculo de “a”

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 0.12 \text{ cm}$$

$$a(-)= 4.26 \text{ cm}$$

Cálculo de viga simplemente reforzada

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

$$A_s (+) = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 4.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

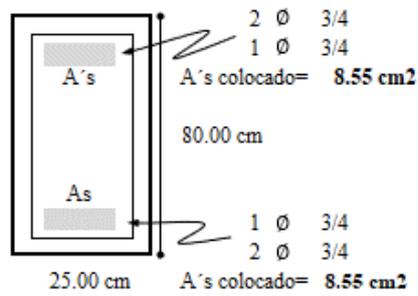
$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 6.04 \text{ cm}^2$$

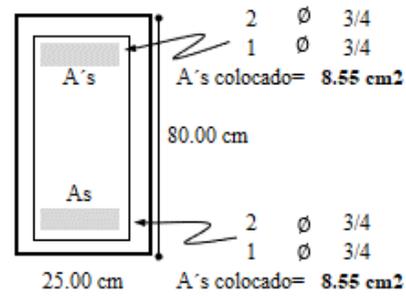
$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{S_{\text{Min}}} = 6.04 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



Análisis de la sección

As colocado máximo = 8.55 cm² (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s\text{colocado}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 5.60 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = 0.9 * A_{s\text{colocado}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n = 21.97 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 12.03 \text{ Tn} - \text{m}$$

Comprobando el diseño: $\emptyset M_n > M_n$ ¡Cumple!

- Verificación VC – 25X80

Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0159$$

$$A_{s\text{maximo}} = 28.89 \text{ cm}^2$$

Cálculo de "a"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85 * \emptyset * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 0.12 \text{ cm}$$

$$a(-)= 4.26 \text{ cm}$$

Cálculo de viga simplemente reforzada

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

$$A_s (+) = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 4.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

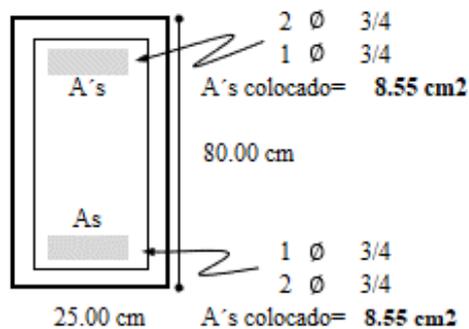
$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 6.04 \text{ cm}^2$$

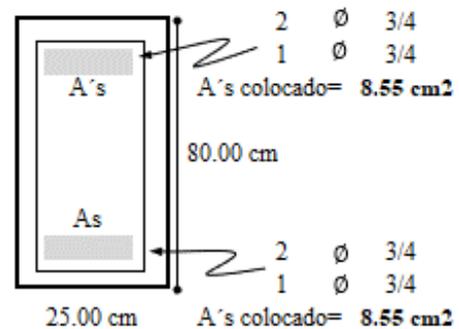
$$A_{s_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s_{\text{Min}}} = 6.04 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



Análisis de la sección

As colocado máximo = 8.55 cm² (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s_{\text{colocado}}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 5.60 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_{s_{\text{colocado}}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 21.97 \text{ Tn - m}$$

$$M_u = 12.03 \text{ Tn - m}$$

Comprobando el diseño: $\phi M_n > M_n$ ¡ Cumple!

3.1.3.1.1 Diseño de elementos por cortante

Según la norma E060, la cortante nominal del concreto deberá ser mayor a la cortante ultima de diseño, por lo cual se realiza la siguiente verificación:

- Resistencia al cortante de platea de cimentación:

$$\phi V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 22$$

$$\phi V_c = 14.36 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, Figura 104 y Figura 105, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 11.496 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

- Resistencia al cortante de vigas de cimentación VC – 25X75:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 69$$

$$V_c = 13.25 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, Figura 107, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 17.86 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

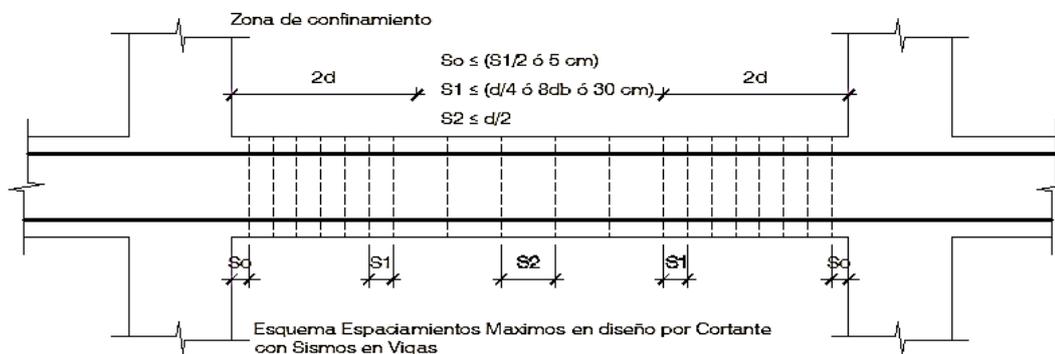
$$\phi V_c < V_u \quad \text{¡ No Cumple!}$$

Entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 7.09 \text{ Tn}$$

Figura 111

Esquema de espaciamiento en diseño por cortante



Nota: Elaboración propia

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 74}{7090.00}$$

$$S = 61 \text{ cm}$$

Se utilizará:

	1	@	0.05 m
∅ 3/8	10	@	0.15 m
	r	@	0.25 m

- Resistencia al cortante de vigas de cimentación VC – 25X80:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 74$$

$$V_c = 13.92 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, Figura 107, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 17.86 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

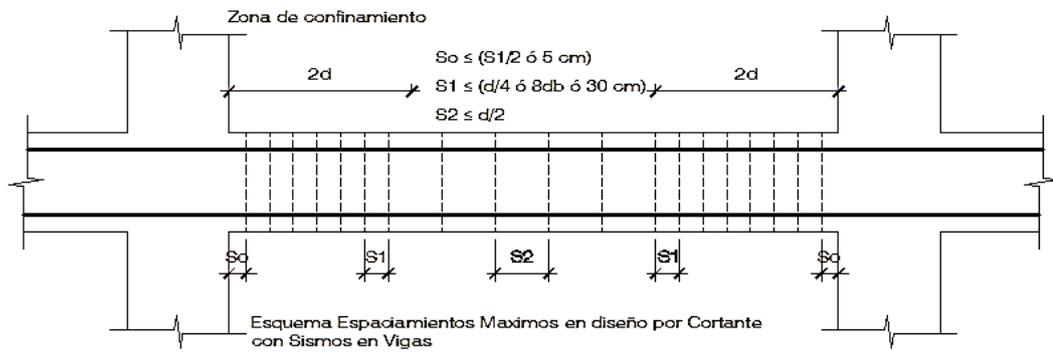
$$\emptyset V_c < V_u \quad ; \text{ No Cumple!}$$

Entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = 7.09 \text{ Tn}$$

Figura 112

Esquema de espaciamiento en diseño por cortante



Nota: Elaboración propia

Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{A_{st} * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 74}{7090.00}$$

$$S = 61 \text{ cm}$$

Se utilizará:

	1	@	0.05 m
∅ 3/8	10	@	0.15 m
	r	@	0.25 m

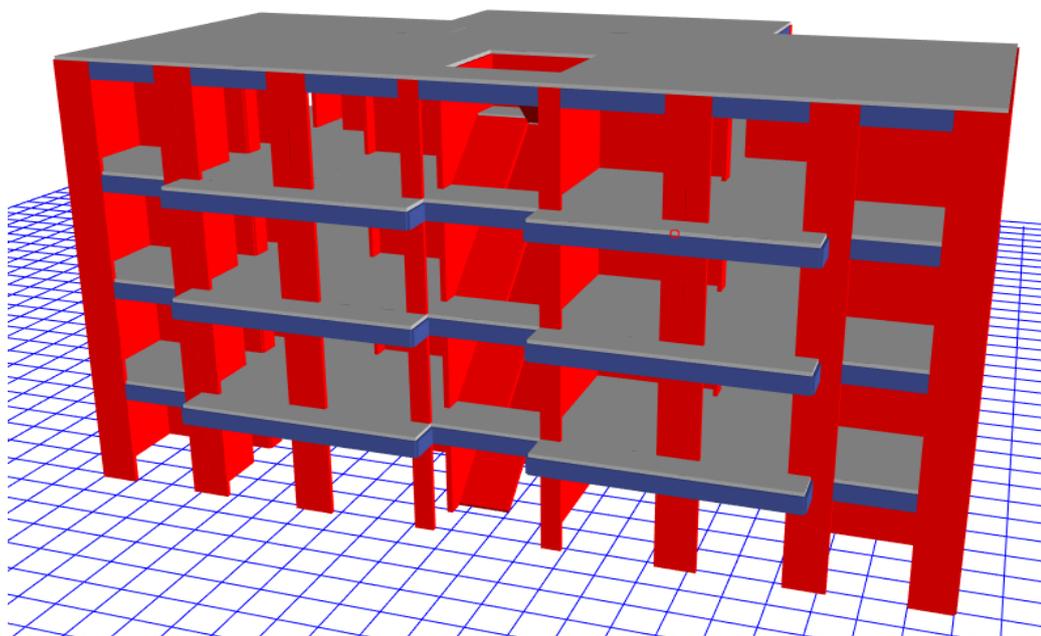
4.1.5 Análisis tiempo historia

4.1.5.1 Sismo del 23 de junio del 2001 - Tacna

El 23 de junio del 2001, se recuerda el terremoto de 6.9 grados Richter, el cual causo la pérdida de vidas humanas y aproximadamente la destrucción de más de 6 mil viviendas en la ciudad de Tacna, por lo cual se realizará un análisis tiempo historia, para poder determinar cuál sería el comportamiento de la estructura en caso de ocurrir un sismo de la misma magnitud.

Figura 113

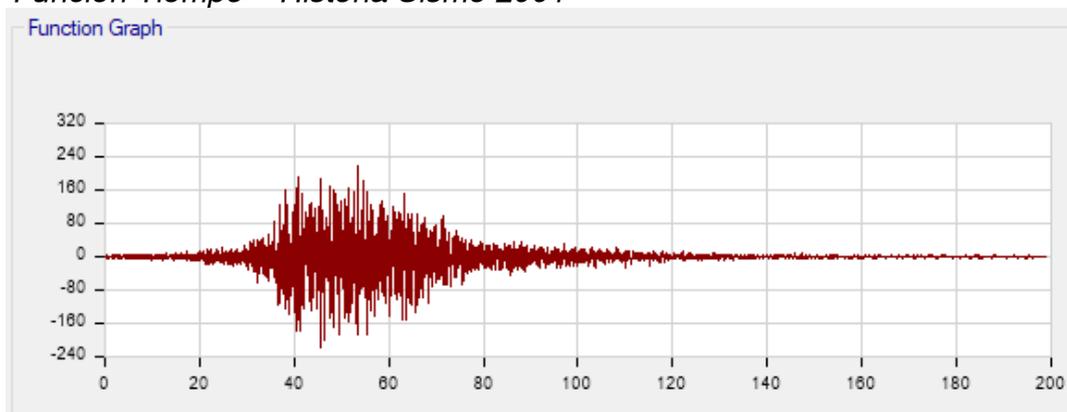
Vista 3D de la Edificación para el Análisis Tiempo – Historia



Nota: Elaboración propia

Figura 114

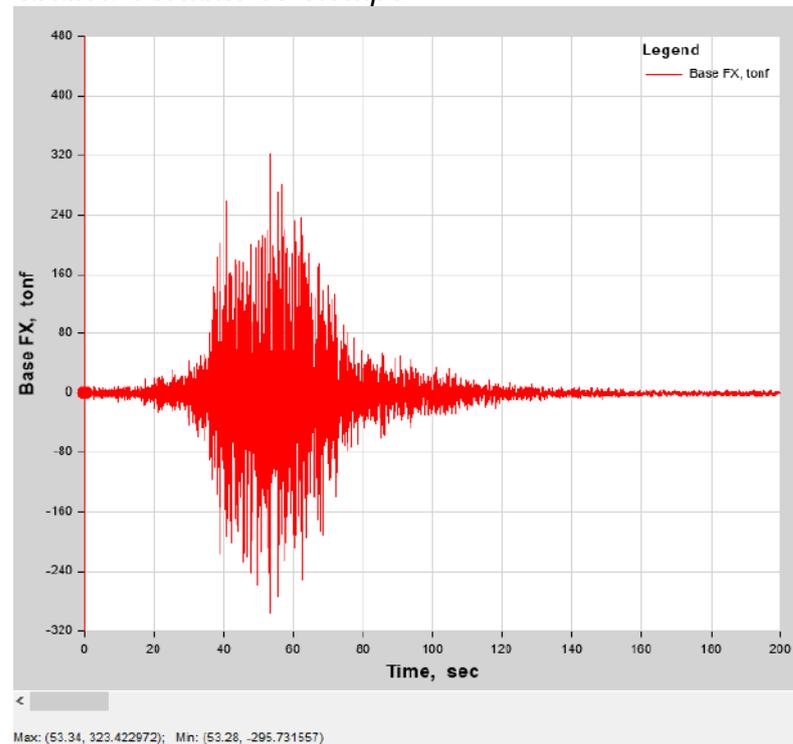
Función Tiempo – Historia Sismo 2001



Nota: Elaboración propia

Figura 115

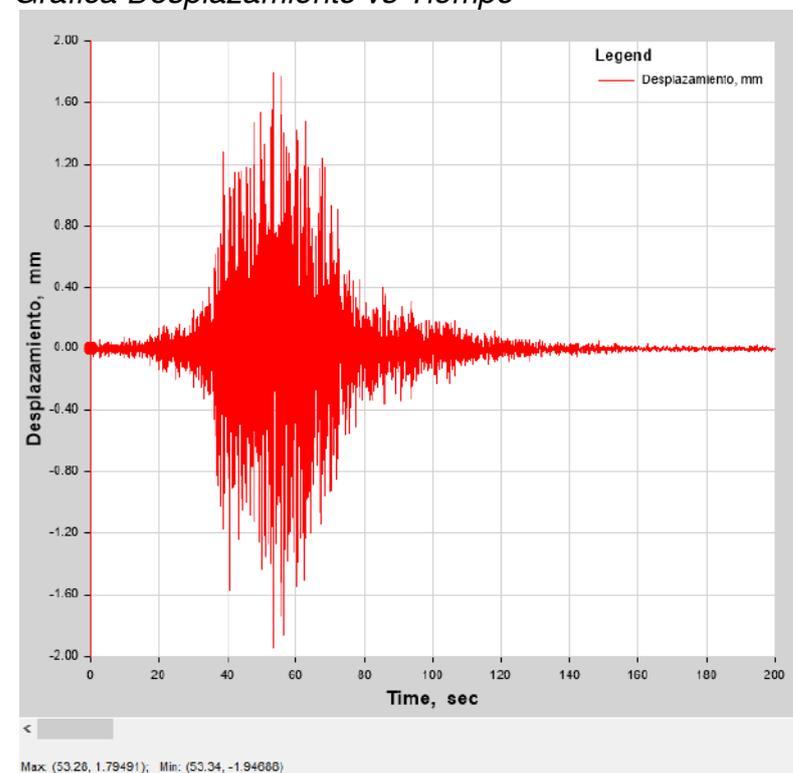
Grafica Cortante vs Tiempo



Nota: Elaboración propia

Figura 116

Grafica Desplazamiento vs Tiempo



Nota: Elaboración propia

4.1.6 Modelo BIM

Figura 117

Vista 3D del modelo arquitectónico con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

Figura 118

Modelo Renderizado



Nota: Elaboración propia

Figura 119

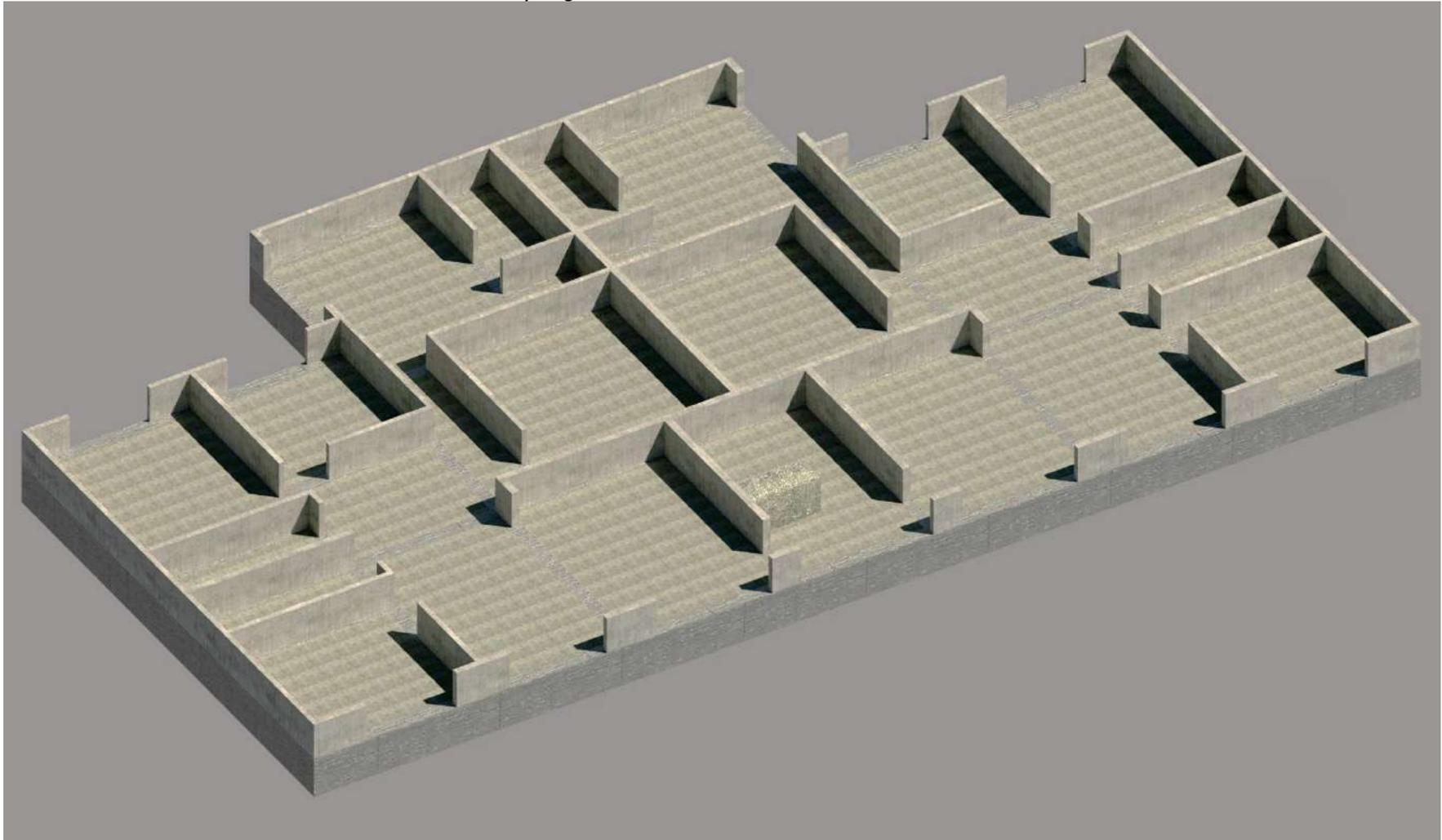
Vista 3D del modelo estructural con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

Figura 120

Vista 3D de la cimentación estructural con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

4.2 Muros de albañilería confinada

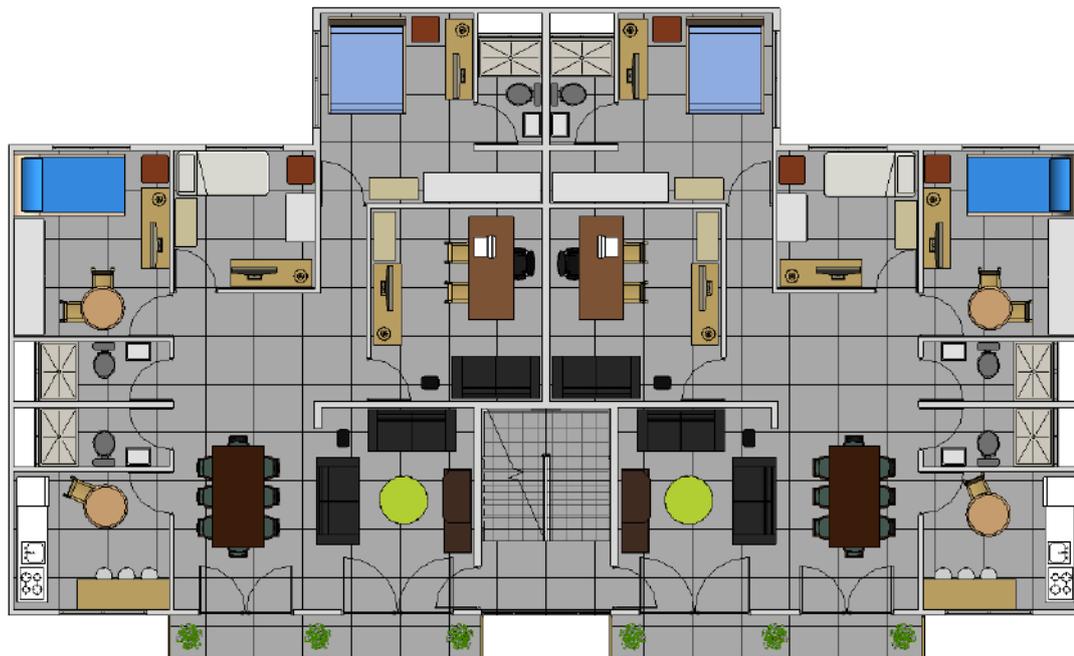
4.2.1 Generalidades del proyecto

La estructura evaluada y diseñada corresponden a la edificación destinada al uso de VIVIENDA, conformada por 04 niveles (Estructurales), con un área construida de 242.30 m² en el 1er Nivel, y con área construida de 254.77 m² en el 2do, 3er y 4to Nivel; la edificación está diseñado para un sistema estructural de “**MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL)**” en el sentido X-X y “**MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MDL)**” en el sentido Y-Y, cuenta con una altura de entrepiso de 3.00m y una altura total de la edificación de 12 m, se encuentra ubicada en el distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, Provincia de Tacna, Departamento de Tacna.

La edificación cuenta con 02 departamentos por nivel, cada departamento con un área total de 121.70 m², encontrándose 01 Comedor, 01 Sala, 01 Cocina, 01 Estudio, 03 Dormitorios y 03 Baños.

Figura 121

Planta típica del Proyecto



Nota: Elaboración Propia

Figura 122*Corte A-A del Proyecto**Nota: Elaboración Propia*

4.2.2 Características de la estructura

4.2.2.1 Propiedades de los materiales

Se detallan las principales características de los materiales empleados en la estructura para el análisis sísmico estructural.

CONCRETO:

- Peso Específico : 2,400 kg/m³
- Resistencia a la Compresión ($f'c$) : 175 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_c) : 198,431.35 kg/cm²
- Módulo de Poisson (μ) : 0.15

ALBAÑILERIA:

- Peso Específico : 1800 kg/m³
- Resistencia a la Compresión ($f'c$) : 65 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_c) : 32,500 kg/cm²
- Módulo de Poisson (μ) : 0.2

ACERO DE REFUERZO:

- Peso Específico : 7,850 kg/m³
- Esfuerzo de Fluencia (fy) : 4,200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (Es) : 2'100,000.00 kg/cm²
- Módulo de Poisson (u) : 0.30

4.2.2.2 Características del suelo de fundación

Según los estudios de mecánica de suelos (EMS), se tiene las siguientes características y propiedades mecánicas del terreno de fundación:

- Nivel Freático : No encontrado
- Tipo de suelo : GM
- Profundidad de la cimentación : 1.00 m. (Según E.M.S.)
- Esfuerzo admisible del terreno : 2.71 kg/cm²
- Densidad Húmeda : 1.800 Ton/m³
- Tipo de cimentación : Cimiento corrido y zapata

4.2.2.3 Cargas de diseño

- Sobre carga (S/C) en Dormitorios : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Corredor : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Escaleras : 200 kg/m²
- Sobre carga (S/C) en Azotea 4to Nivel : 100 kg/m²
- Peso propio de acabados pisos y cielorrasos : 100 kg/m²
- Peso propio de acabados en azoteas : 100 kg/m²
- Peso propio de losa aligerada E=0.20m : 300 kg/m²

4.2.2.4 Estructuración

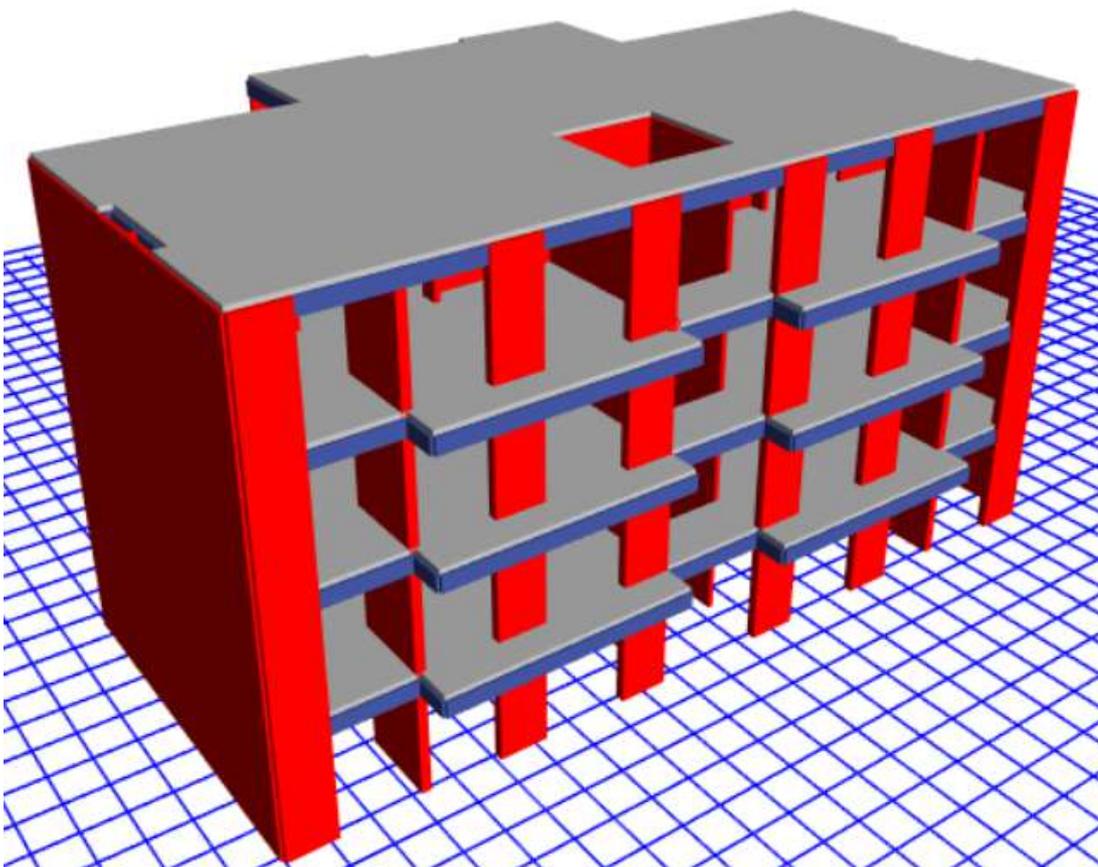
La edificación tiene las siguientes características:

- El edificio tiene como destino el uso de VIVIENDA (Categoría C).

- La distribución arquitectónica del edificio no presenta irregularidad en elevación, pero presenta irregularidad en planta.
- El edificio presenta 04 diafragmas rígidos conformados por losas aligeradas en una dirección.
- Los sistemas estructurales estimados para el edificio son del sistema “Albañilería Confinada” con $R=$ en el sentido X-X y “Albañilería Confinada” con $R=3$ en el sentido Y-Y, por ser Zona sísmica Severa, se consideró en el diseño, los requerimientos mínimos establecidos en la norma E.030-2019 para garantizar la estabilidad estructural luego de un evento sísmico.
- La estructuración del edificio se basa en tender la distribución simétrica de la rigidez de los elementos verticales de soporte, generando la correcta distribución de los 03 primeros modos de vibración.

Figura 123

Vista Frontal de la Edificación



Nota: Elaboración Propia

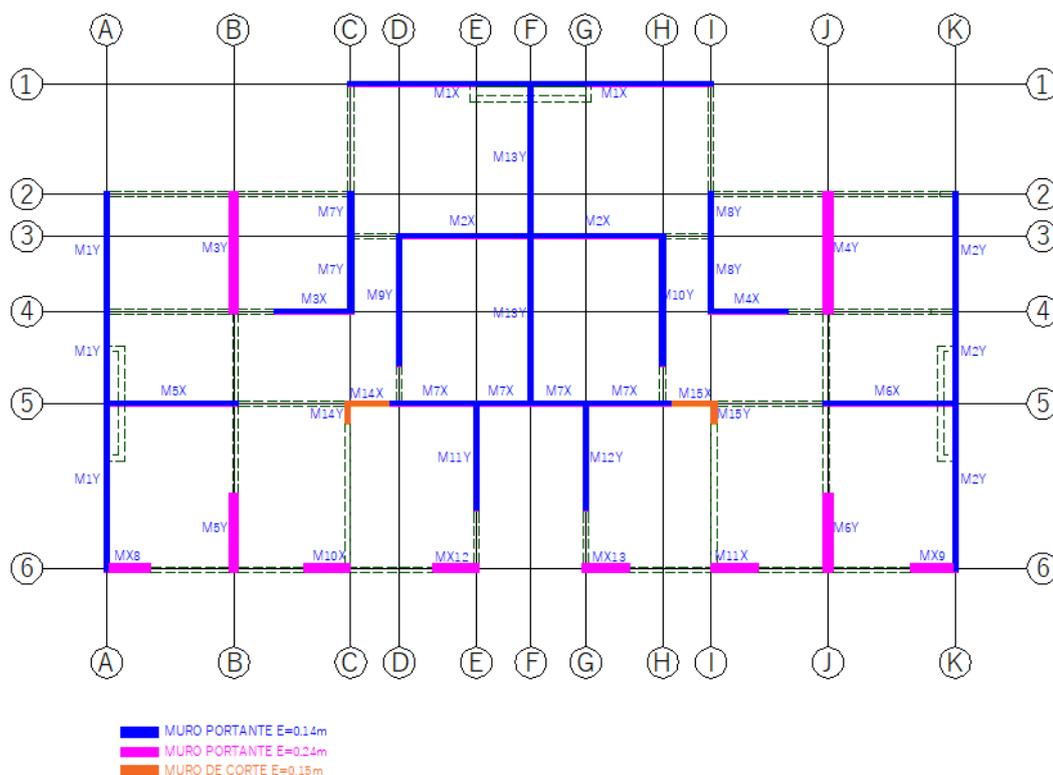
4.2.2.5 Predimensionamiento

Las edificaciones albañilería confinada se caracterizan por tener muros de unidades de albañilería dispuestas con un asentado en soga o cabeza. Muchas veces si es necesario llevaran placas para rigidizar la estructura. Este sistema estructural será capaz de resistir las fuerzas sísmicas y cargas de gravedad, tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y.

La edificación propuesta, cuenta con muros de espesores de 14cm y 24cm y placas con un espesor de 0.15m, siendo esta observada en el siguiente plano:

Figura 124

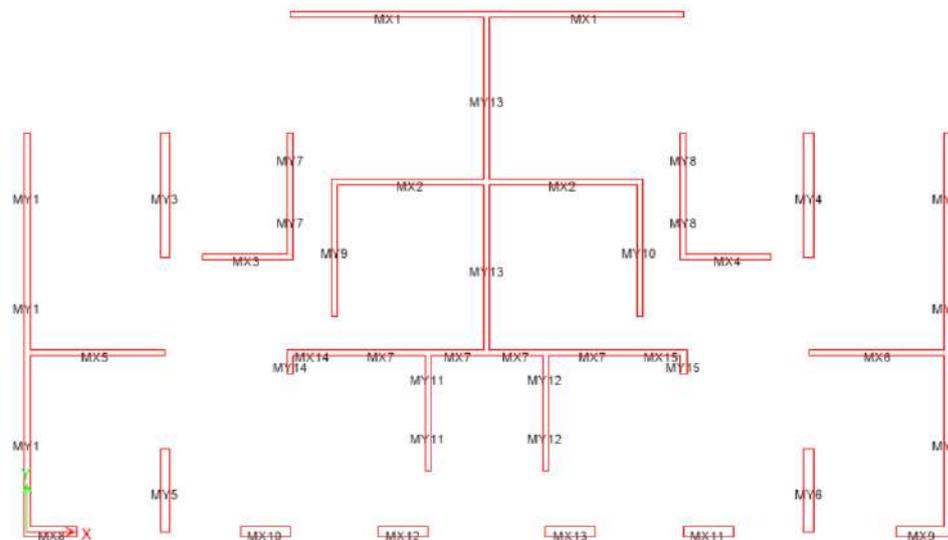
Distribución de muros



Nota: Elaboración Propia

Figura 125

Distribución de Muros en el programa Etabs



Nota: Elaboración Propia

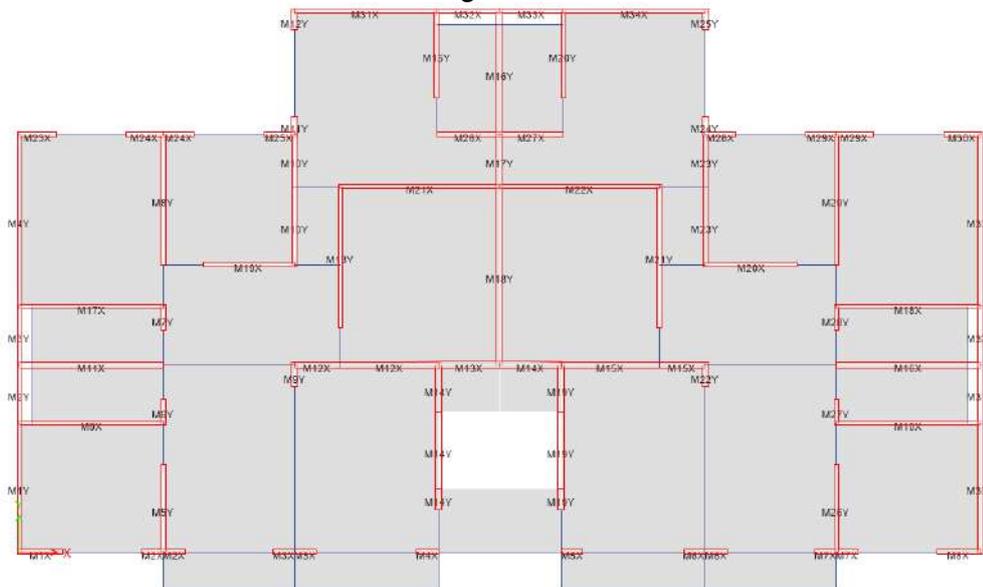
4.2.3 Análisis sísmico

4.2.3.1 Modelo estructural

Se realizó el modelamiento de la vivienda multifamiliar utilizando el programa Etabs y en concordancia con la normatividad vigente.

Figura 126

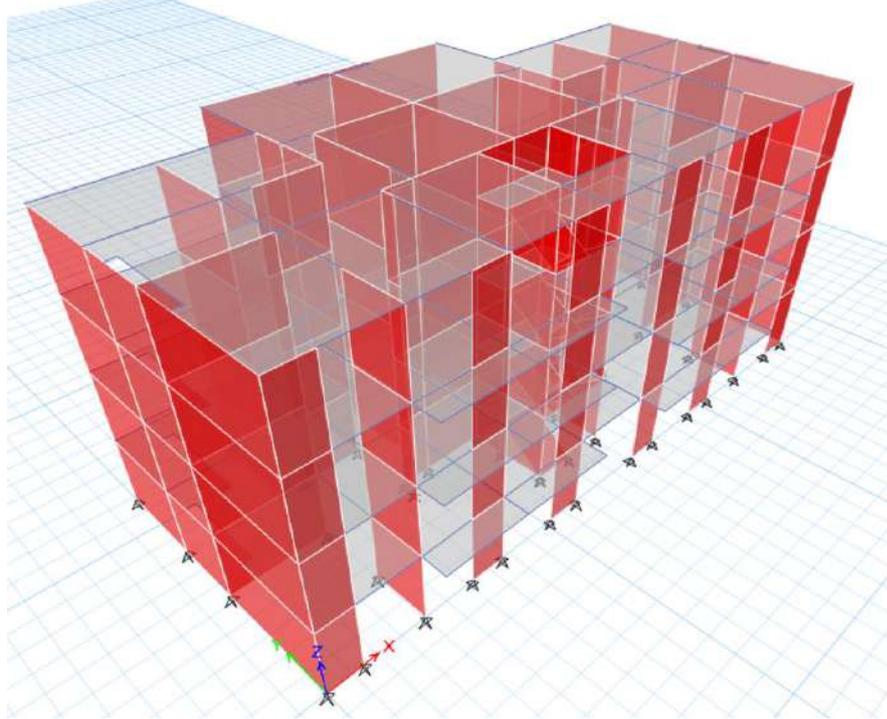
Modelado de la Estructura en el Programa Etabs



Nota: Elaboración Propia

Figura 127

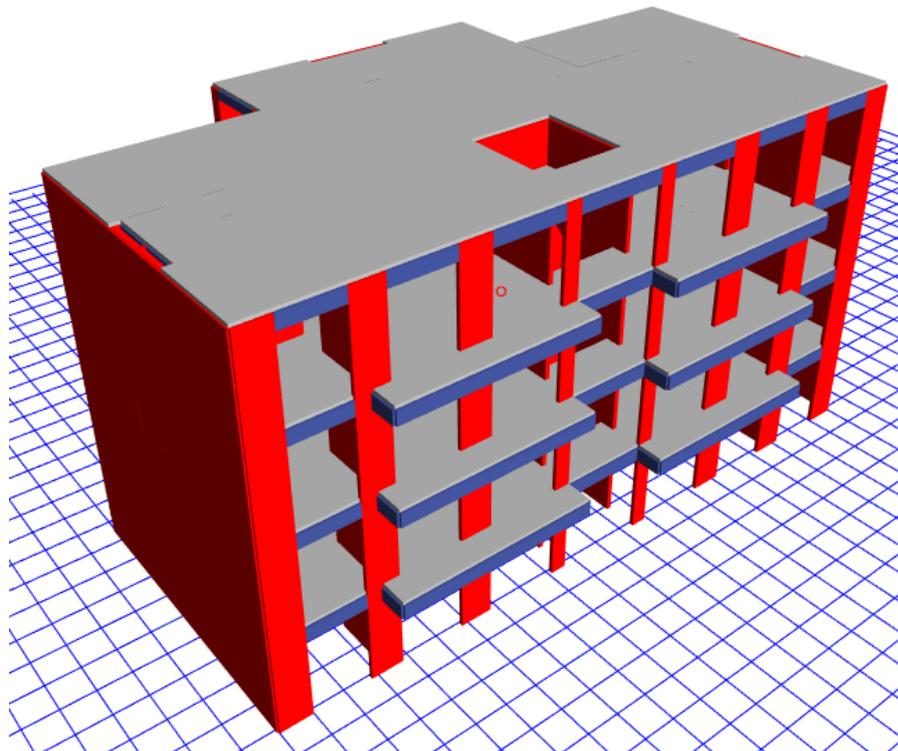
Vista 3D de la Estructura modelada en el Programa Etabs



Nota: Elaboración Propia

Figura 128

Vista Renderizada del Proyecto



Nota: Elaboración Propia

4.2.3.2 Parámetros sísmicos

4.2.3.2.1 Zonificación

Según la Norma E030-2019, en el mapa de zonificación según se aprecia en la Figura 3, el distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa ubicado en la provincia de Tacna, Departamento de Tacna, se encuentra en la Zona 4 y según la Tabla 1, para realizar el análisis sísmico se tomará un valor de $Z=0.45$.

4.2.3.2.2 Perfiles de suelo

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, el proyecto se cimentará sobre un suelo de grava bien graduadas (GW) y está teniendo una capacidad portante $Q_{adm} = 2.71 \text{ Kg/cm}^2$, según la Norma E030-2019, corresponde a un suelo S1, correspondiente a suelos medianamente rígidos.

4.2.3.2.3 Parámetros de sitio (S, TP y TL)

El proyecto cuenta con un perfil de suelo S1, correspondiente a suelos medianamente rígidos, y ubicándose en la zona Z4, en concordancia con el mapa de peligro sísmico del Perú, de acuerdo a la Tabla 3 y Tabla 4 se tomarán los siguientes valores para el análisis sísmico de la edificación multifamiliar:

$$S_1 = 1.05$$

$$T_p = 0.6$$

$$T_L = 2.0$$

4.2.3.2.4 Factor de amplificación sísmica

En concordancia con la Norma E.030-2019, se realiza el cálculo del factor de amplificación sísmica (C), el cual está en función al Periodo fundamental de vibración, por lo tanto:

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{12.00}{60.00}$$

$$T = 0.20$$

Se obtiene un periodo fundamental de vibración $T=0.20$ según el cual es menor al $T_p = 0.6$, el cual cumple la siguiente relación:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

4.2.3.2.5 Categoría de edificaciones y factor uso

La edificación será utilizada como vivienda multifamiliar, correspondiente a edificaciones comunes según la Tabla 5, por lo tanto:

$$U = 1.00$$

4.2.3.2.6 Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o)

La edificación estará conformada por el sistema estructural de albañilería confinada, según la Tabla 6 se tomará el siguiente valor para el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas:

$$R_o = 3.00$$

4.2.3.2.7 Actores de irregularidad (I_a, I_p)

Para el análisis inicial se tomará los siguientes valores, de irregularidad de planta y altura:

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 0.90$$

2.1.1.1.2 Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$R = 3.00 * 1.00 * 0.90$$

$$R = 2.70$$

4.2.3.3 Análisis estático

4.2.3.3.1 Datos para los análisis sísmicos

Tabla 54

Parámetros Sísmicos X-X

PARAMETROS SISMICOS	
Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
C	2.50
S	1.05
Ro	3.00
la	1.00
lp	0.90
R	2.70

Nota: Elaboración propia

Tabla 55

Parámetros Sísmicos Y-Y

PARAMETROS SISMICOS	
Parámetros	Factor
Z	0.45
U	1.00
C	2.50
S	1.05
Ro	3.00
la	1.00
lp	0.90
R	2.70

Nota: Elaboración propia

4.2.3.3.2 Peso de la estructura

Tabla 56

Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	MassX tonf-s²/m	MassY tonf-s²/m	XCM m	YCM m
Story1	LOSA 01	14.269	21.982	11.000	5.169
Story2	LOSA 02	14.269	21.982	11.000	5.169
Story3	LOSA 03	14.269	21.982	11.000	5.169
Story4	LOSA 04	5.954	13.966	11.008	5.369

Nota: Elaboración propia

- Peso de la estructura:

$$P = 478.332 \text{ Tn}$$

4.2.3.3.3 Fuerza Cortante en la base

- Cálculo de la fuerza cortante:

$$V_e = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$V_e = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.05}{2.70} * 478.332$$

$$V_e = 209.27 \text{ Tn}$$

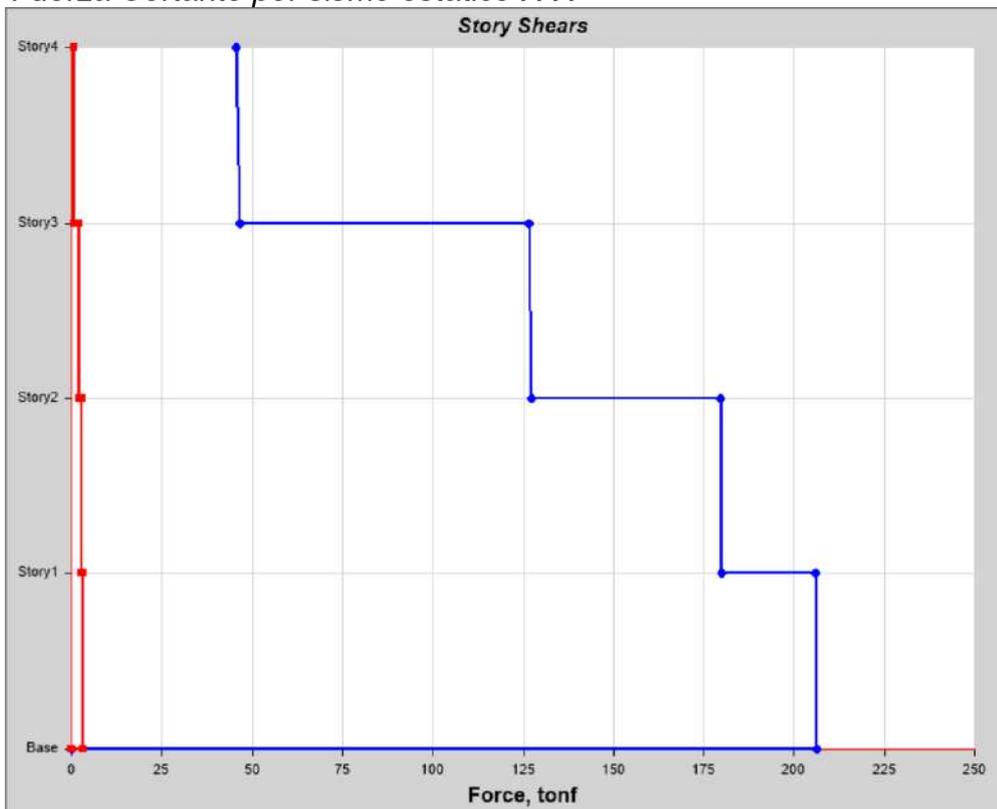
$$V_e = V_{e_{x-x}} = V_{e_{y-y}}$$

$$V_{e_{x-x}} = 209.27 \text{ Tn}$$

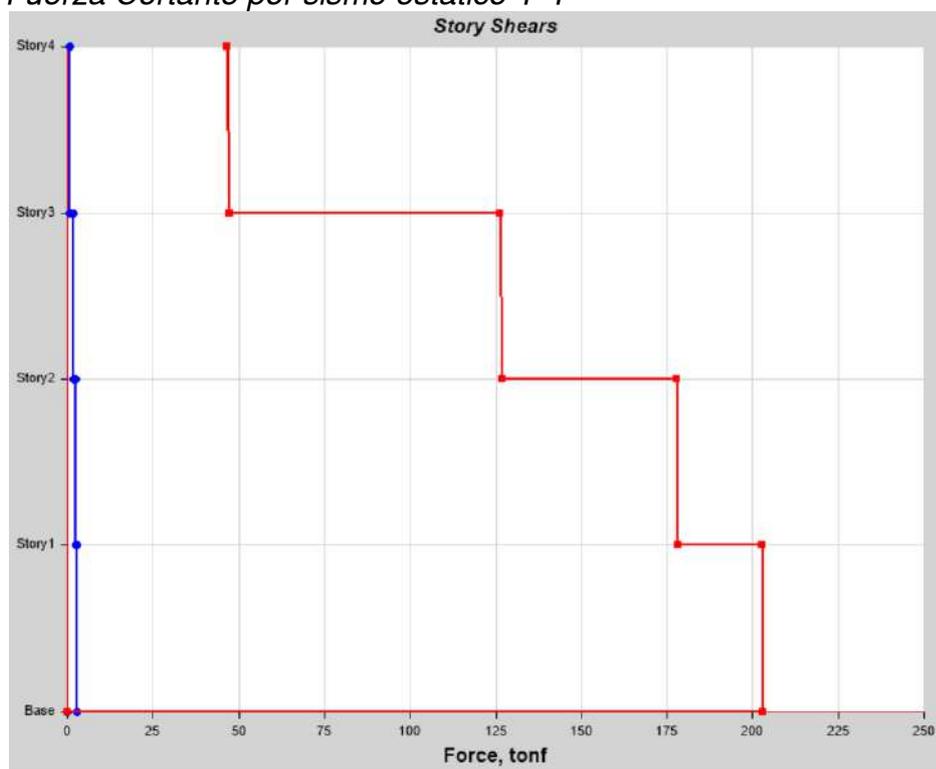
$$V_{e_{y-y}} = 209.27 \text{ Tn}$$

Figura 129

Fuerza Cortante por sismo estático X-X



Nota: Elaboración Propia

Figura 130*Fuerza Cortante por sismo estático Y-Y**Nota: Elaboración Propia*

4.2.3.4 Análisis dinámico

4.2.3.4.1 Modos de vibración

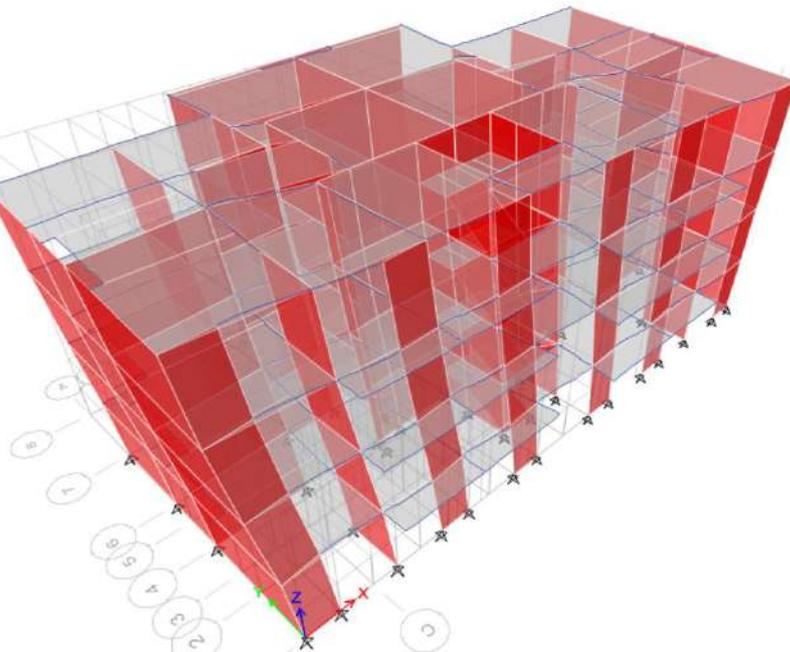
Tabla 57*Tabla de Participación de la Masa Modal*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	01	0.154	0.71	0.00	0	0.71	0.00	0.11
Modal	02	0.151	0.00	0.80	0	0.71	0.80	0.11
Modal	03	0.133	0.11	0.00	0	0.82	0.80	0.80
Modal	04	0.048	0.13	0.00	0	0.95	0.80	0.81
Modal	05	0.046	0.00	0.16	0	0.95	0.96	0.81
Modal	06	0.041	0.01	0.00	0	0.96	0.96	0.96
Modal	07	0.027	0.03	0.00	0	0.99	0.96	0.97
Modal	08	0.025	0.00	0.03	0	0.99	0.99	0.97
Modal	09	0.023	0.00	0.00	0	0.99	0.99	0.99
Modal	10	0.021	0.01	0.00	0	1.00	0.99	0.99
Modal	11	0.019	0.00	0.01	0	1.00	1.00	0.99
Modal	12	0.018	0.00	0.00	0	1.00	1.00	1.00

Nota: Elaboración Propia

Figura 131

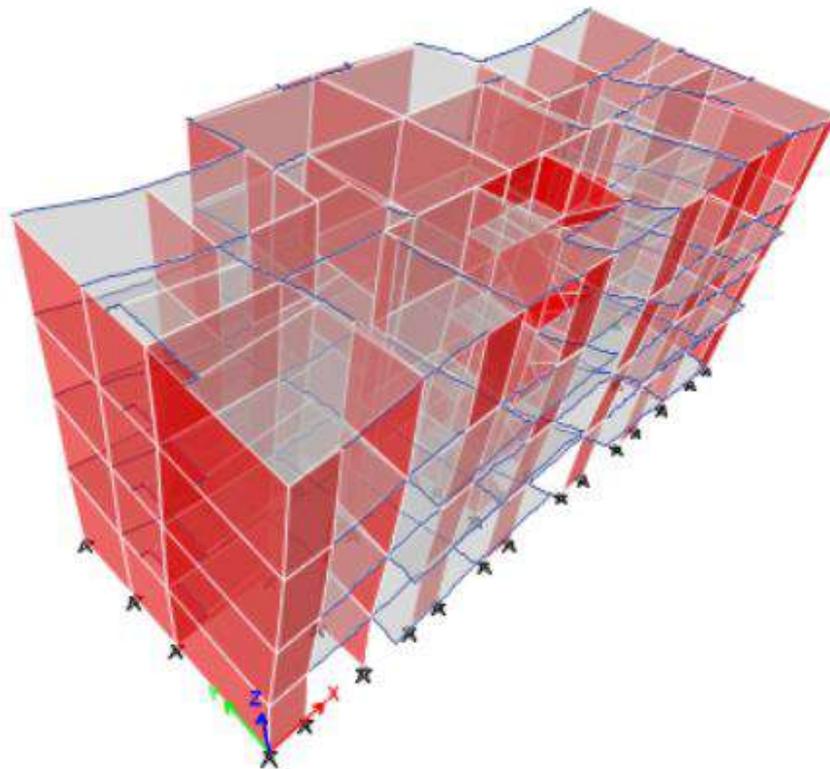
Modo 01 - Sentido X-X



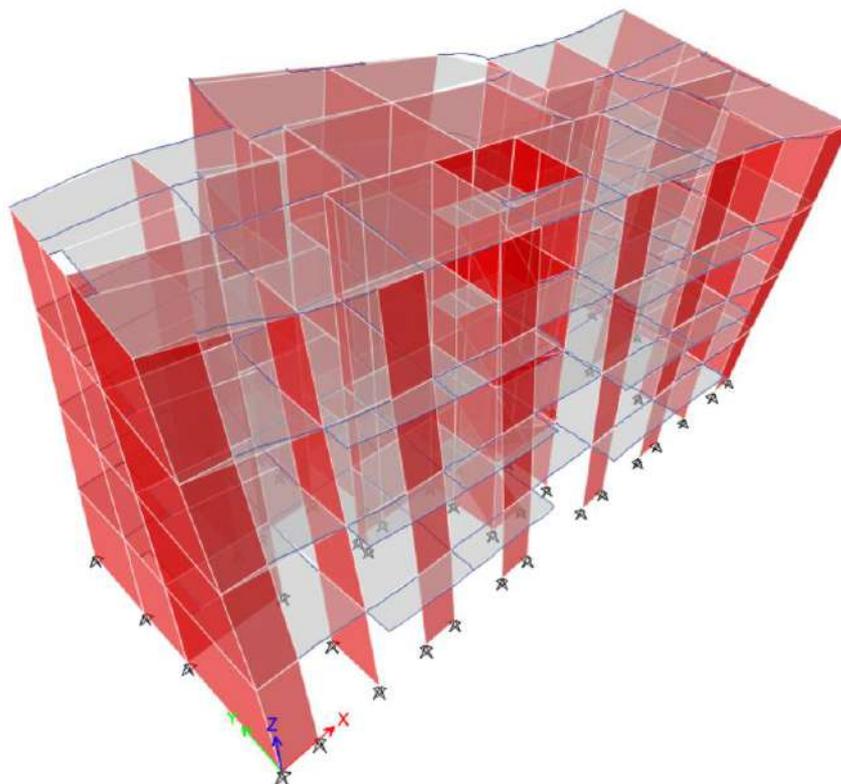
Nota: Elaboración propia

Figura 132

Modo 02 - Sentido Y-Y



Nota: Elaboración propia

Figura 133*Modo 03 - Sentido Z-Z**Nota: Elaboración propia***Tabla 58***Modos de vibración X-X*

Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 01	0.15	70.5
Mod 03	0.13	11.03
Mod 04	0.04	12.77
Total		95.29

*Nota: Elaboración propia***Tabla 59***Modos de vibración Y-Y*

Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 02	0.15	79.99
Mod 05	0.04	15.53
Mod 08	0.03	3.28
Total		98.8

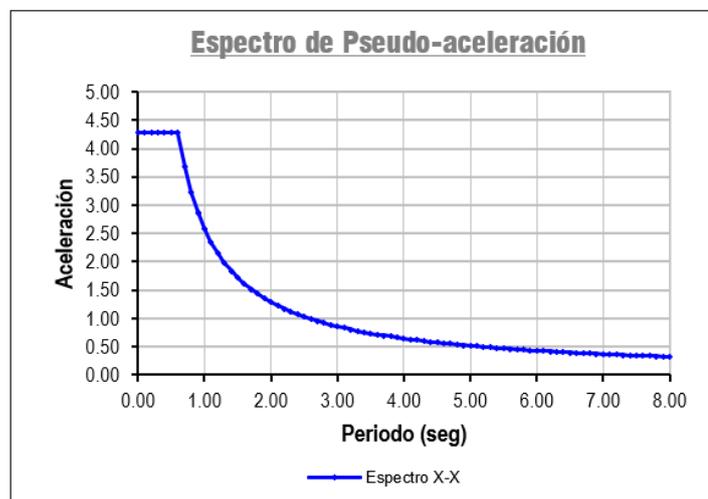
Nota: Elaboración propia

Tabla 60*Modos de vibración Z-Z*

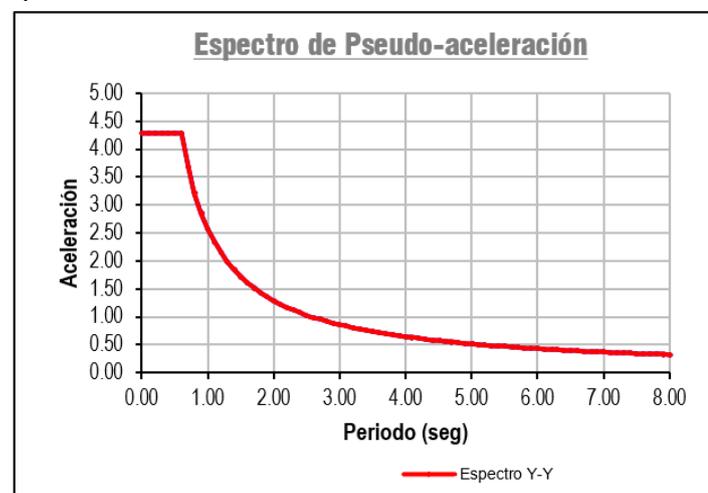
Modo	Period (s)	% Modal Participating Acumulative
Mod 01	0.15	10.87
Mod 03	0.13	69.08
Mod 06	0.04	14.92
Total		94.87

Nota: Elaboración propia

4.2.3.4.2 Análisis de aceleración espectral

Figura 134*Espectro de Pseudo - aceleración X-X*

Nota: Elaboración propia

Figura 135*Espectro de Pseudo - aceleración Y-Y*

Nota: Elaboración propia

4.2.3.4.3 Desplazamiento de la Edificación

Según la norma E030-2019, los desplazamientos laterales se calculan 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 calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico y según la Tabla 8, para edificaciones de albañilería confinada se tiene una distorsión del entrepiso máximo de 0.005.

Tabla 61

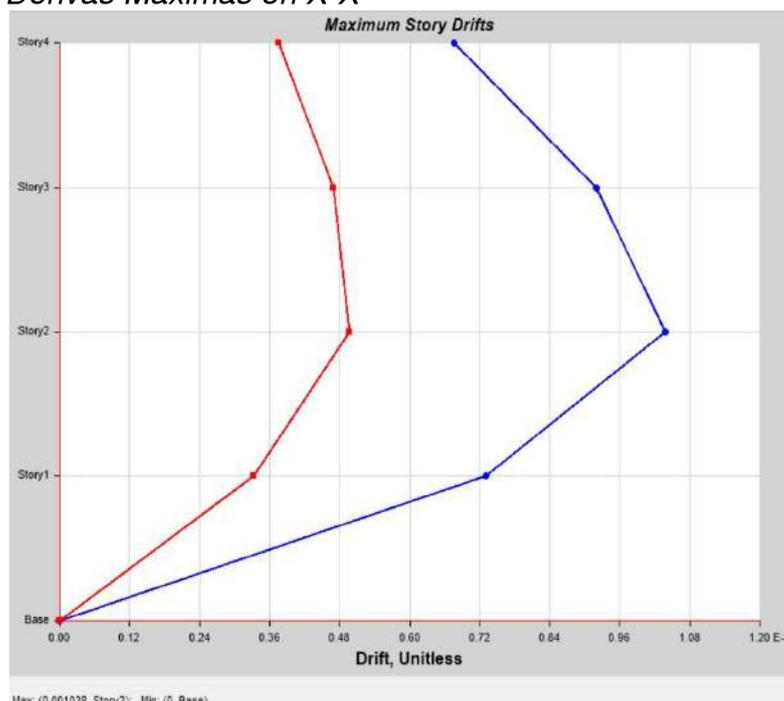
Desplazamiento y derivas Máximas en X-X

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Drift *0.85*R	Máx Drift E-030	Cumple
Story4	SDX R=3 (SEVERO)	47	Max Drift X	0.0003	0.0007	0.005	SI
Story3	SDX R=3 (SEVERO)	47	Max Drift X	0.0004	0.0010	0.005	SI
Story2	SDX R=3 (SEVERO)	47	Max Drift X	0.0005	0.0011	0.005	SI
Story1	SDX R=3 (SEVERO)	47	Max Drift X	0.0003	0.0008	0.005	SI

Nota: Elaboración propia

Figura 136

Derivas Máximas en X-X



Nota: Elaboración propia

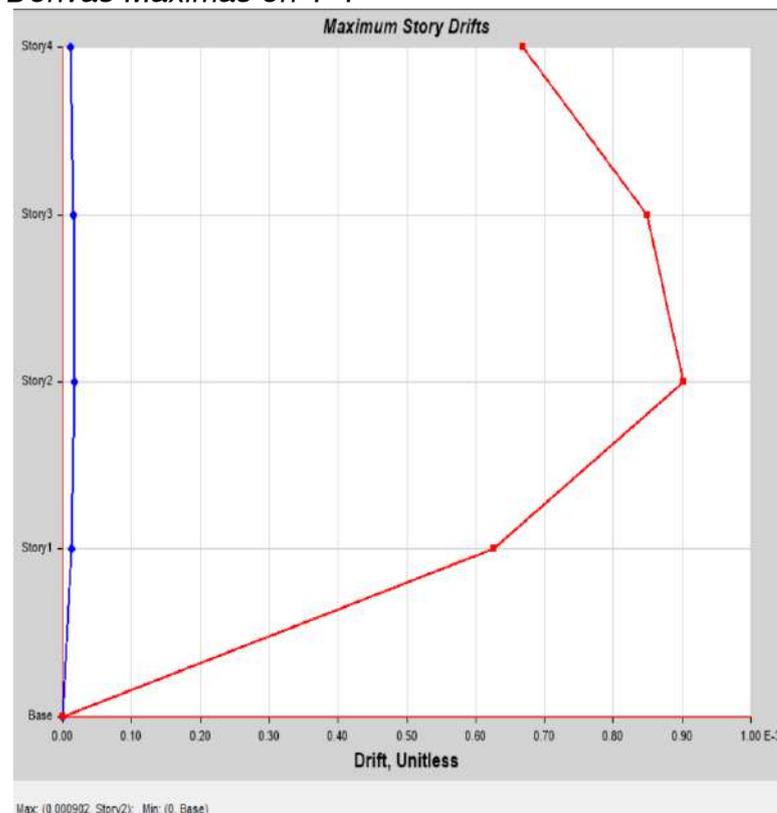
Tabla 62

Desplazamiento y derivas Máximas en Y-Y

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	Drift *0.85*R	Máx Drift E-030	Cumple
Story4	SDY R=3 (SEVERO)	37	Max Drift Y	0.0003	0.0007	0.005	SI
Story3	SDY R=3 (SEVERO)	37	Max Drift Y	0.0004	0.0008	0.005	SI
Story2	SDY R=3 (SEVERO)	37	Max Drift Y	0.0004	0.0009	0.005	SI
Story1	SDY R=3 (SEVERO)	37	Max Drift Y	0.0003	0.0006	0.005	SI

Nota: Elaboración propia

Figura 137

Derivas Máximas en Y-Y

Nota: Elaboración propia

4.2.3.4.4 Fuerza cortante en la base – cortante dinámico

Tabla 63*Fuerza Cortante dinámica X-X*

Story	Load Case /Combo	Location	P Tonf	VX Tonf	VY Tonf	T Tonf-m	MX Tonf-m	MY Tonf-m
Story1	SDX R=3(SEVERO)	Top	0	171.64	2.60	819.59	13.58	868.06
Story1	SDX R=3(SEVERO)	Bottom	0	171.75	2.61	820.07	21.29	1370.24

Nota: Elaboración propia

Tabla 64*Fuerza Cortante dinámica Y-Y*

Story	Load Case /Combo	Location	P Tonf	VX Tonf	VY Tonf	T Tonf-m	MX Tonf-m	MY Tonf-m
Story1	SDY R=3(SEVERO)	Top	0	2.60	184.43	2037.29	943.08	13.58
Story1	SDY R=3(SEVERO)	Bottom	0	2.60	184.50	2038.11	1481.63	21.29

Nota: Elaboración propia

4.2.3.4.5 Verificación de cortante dinámica

Tabla 65*Fuerza Cortante dinámica*

EJE	Ve	90% Ve	Vd	NORMA 030
X-X	209.27	188.343	171.752	1.10
Y-Y	209.27	188.343	184.504	1.10

Nota: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla 19, no se cumple que la cortante dinámica sea mayor al 90% de la cortante estática, para edificaciones irregulares, por lo que se requerirá utilizar factores de amplificación.

Tabla 66*Fuerza Cortante dinámica X-X - Amplificado*

Story	Load Case /Combo	Locat	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SDX R=3 (SEVERO)	Top	0	188.80	2.86	901.55	14.93	954.87
Story1	SDX R=3 (SEVERO)	Bottom	0	188.93	2.86	902.08	23.42	1507.27

*Nota: Elaboración propia***Tabla 67***Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificado*

Story	Load Case /Combo	Locat	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Story1	SDY R=3 (SEVERO)	Top	0	2.86	202.87	2241.02	1037.39	14.94
Story1	SDY R=3 (SEVERO)	Bottom	0	2.86	202.95	2241.92	1629.79	23.42

*Nota: Elaboración propia***Tabla 68***Fuerza Cortante dinámica Y-Y - Amplificada*

EJE	Ve	90% Ve	Vd	NORMA 030
X-X	209.27	188.343	188.801	CUMPLE
Y-Y	209.27	188.343	202.955	CUMPLE

Nota: Elaboración propia

4.2.4 Diseño estructural

4.2.4.1 Cargas de diseño

Para el diseño estructural de los muros de albañilería confinada, se toma en consideración las cargas actuantes en la edificación las cuales son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (S), siendo la carga muerta las cargas permanentes (peso propio de la edificación), la carga viva corresponde a las cargas móviles, personas, equipamiento y mobiliario y la carga sísmica, la cual es producida en caso de eventos sísmicos.

4.2.4.2 Métodos de diseño

El diseño por desempeño se aplicará a todos los muros portantes de la edificación. Para el diseño de los muros de albañilería se diseñará con el sismo moderado (sin daño estructural) y sismo severo (daño estructural importante).

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencias de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia ϕ . (Norma E.060)

4.2.4.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas usadas para la verificación de los elementos de concreto de la estructura son las siguientes:

Para elementos de concreto armado:

- Comb. 1: 1.40 CM + 1.70 CV
- Comb. 2: 1.25 CM + 1.25 CV + S_x
- Comb. 3: 1.25 CM + 1.25 CV - S_x
- Comb. 4: 1.25 CM + 1.25 CV + S_y
- Comb. 5: 1.25 CM + 1.25 CV - S_y
- Comb. 6: 0.90 CM + S_x
- Comb. 7: 0.90 CM - S_x
- Comb. 8: 0.90 CM + S_y
- Comb. 9: 0.90 CM - S_y

Donde:

- CM: Carga permanente.
- CV: Carga Viva.
- S: sismo.

Con ello se obtuvieron los momentos máximos amplificados en las vigas y demás elementos, que forman parte de la estructura.

4.2.4.4 Factores de reducción de resistencia

Según la Norma E060 se tiene los siguientes factores de reducción de resistencia:

Tabla 69

Factores de reducción de resistencia

Factor de reducción de resistencia,	Ø
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Carga axial de compresión con o sin flexión	0.75
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

Nota: Elaboración propia

4.2.4.5 Diseño de muros de albañilería confinada

En nuestro proyecto se utilizarán muros de 14.00 cm y 24.00cm, el cual tendrá una resistencia a la compresión de 65 Kg/cm², para la clase IV industrial (unidades de arcilla).

4.2.4.5.1 Densidad mínima de muros

Tabla 70

Tabla de datos

DATOS		
Número de Pisos,	N =	4
Factor de Zona,	Z =	0.45
Factor de Uso,	U =	1.00
Factor de Suelo,	S =	1.05
Área típica del piso,	Ap =	242.30

Nota: Elaboración propia

Aplicando la siguiente formula la densidad mínima de muros será:

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

se deberá cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq 0.03375$$

Tabla 71:*Densidad de muros*

DIRECCION X			
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m²
1X	9.40	0.14	1.316
2X	7.30	0.14	1.022
3X	2.10	0.14	0.294
4X	2.10	0.14	0.294
5X	3.30	0.14	0.462
6X	3.30	0.14	0.462
7X	7.30	0.14	1.022
8X	1.20	0.24	0.288
9X	1.20	0.24	0.288
10X	1.20	0.24	0.288
11X	1.20	0.24	0.288
12X	1.20	0.24	0.288
13X	1.20	0.24	0.288
14XP	1.05	0.92	0.962
15XP	1.05	0.92	0.962

*Nota: Elaboración propia***Tabla 72***Densidad de muros*

DIRECCION Y			
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m²
1Y	9.62	0.14	1.347
2Y	9.62	0.14	1.347
3Y	3.00	0.24	0.720
4Y	3.00	0.24	0.720
5Y	2.00	0.24	0.480
6Y	2.00	0.24	0.480
7Y	3.00	0.14	0.420
8Y	3.00	0.14	0.420
9Y	3.24	0.14	0.454
10Y	3.24	0.14	0.454
11Y	2.85	0.14	0.399
12Y	2.85	0.14	0.399
13Y	8.15	0.14	1.141
14YP	0.50	0.92	0.458
15YP	0.50	0.92	0.458

Nota: Elaboración propia

El espesor de las placas se calculó de acuerdo a la relación de $\frac{Ec}{Ea}$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} (x - x) = 0.036$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} (y - y) = 0.041$$

De acuerdo a los cálculos realizados 0.036 y 0.041 es mayor a la densidad mínima de muros de 0.03375, por lo tanto, se cumple la primera condición.

4.2.4.5.2 Diseño por cargas verticales

Tabla 73

Datos para el cálculo de esfuerzo axial máximo

DATOS	
$f'm$	= 65 Kg/cm ²
$0.15f'm$	= 9.75 Kg/cm ²
$0.05f'm$	= 3.25 Kg/cm ²
h	= 3 m
$v'm$	= 8.1 Kg/cm ²

Nota: Elaboración propia

Tabla 74

Esfuerzo axial máximo en dirección X-X

Muro	L (m)	t (m)	Pm (Kg)	σ_m (Kg/cm ²)	$0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$	Observación
1X	9.40	0.14	61057.84	4.64	8.13	Muro Correcto
2X	7.30	0.14	53436.29	5.23	8.13	Muro Correcto
3X	2.10	0.14	17432.75	5.93	8.13	Muro Correcto
4X	2.10	0.14	17460.36	5.94	8.13	Muro Correcto
5X	3.30	0.14	27045.91	5.85	8.13	Muro Correcto
6X	3.30	0.14	27129.94	5.87	8.13	Muro Correcto
7X	7.30	0.14	43235.57	4.23	8.13	Muro Correcto
8X	1.20	0.24	12617.26	4.38	11.34	Muro Correcto
9X	1.20	0.24	12805.20	4.45	11.34	Muro Correcto
10X	1.20	0.24	26714.93	9.28	11.34	Muro Correcto
11X	1.20	0.24	26685.36	9.27	11.34	Muro Correcto
12X	1.20	0.24	18628.46	6.47	11.34	Muro Correcto
13X	1.20	0.24	18298.41	6.35	11.34	Muro Correcto

Nota: Elaboración propia

Tabla 75

Esfuerzo axial máximo en la dirección Y-Y

Muro	L (m)	t (m)	Pm (Kg)	σ_m (Kg/cm ²)	$0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$	Observación
1Y	9.62	0.14	66246.27	4.92	8.13	Muro Correcto
2Y	9.62	0.14	65934.89	4.90	8.13	Muro Correcto
3Y	3.00	0.24	47934.52	6.66	11.34	Muro Correcto
4Y	3.00	0.24	47864.94	6.65	11.34	Muro Correcto
5Y	2.00	0.24	37377.89	7.79	11.34	Muro Correcto
6Y	2.00	0.24	37384.12	7.79	11.34	Muro Correcto
7Y	3.00	0.14	28433.92	6.77	8.13	Muro Correcto
8Y	3.00	0.14	28454.24	6.77	8.13	Muro Correcto
9Y	3.24	0.14	25377.51	5.60	8.13	Muro Correcto
10Y	3.24	0.14	25379.48	5.60	8.13	Muro Correcto
11Y	2.85	0.14	18188.66	4.56	8.13	Muro Correcto
12Y	2.85	0.14	22756.41	5.70	8.13	Muro Correcto
13Y	8.15	0.14	56894.14	4.99	8.13	Muro Correcto

Nota: Elaboración propia

- ✓ De acuerdo al cálculo realizado se comenzó con muros de 0.14m en ambas direcciones, por lo que se vio que varios muros no cumplían el esfuerzo axial máximo se decidió cambiar algunos muros a un espesor de 0.24m. Finalmente se realizó el cálculo con los espesores de muros de acuerdo a la tabla 58 y 59 por lo que estas cumplían con lo requerido.

4.2.4.5.3 Diseño por fisuración (Sismo Moderado)

Tabla 76

Piso 1 – Sismo X-X

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H_e}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1X	54204.36	15254.38	100076.13	1.43	1.00	65765.00	No Fisurado
2X	46338.08	14713.28	51641.33	2.08	1.00	52048.76	No Fisurado
3X	15074.10	2868.33	5954.73	1.01	1.00	15374.04	No Fisurado
4X	15097.30	2872.02	5958.14	1.01	1.00	15379.38	No Fisurado
5X	23538.09	5595.70	14146.62	1.31	1.00	24124.76	No Fisurado
6X	23609.51	5594.52	14146.48	1.31	1.00	24141.19	No Fisurado
7X	37260.80	19892.92	42933.32	3.38	1.00	49960.98	No Fisurado
8X	11252.53	2171.98	4149.36	0.63	0.63	9914.70	No Fisurado
9X	11411.27	2169.73	4146.29	0.63	0.63	9949.04	No Fisurado

10X	22875.48	1750.02	3600.77	0.58	0.58	12063.98	No Fisurado
11X	22849.44	1749.68	3600.32	0.58	0.58	12057.52	No Fisurado
12X	16418.59	1791.12	3654.62	0.59	0.59	10636.07	No Fisurado
13X	16134.10	1786.61	3648.66	0.59	0.59	10564.54	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 311979.9$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 206101.53$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ No se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 1.5V_{Ei} < 3V_{Ei}$)

Tabla 77

Piso 1 – Sismo Y-Y

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H_e}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1Y	58707.7	17687.4	110225.3	1.54	1.00	68048.2	No Fisurado
2Y	58443.9	18118.0	111744.1	1.56	1.00	67987.5	No Fisurado
3Y	41402.0	5049.1	17220.5	0.88	0.88	35171.8	No Fisurado
4Y	41342.8	5151.8	17477.3	0.88	0.88	35295.4	No Fisurado
5Y	31956.8	2517.4	7085.0	0.71	0.71	21164.8	No Fisurado
6Y	31961.9	2572.1	7205.0	0.71	0.71	21230.8	No Fisurado
7Y	24332.0	3551.1	10470.2	1.02	1.00	22606.4	No Fisurado
8Y	24349.3	3595.2	10565.4	1.02	1.00	22610.3	No Fisurado
9Y	21752.7	4819.1	12105.6	1.29	1.00	23372.4	No Fisurado
10Y	21753.6	4858.3	12188.0	1.29	1.00	23372.7	No Fisurado
11Y	15493.7	603.3	8298.6	0.21	0.33	8950.0	No Fisurado
12Y	19329.7	3912.6	9700.2	1.15	1.00	20605.3	No Fisurado
13Y	49437.9	16832.0	46695.4	2.94	1.00	57581.2	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 427996.79$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 202954.86$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ No se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 2.1V_{Ei} < 3V_{Ei}$)

Tabla 78

Piso 2 – Sismo X-X

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$		Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1X	40526.63	13628.00	55890.52	2.29	1.00	62619.12	No Fisurado
2X	34435.80	16417.72	36816.65	3.26	1.00	49311.23	No Fisurado
3X	11735.52	2118.64	3239.37	1.37	1.00	14606.17	No Fisurado
4X	11744.93	2121.60	3246.80	1.37	1.00	14608.33	No Fisurado
5X	16445.18	4491.41	8166.68	1.81	1.00	22493.39	No Fisurado
6X	16446.02	4487.73	8162.62	1.81	1.00	22493.58	No Fisurado
7X	28657.22	25771.33	54773.18	3.43	1.00	47982.16	No Fisurado
8X	8596.64	666.97	966.18	0.83	0.83	11639.45	No Fisurado
9X	8642.39	669.49	968.98	0.83	0.83	11658.45	No Fisurado
10X	16184.42	368.12	464.47	0.95	0.95	14815.71	No Fisurado
11X	16161.92	367.18	463.31	0.95	0.95	14809.91	No Fisurado
12X	11792.42	412.19	519.93	0.95	0.95	13808.64	No Fisurado
13X	11675.85	404.15	509.06	0.95	0.95	13797.70	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\sum V_{mi} = 314643.9\text{Kg}$ es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 180057.78$ ($\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ No se comporta elásticamente ($\sum V_{mi} = 1.75V_{Ei} < 3V_{Ei}$)

Tabla 79

Piso 2 – Sismo Y-Y

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1Y	44192.03	18966.41	74427.57	2.45	1.00	64709.57	No Fisurado
2Y	44124.99	19177.09	75102.28	2.46	1.00	64694.15	No Fisurado
3Y	30242.21	1890.28	4184.60	1.36	1.00	36115.71	No Fisurado
4Y	30213.91	1886.51	4150.34	1.36	1.00	36109.20	No Fisurado
5Y	23207.46	234.74	658.15	0.71	0.71	19204.91	No Fisurado
6Y	23213.60	226.41	650.70	0.70	0.70	18867.36	No Fisurado
7Y	17241.73	1914.95	3958.60	1.45	1.00	20975.60	No Fisurado
8Y	17248.47	1929.95	3966.93	1.46	1.00	20977.15	No Fisurado
9Y	15402.44	4376.35	7748.27	1.83	1.00	21911.89	No Fisurado
10Y	15406.40	4390.45	7759.99	1.83	1.00	21912.80	No Fisurado

11Y	11290.69	1163.64	3763.80	0.88	0.88	16835.38	No Fisurado
12Y	13665.93	4015.63	6642.27	1.72	1.00	19302.66	No Fisurado
13Y	36073.66	11759.65	49091.13	1.95	1.00	54507.44	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 416123.805$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 178015.45$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ No se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 2.3V_{Ei} < 3V_{Ei}$)

Tabla 80:

Piso 3 – Sismo X-X

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1X	26347.44	6987.84	18040.44	3.64	1.00	59357.91	No Fisurado
2X	22157.09	11478.25	18890.84	4.44	1.00	46487.13	No Fisurado
3X	7571.19	1637.48	2152.95	1.60	1.00	13648.37	No Fisurado
4X	7575.83	1634.52	2149.37	1.60	1.00	13649.44	No Fisurado
5X	10508.44	2453.43	3010.09	2.69	1.00	21127.94	No Fisurado
6X	10475.82	2448.31	3003.54	2.69	1.00	21120.44	No Fisurado
7X	18748.27	18563.92	36638.74	3.70	1.00	45703.10	No Fisurado
8X	5622.67	675.25	896.15	0.90	0.90	11839.82	No Fisurado
9X	5624.52	684.59	909.29	0.90	0.90	11831.61	No Fisurado
10X	9642.15	728.46	995.07	0.88	0.88	12464.32	No Fisurado
11X	9627.34	727.87	994.09	0.88	0.88	12462.71	No Fisurado
12X	7252.41	733.72	1003.93	0.88	0.88	11897.58	No Fisurado
13X	7223.12	728.71	996.08	0.88	0.88	11901.07	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 293491.4$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 127183.00$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ No se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 2.3V_{Ei} < 3V_{Ei}$)

Tabla 81

Piso 3 – Sismo Y-Y

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1Y	28719.86	12008.19	34114.94	3.39	1.00	61150.97	No Fisurado
2Y	28742.11	12044.94	34200.44	3.39	1.00	61156.09	No Fisurado
3Y	19336.89	1090.37	1555.03	2.10	1.00	33607.48	No Fisurado
4Y	19330.81	1077.56	1555.97	2.08	1.00	33606.09	No Fisurado
5Y	14515.99	484.19	541.47	1.79	1.00	22778.68	No Fisurado
6Y	14519.75	482.01	537.03	1.80	1.00	22779.54	No Fisurado
7Y	10997.92	853.95	1098.61	2.33	1.00	19539.52	No Fisurado
8Y	10993.91	867.48	1105.36	2.35	1.00	19538.60	No Fisurado
9Y	9743.54	3133.72	4268.60	2.38	1.00	20610.34	No Fisurado
10Y	9756.70	3141.48	4274.22	2.38	1.00	20613.37	No Fisurado
11Y	7554.63	1176.90	2034.03	1.65	1.00	17897.06	No Fisurado
12Y	9129.35	2747.49	3542.87	2.21	1.00	18259.25	No Fisurado
13Y	23335.65	20879.51	37053.11	4.59	1.00	51577.70	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 403114.69$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 127015.98$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ Se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 3.17V_{Ei} > 3V_{Ei}$)

Tabla 82

Piso 4 – Sismo X-X

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1X	11947.59	1820.24	5724.08	2.99	1.00	56045.95	No Fisurado
2X	10182.77	5376.88	6464.62	6.07	1.00	43733.04	No Fisurado
3X	3255.81	809.01	890.21	1.91	1.00	12655.84	No Fisurado
4X	3257.15	806.58	885.75	1.91	1.00	12656.14	No Fisurado
5X	5102.66	524.37	978.95	1.77	1.00	19884.61	No Fisurado
6X	5083.22	521.29	984.74	1.75	1.00	19880.14	No Fisurado
7X	8637.84	8806.14	17686.72	3.63	1.00	43377.70	No Fisurado
8X	2617.51	221.03	391.16	0.68	0.68	8511.10	No Fisurado
9X	2607.16	223.78	385.70	0.70	0.70	8720.48	No Fisurado
10X	3211.12	375.36	307.91	1.46	1.00	12402.56	No Fisurado
11X	3203.90	374.43	306.87	1.46	1.00	12400.90	No Fisurado

12X	2686.70	389.04	325.91	1.43	1.00	12281.94	No Fisurado
13X	2683.06	376.16	309.53	1.46	1.00	12281.10	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 274831.5$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 46438.92$ ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ Se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 5.9V_{Ei} > 3V_{Ei}$)

Tabla 83

Piso 4 – Sismo Y-Y

Muro	Pg (Kg)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{L}{0.8H}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1Y	12659.14	3608.74	8164.55	4.25	1.00	57457.00	No Fisurado
2Y	12686.88	3599.78	8125.69	4.26	1.00	57463.38	No Fisurado
3Y	8545.53	689.86	2367.95	0.87	0.87	27451.21	No Fisurado
4Y	8546.55	697.07	2382.59	0.88	0.88	27559.57	No Fisurado
5Y	5934.36	313.35	983.08	0.64	0.64	13757.64	No Fisurado
6Y	5936.76	317.30	989.22	0.64	0.64	13836.52	No Fisurado
7Y	4935.96	653.20	1586.86	1.23	1.00	18145.27	No Fisurado
8Y	4932.10	638.61	1564.61	1.22	1.00	18144.38	No Fisurado
9Y	4275.48	1553.65	1613.17	3.12	1.00	19352.69	No Fisurado
10Y	4283.12	1558.03	1621.82	3.11	1.00	19354.44	No Fisurado
11Y	4314.11	651.94	531.65	3.49	1.00	17151.75	No Fisurado
12Y	4931.00	818.57	813.43	2.87	1.00	17293.63	No Fisurado
13Y	10582.33	13949.05	22064.33	5.15	1.00	48644.44	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros no se agrietan con corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55V_m$)
- ✓ La resistencia global de fuerza cortante de la albañilería $\Sigma V_{mi} = 355611.912$ Kg es mayor que el cortante producido por sismo severo $V_{Ei} = 47437.39$ kg ($\Sigma V_{mi} \geq V_{Ei}$)
- ✓ Se comporta elásticamente ($\Sigma V_{mi} = 7.5V_{Ei} > 3V_{Ei}$)

4.2.4.5.4 Diseño por Resistencia (Sismo Severo)

Tabla 84*Piso 1 – Sismo X-X*

DIRECCION X		
Muro	V_{Ei} (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
1X	27960.05	Resistente
2X	26968.26	Resistente
3X	5257.42	Resistente
4X	5264.18	Resistente
5X	10256.46	Resistente
6X	10254.3	Resistente
7X	36462.13	Resistente
8X	3981.07	Resistente
9X	3976.94	Resistente
10X	3207.64	Resistente
11X	3207.02	Resistente
12X	3282.98	Resistente
13X	3274.71	Resistente

*Nota: Elaboración propia***Tabla 85***Piso 1 – Sismo Y-Y*

Muro	V_{Ei} (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
1Y	35366.7	Resistente
2Y	36227.7	Resistente
3Y	10095.9	Resistente
4Y	10301.2	Resistente
5Y	5033.7	Resistente
6Y	5143.0	Resistente
7Y	7100.5	Resistente
8Y	7188.8	Resistente
9Y	9635.9	Resistente
10Y	9714.3	Resistente
11Y	1206.3	Resistente
12Y	7823.4	Resistente
13Y	33656.3	Resistente

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo severo, el cortante de la albañilería según las tablas 76 Y 77 son mayores que el cortante de las tablas 84,85 ($V_m > V_u$)

Tabla 86:*Piso 2 – Sismo X-X*

Muro	V_{Ei} (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
1X	24979.02	Resistente
2X	30092.35	Resistente
3X	3883.29	Resistente
4X	3888.73	Resistente
5X	8232.40	Resistente
6X	8225.64	Resistente
7X	47236.78	Resistente
8X	1222.51	Resistente
9X	1227.13	Resistente
10X	674.74	Resistente
11X	673.02	Resistente
12X	755.51	Resistente
13X	740.77	Resistente

*Nota: Elaboración propia***Tabla 87:***Piso 2 – Sismo Y-Y*

Muro	V_{Ei} (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
1Y	37924.15	Resistente
2Y	38345.41	Resistente
3Y	3779.70	Resistente
4Y	3772.15	Resistente
5Y	684.52	Resistente
6Y	704.07	Resistente
7Y	3829.03	Resistente
8Y	3859.02	Resistente
9Y	8750.71	Resistente
10Y	8778.90	Resistente
11Y	2654.07	Resistente
12Y	9289.11	Resistente
13Y	47522.28	Resistente

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo, el cortante de la albañilería según las tablas 78 Y 79 son mayores que el cortante de las tablas 86,87 ($V_m > V_u$)

Tabla 88*Piso 3 – Sismo X-X*

Muro	V _{Ei} (Kg)	V _m ≥ V _{Ei}
1X	12808.15	Resistente
2X	21038.72	Resistente
3X	3001.37	Resistente
4X	2995.93	Resistente
5X	4496.95	Resistente
6X	4487.56	Resistente
7X	34026.18	Resistente
8X	1237.68	Resistente
9X	1254.81	Resistente
10X	1335.21	Resistente
11X	1334.12	Resistente
12X	1344.85	Resistente
13X	1335.67	Resistente

*Nota: Elaboración propia***Tabla 89***Piso 3 – Sismo Y-Y*

Muro	V _{Ei} (Kg)	V _m ≥ V _{Ei}
1Y	24010.90	Resistente
2Y	24084.37	Resistente
3Y	2180.23	Resistente
4Y	2154.63	Resistente
5Y	968.16	Resistente
6Y	963.80	Resistente
7Y	2123.20	Resistente
8Y	2085.03	Resistente
9Y	6266.01	Resistente
10Y	6281.53	Resistente
11Y	2353.26	Resistente
12Y	7411.10	Resistente
13Y	41749.49	Resistente

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo severo, el cortante de la albañilería según las tablas 88 Y 89 son mayores que el cortante de las tablas 80 y 81 (V_m>V_u)

Tabla 90*Piso 4 – Sismo X-X*

Muro	V _{Ei} (Kg)	V _m ≥ V _{Ei}
1X	3336.36	Resistente
2X	9855.39	Resistente
3X	1482.86	Resistente
4X	1478.39	Resistente
5X	961.12	Resistente
6X	955.49	Resistente
7X	16140.95	Resistente
8X	405.13	Resistente
9X	410.17	Resistente
10X	688.01	Resistente
11X	686.30	Resistente
12X	713.08	Resistente
13X	689.46	Resistente

*Nota: Elaboración propia***Tabla 91***Piso 4 – Sismo Y-Y*

Muro	V _{Ei} (Kg)	V _m ≥ V _{Ei}
1Y	7215.83	Resistente
2Y	7197.90	Resistente
3Y	1379.41	Resistente
4Y	1393.82	Resistente
5Y	626.56	Resistente
6Y	634.46	Resistente
7Y	1891.24	Resistente
8Y	1840.23	Resistente
9Y	3106.60	Resistente
10Y	3115.35	Resistente
11Y	1303.59	Resistente
12Y	3144.41	Resistente
13Y	27891.73	Resistente

Nota: Elaboración propia

- ✓ Los muros del piso 4 no se agrietan por corte ante el sismo severo, el cortante de la albañilería según las tablas 90 Y 91 son mayores que el cortante de las tablas 82 y 83 (V_m>V_u)

4.2.4.5.5 Necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Tabla 92*Piso 1 – Sismo X-X*

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1X	4.311	3.000	45763.1	300228.4	Reforzar
2X	3.538	3.000	44139.8	154924.0	Reforzar
3X	5.360	3.000	8605.0	17864.2	Reforzar
4X	5.355	3.000	8616.1	17874.4	Reforzar
5X	4.311	3.000	16787.1	42439.9	Reforzar
6X	4.315	3.000	16783.6	42439.4	Reforzar
7X	2.511	2.511	49961.0	107826.9	Reforzar
8X	4.565	3.000	6515.9	12448.1	Reforzar
9X	4.585	3.000	6509.2	12438.9	Reforzar
10X	6.894	3.000	5250.1	10802.3	Reforzar
11X	6.891	3.000	5249.0	10801.0	Reforzar
12X	5.938	3.000	5373.4	10963.9	Reforzar
13X	5.913	3.000	5359.8	10946.0	Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos muros del piso 1 deberán llevar refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 92) es mayor a su resistencia al corte (tabla 76) $V_u \geq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 74) $\sigma = pm/(L.t)$ es mayor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

Tabla 93*Piso 1 – Sismo Y-Y*

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1Y	3.847	3.000	53062.1	330676.0	Reforzar
2Y	3.752	3.000	54353.9	335232.2	Reforzar
3Y	6.966	3.000	15147.3	51661.6	Reforzar
4Y	6.851	3.000	15455.4	52431.9	Reforzar
5Y	8.407	3.000	7552.3	21255.1	Reforzar
6Y	8.254	3.000	7716.2	21615.1	Reforzar
7Y	6.366	3.000	10653.2	31410.5	Reforzar
8Y	6.289	3.000	10785.7	31696.3	Reforzar
9Y	4.850	3.000	14457.2	36316.7	Reforzar
10Y	4.811	3.000	14574.8	36564.0	Reforzar
11Y	14.835	3.000	1809.9	24895.9	Reforzar
12Y	5.266	3.000	11737.8	29100.5	Reforzar

13Y	3.421	3.000	50495.9	140086.3	Reforzar
-----	-------	-------	---------	----------	----------

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos muros del piso 1 deberán llevar refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 93) es mayor a su resistencia al corte (tabla 77) $V_u \geq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 75) $\sigma = pm/(L.t)$ es mayor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

Tabla 94

Piso 2 – Sismo X-X

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1X	4.236	3.000	40884.00	167671.56	Reforzar
2X	3.518	3.000	49253.16	110449.95	Reforzar
3X	5.334	3.000	6355.92	9718.11	Reforzar
4X	5.327	3.000	6364.80	9740.40	Reforzar
5X	4.236	3.000	13474.23	24500.04	Reforzar
6X	4.238	3.000	13463.19	24487.86	Reforzar
7X	2.510	2.510	64691.74	137492.79	Reforzar
8X	4.440	3.000	2000.91	2898.54	Reforzar
9X	4.577	3.000	2008.47	2906.94	Reforzar
10X	6.906	3.000	1104.36	1393.41	Reforzar
11X	6.891	3.000	1101.54	1389.93	Reforzar
12X	5.940	3.000	1236.57	1559.79	Reforzar
13X	5.913	3.000	1212.45	1527.18	Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos muros del piso 2 deberán llevar refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 94) es mayor a su resistencia al corte (tabla 78) $V_u \geq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es mayor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

Tabla 95:

Piso 2 – Sismo Y-Y

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1Y	3.838	3.000	56899.23	223282.71	Reforzar
2Y	3.738	3.000	57531.27	225306.84	Reforzar
3Y	6.954	3.000	5670.84	12553.80	Reforzar

4Y	6.833	3.000	5659.53	12451.02	Reforzar
5Y	8.366	3.000	704.22	1974.45	Reforzar
6Y	8.222	3.000	679.23	1952.10	Reforzar
7Y	6.354	3.000	5744.85	11875.80	Reforzar
8Y	6.278	3.000	5789.85	11900.79	Reforzar
9Y	4.843	3.000	13129.05	23244.81	Reforzar
10Y	4.804	3.000	13171.35	23279.97	Reforzar
11Y	14.854	3.000	3490.92	11291.40	Reforzar
12Y	5.258	3.000	12046.89	19926.81	Reforzar
13Y	3.416	3.000	35278.95	147273.39	Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos los muros del piso 2 deberán llevar refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 95) es mayor a su resistencia al corte (tabla 79) $V_u \geq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es mayor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

Tabla 96

Piso 3 – Sismo X-X

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1X	4.236	3.000	20963.52	54121.32	No Reforzar
2X	3.518	3.000	34434.75	56672.52	No Reforzar
3X	5.334	3.000	4912.44	6458.85	No Reforzar
4X	5.327	3.000	4903.56	6448.11	No Reforzar
5X	4.236	3.000	7360.29	9030.27	No Reforzar
6X	4.238	3.000	7344.93	9010.62	No Reforzar
7X	2.510	2.510	46599.54	91971.34	Reforzar
8X	4.440	3.000	2025.75	2688.45	No Reforzar
9X	4.577	3.000	2053.77	2727.87	No Reforzar
10X	6.906	3.000	2185.38	2985.21	Reforzar
11X	6.891	3.000	2183.61	2982.27	Reforzar
12X	5.940	3.000	2201.16	3011.79	No Reforzar
13X	5.913	3.000	2186.13	2988.24	No Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos los muros del piso 3 no llevarán refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 96) es menor a su resistencia al corte (tabla 80) $V_u \leq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es menor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$, excepto los muros 7X, 10X Y 11X que si llevarán refuerzo horizontal.

Tabla 97*Piso 3 – Sismo Y-Y*

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1Y	3.838	3.000	36024.57	102344.82	No Reforzar
2Y	3.738	3.000	36134.82	102601.32	No Reforzar
3Y	6.954	3.000	3271.11	4665.09	No Reforzar
4Y	6.833	3.000	3232.68	4667.91	No Reforzar
5Y	8.366	3.000	1452.57	1624.41	Reforzar
6Y	8.222	3.000	1446.03	1611.09	Reforzar
7Y	6.354	3.000	2561.85	3295.83	No Reforzar
8Y	6.278	3.000	2602.44	3316.08	No Reforzar
9Y	4.843	3.000	9401.16	12805.80	No Reforzar
10Y	4.804	3.000	9424.44	12822.66	No Reforzar
11Y	14.854	3.000	3530.70	6102.09	No Reforzar
12Y	5.258	3.000	8242.47	10628.61	No Reforzar
13Y	3.416	3.000	62638.53	111159.33	Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos los muros del piso 3 no llevarán refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 97) es menor a su resistencia al corte (tabla 81) $V_u \leq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es menor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$, excepto los muros 5Y, 6Y Y 13Y que si llevarán refuerzo horizontal.

Tabla 98*Piso 4 – Sismo X-X*

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1X	4.236	3.000	5460.72	17172.24	No Reforzar
2X	3.518	3.000	16130.64	19393.86	No Reforzar
3X	5.334	3.000	2427.03	2670.63	No Reforzar
4X	5.327	3.000	2419.74	2657.25	No Reforzar
5X	4.236	3.000	1573.11	2936.85	No Reforzar
6X	4.238	3.000	1563.87	2954.22	No Reforzar
7X	2.510	2.510	22105.36	44397.58	No Reforzar
8X	4.440	3.000	663.09	1173.48	No Reforzar
9X	4.577	3.000	671.34	1157.10	No Reforzar
10X	6.906	3.000	1126.08	923.73	No Reforzar
11X	6.891	3.000	1123.29	920.61	No Reforzar
12X	5.940	3.000	1167.12	977.73	No Reforzar
13X	5.913	3.000	1128.48	928.59	No Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos los muros del piso 4 no llevarán refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 98) es menor a su resistencia al corte (tabla 82) $V_u \leq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es menor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

Tabla 99*Piso 4 – Sismo Y-Y*

Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1Y	3.838	3.000	10826.22	24493.65	No Reforzar
2Y	3.738	3.000	10799.34	24377.07	No Reforzar
3Y	6.954	3.000	2069.58	7103.85	No Reforzar
4Y	6.833	3.000	2091.21	7147.77	No Reforzar
5Y	8.366	3.000	940.05	2949.24	No Reforzar
6Y	8.222	3.000	951.90	2967.66	No Reforzar
7Y	6.354	3.000	1959.60	4760.58	No Reforzar
8Y	6.278	3.000	1915.83	4693.83	No Reforzar
9Y	4.843	3.000	4660.95	4839.51	No Reforzar
10Y	4.804	3.000	4674.09	4865.46	No Reforzar
11Y	14.854	3.000	1955.82	1594.95	No Reforzar
12Y	5.258	3.000	2455.71	2440.29	No Reforzar
13Y	3.416	3.000	41847.15	66192.99	No Reforzar

Nota: Elaboración propia

- ✓ Todos los muros del piso 4 no llevarán refuerzo horizontal debido a que el cortante bajo sismo severo (tabla 99) es menor a su resistencia al corte (tabla 83) $V_u \leq V_m$ o el esfuerzo a compresión axial (tabla 54) $\sigma = pm/(L.t)$ es menor o igual que (tabla 73) $0,05f'm$.

4.2.4.5.6 Diseño de los muros agrietados

Tabla 100

Piso 1 – Diseño de los muros agrietados X-X

Muro		M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas Nc	Long. Paño Mayor, Lm	0.5 L (m)	Pt (Kg)	Pc (Kg)	δ	As (cm ²)	Arreglo	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)	An (cm ²)	Acf (cm ²)	D (cm)
M1X	ex C3	201580.9	21444.8	3.00	4.70	4.70	0.00	18068.12	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	12330.94	3376.66	39512.90	405.39	414.49	30.0
	in C2	201580.9	21444.8	3.00	4.70	4.70	12362.51	30430.63	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	8220.63	0.00	19936.21	210.00	276.32	25.0
M2X	ex C3	76850.9	10527.5	3.00	3.65	3.65	5640.03	21086.06	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	9759.14	0.00	31613.57	310.56	328.04	25.0
	in C2	76850.9	10527.5	3.00	3.65	3.65	24718.95	45805.01	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	6506.09	0.00	35110.06	282.43	218.69	25.0
M3X	ex C2	-5196.9	-2474.7	2.00	2.10	1.05	0.00	7537.05	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	7687.02	0.00	5062.35	210.00	258.39	25.0
	ex C2	-5196.9	-2474.7	2.00	2.10	1.05	6812.96	14350.01	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	7687.02	0.00	11875.31	210.00	258.39	25.0
M4X	ex C2	-5194.6	-2473.6	2.00	2.10	1.05	0.00	7548.65	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	7689.69	0.00	5075.01	210.00	258.48	25.0
	ex C2	-5194.6	-2473.6	2.00	2.10	1.05	6817.80	7548.65	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	7689.69	0.00	5075.01	210.00	258.48	25.0
M5X	ex C3	6252.7	1894.8	2.00	3.30	1.65	0.00	11769.05	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	12062.38	0.00	13663.81	210.00	405.46	30.0
	in C2	6252.7	1894.8	2.00	3.30	1.65	14683.03	26452.07	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	8041.59	0.00	15486.27	210.00	270.31	25.0
M6X	ex C3	6227.7	1887.2	2.00	3.30	1.65	0.00	11804.76	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	12070.59	0.00	13691.92	210.00	405.73	30.0
	in C2	6227.7	1887.2	2.00	3.30	1.65	14617.04	26421.80	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	8047.06	0.00	15448.53	210.00	270.49	25.0
M7X	ex C2	32885.4	4504.8	5.00	1.40	3.65	0.00	7452.16	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	6245.12	0.00	11957.01	210.00	210.00	25.0
	in C7	32885.4	4504.8	5.00	1.40	3.65	4960.69	12412.85	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	4163.42	8119.06	2146.90	210.00	210.00	25.0
M8X	ex C4	-2424.0	-2020.0	2.00	1.20	0.60	0.00	5626.27	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	4957.35	0.00	3606.29	360.00	360.00	25.0
	ex C1	-2424.0	-2020.0	2.00	1.20	0.60	6575.63	12201.89	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	4957.35	0.00	10181.92	360.00	360.00	25.0
M9X	ex C4	-2484.7	-2070.6	2.00	1.20	0.60	0.00	5705.64	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	4974.52	0.00	3635.06	360.00	360.00	25.0
	ex C1	-2484.7	-2070.6	2.00	1.20	0.60	6120.81	11826.44	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	4974.52	0.00	9755.87	360.00	360.00	25.0
M10X	ex C4	-7293.7	-6078.1	2.00	1.20	0.60	0.00	11437.74	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	6031.99	0.00	5359.69	360.00	360.00	25.0
M11X	ex C4	-7285.3	-428.5	2.00	1.20	0.60	0.00	11424.72	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	6028.76	0.00	10996.17	360.00	360.00	25.0
M12X	ex C4	-4990.2	-4158.5	2.00	1.20	0.60	0.00	8209.30	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	5318.04	0.00	4050.76	360.00	360.00	25.0
M13X	ex C4	-4900.8	-4084.0	2.00	1.20	0.60	0.00	8067.05	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	5282.27	0.00	3983.02	360.00	360.00	25.0

Nota: Elaboración propia

- ✓ En la tabla 100 se muestra el diseño del primer piso en la dirección X-X se admite que el primero nivel falle por corte, y en la intersección entre 2 muros ortogonales se utilizara el mayor esfuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

Tabla 101

Piso 1 – Determinación del refuerzo longitudinal y estribos X-X

Muro		Ac (cm ²)	An (cm ²)	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	As- requerida (cm ²)	Arreglo	As- existente (cm ²)	tn (cm)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	Smin (cm)	Zona de confn	Distribuci on	
M1X	ex	C3	420.00	260.00	3.45	0.95	4.40	6 φ 3/8"	4.32	10.00	8.23	12.67	7.50	10.00	7.50	45.00	7.00
	in	C2	350.00	210.00	2.30	0.00	2.30	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M2X	ex	C3	350.00	210.00	2.73	0.00	2.73	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	in	C2	350.00	210.00	1.82	0.00	1.82	4 φ 8mm	2.01	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M3X	ex	C2	350.00	210.00	2.15	0.00	2.15	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	ex	C2	350.00	210.00	2.15	0.00	2.15	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M4X	ex	C2	350.00	210.00	2.15	0.00	2.15	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	ex	C2	350.00	210.00	2.15	0.00	2.15	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M5X	ex	C3	420.00	260.00	3.38	0.00	3.38	6 φ 3/8"	4.32	10.00	8.23	12.67	7.50	10.00	7.50	45.00	7.00
	in	C2	350.00	210.00	2.25	0.00	2.25	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M6X	ex	C3	420.00	260.00	3.38	0.00	3.38	6 φ 3/8"	4.32	10.00	8.23	12.67	7.50	10.00	7.50	45.00	7.00
	in	C2	350.00	210.00	2.25	0.00	2.25	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M7X	ex	C2	350.00	210.00	1.75	0.00	1.75	4 φ3/8"	2.88	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	in	C7	350.00	210.00	1.17	2.27	3.44	6 φ 3/8"	4.32	10.00	7.60	12.67	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M8X	ex	C4	600.00	420.00	1.39	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	ex	C1	600.00	420.00	1.39	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M9X	ex	C4	600.00	420.00	1.39	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
	ex	C1	600.00	420.00	1.39	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M10X	ex	C4	600.00	420.00	1.69	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M11X	ex	C4	600.00	420.00	1.69	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M12X	ex	C4	600.00	420.00	1.49	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	10.00	5.00	45.00	8.00
M13X	ex	C4	600.00	420.00	1.48	0.00	2.50	4 φ3/8"	2.88	20.00	5.91	6.33	6.25	11.00	5.00	46.00	8.00

Nota: Elaboración propia

- ✓ En la tabla 101 se muestra el acero longitudinal que requiere cada muro como también el espaciamiento de estribos necesarios en una zona de confinamiento de 45cm.

Tabla 102

Piso 1 – Diseño de los muros Agrietados Y-Y

Muro		M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas	Long. Paño Mayor, Lm (m)	0.5 L (m)	Pt (Kg)	Pc (Kg)	δ	As (cm ²)	Arreglo	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)	An (cm ²)	Acf (cm ²)	D (cm)	
M1Y	ex	C1	228604	23763	4.00	4.31	4.81	13503	28180	0.80	5.76	8 ϕ 3/8"	10207	0.00	51943	426.04	343.10	35.00
	in	C2	228604	23763	4.00	4.31	4.81	5885	20561	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	6805	659.40	9951	210.00	228.73	25.00
M2Y	ex	C1	233251	24246	4.00	4.31	4.81	13694	28304	0.80	5.76	8 ϕ 3/8"	10198	0.00	52551	433.33	342.79	35.00
	in	C2	233251	24246	4.00	4.31	4.81	5902	20513	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	6799	688.58	9912	210.00	228.53	25.00
M3Y	ex	C6	-1096	-365	2.00	3.00	1.50	0	20701	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	17586	0.00	20336	360.00	591.12	25.00
M4Y	ex	C6	-511	-170	2.00	3.00	1.50	0	20671	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	17648	0.00	20501	360.00	593.20	25.00
M5Y	ex	C5	-10492	-5246	2.00	2.00	1.00	0	15978	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	10582	0.00	10732	360.00	360.00	25.00
M6Y	ex	C5	-10231	-5116	2.00	2.00	1.00	0	15981	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	10615	0.00	10865	360.00	360.00	25.00
M7Y	ex	C2	-2499	-833	3.00	1.80	1.50	6030	14140	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	5086	0.00	13307	210.00	210.00	25.00
	ex	C2	-2499	-833	3.00	1.80	1.50	0	8111	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	3391	14495.69	7278	210.00	210.00	25.00
M8Y	ex	C2	-2219	-1110	3.00	1.80	1.50	6039	11891	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	5087	0.00	10781	210.00	210.00	25.00
	ex	C2	-2219	-1110	3.00	1.80	1.50	0	8116	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	3392	15256.01	7007	210.00	210.00	25.00
M9Y	ex	C3	1258	419	2.00	3.24	1.62	5792	16669	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	11687	0.00	17088	210.00	392.85	30.00
	ex	C3	1258	419	2.00	3.24	1.62	0	10876	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	11687	0.00	11296	210.00	392.85	30.00
M10Y	ex	C3	1505	502	2.00	3.24	1.62	5792	16669	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	11687	0.00	17171	210.00	392.85	30.00
	ex	C3	11471	502	2.00	3.24	1.62	0	10877	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	11687	0.00	11378	210.00	392.85	30.00
M11Y	ex	C8	11471	3541	2.00	2.85	1.62	0	7747	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	4475	0.00	11287	210.00	210.00	25.00
	in	C8	11471	3541	2.00	2.85	1.43	4658	12404	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	2983	0.00	7694	210.00	346.31	25.00
M12Y	ex	C7	-1807	558	2.00	2.85	1.43	0	9665	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	10303	0.00	10223	210.00	346.31	25.00
	in	C7	-1807	558	2.00	2.85	1.43	4658	14322	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	6868	7367.38	3478	210.00	230.87	25.00
M13Y	in	C2	53714	18847	3.00	4.11	4.08	13551	30030	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	7259	0.00	19433	210.00	244.02	25.00
	in	C2	53714	18847	3.00	4.11	4.08	11553	28032	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	7259	0.00	17434	210.00	244.02	25.00

Nota: Elaboración propia

- ✓ Diseño del primer piso en la dirección Y-Y se admite que el primero nivel falle por corte, y en la intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizara el mayor esfuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

Tabla 103

Piso 1 – Determinación de acero longitudinal y estribos Y-Y

Muro		Ac (cm ²)	An (cm ²)	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	As-requerida (cm ²)	Arreglo	As-existente (cm ²)	tn (cm)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	Smin (cm)	Zona de confn	Distribucion
M1Y	ex C1	490.000	310.000	2.859	0.000	2.859	6 φ 3/8"	4.320	10.000	8.727	12.668	8.750	10.000	7.500	45.000	7.000
	in C2	350.000	210.000	1.906	0.185	2.091	4 φ3/8"	2.880	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M2Y	ex C1	490.000	310.000	2.857	0.000	2.857	6 φ 3/8"	4.320	10.000	8.727	12.668	8.750	10.000	7.500	45.000	7.000
	in C2	350.000	210.000	1.904	0.193	2.097	4 φ3/8"	2.880	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M3Y	ex C6	600.000	420.000	4.926	0.000	4.926	4 φ1/2"	5.080	20.000	5.912	6.334	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M4Y	ex C6	600.000	420.000	4.943	0.000	4.943	4 φ1/2"	5.080	20.000	5.912	6.334	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M5Y	ex C5	600.000	420.000	2.964	0.000	2.964	6 φ 3/8"	4.320	20.000	5.912	6.334	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M6Y	ex C5	600.000	420.000	2.973	0.000	2.973	6 φ 3/8"	4.320	20.000	5.912	6.334	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M7Y	ex C2	350.000	210.000	1.425	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
	ex C2	350.000	210.000	0.950	4.060	5.010	4 φ1/2"	5.080	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M8Y	ex C2	350.000	210.000	1.425	0.000	1.458	4 φ1/2"	5.080	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
	ex C2	350.000	210.000	0.950	4.273	5.223	4 φ1/2"	5.080	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M9Y	ex C3	420.000	260.000	3.274	0.000	3.274	4 φ1/2"	5.080	10.000	8.234	12.668	7.500	10.000	7.500	45.000	7.000
	ex C3	420.000	260.000	3.274	0.000	3.274	4 φ1/2"	5.080	10.000	8.234	12.668	7.500	10.000	7.500	45.000	7.000
M10Y	ex C3	420.000	260.000	3.274	0.000	3.274	4 φ1/2"	5.080	10.000	8.234	12.668	7.500	10.000	7.500	45.000	7.000
	ex C3	420.000	260.000	3.274	0.000	3.274	4 φ1/2"	5.080	10.000	8.234	12.668	7.500	10.000	7.500	45.000	7.000
M11Y	ex C8	350.000	210.000	1.254	0.000	1.458	6 φ 3/8"	4.320	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
	in C8	350.000	210.000	0.836	0.000	1.458	6 φ 3/8"	4.320	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M12Y	ex C7	350.000	210.000	2.886	0.000	2.886	6 φ 3/8"	4.320	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
	in C7	350.000	210.000	1.924	2.064	3.988	6 φ 3/8"	4.320	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
M13Y	in C2	350.000	210.000	2.033	0.000	2.033	4 φ3/8"	2.880	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000
	in C2	350.000	210.000	2.033	0.000	2.033	4 φ3/8"	2.880	10.000	7.601	12.668	6.250	10.000	5.000	45.000	10.000

Nota: Elaboración propia

- ✓ En la tabla 103 se muestra el acero longitudinal que requiere cada muro como también el espaciamiento de estribos necesarios en una zona de confinamiento de 45cm.

Tabla 104*Piso 1 – Vigas soleras*

DIRECCION X				
Muro	Ts	(Kg)	As-requerida	As-existente
			(cm²)	(cm²)
1X	16441.25		4.35	4 φ1/2"
2X	13012.19		3.44	4 φ1/2"
3X	7687.02		2.03	4 φ3/8"
4X	7689.69		2.03	4 φ3/8"
5X	12062.38		3.19	4 φ3/8"
6X	12070.59		3.19	4 φ3/8"
7X	4790.78		1.27	4 φ3/8"
8X	5783.57		1.53	4 φ3/8"
9X	4974.52		1.32	4 φ3/8"
10X	6031.99		1.60	4 φ3/8"
11X	6028.76		1.59	4 φ3/8"
12X	5318.04		1.41	4 φ3/8"
13X	5282.27		1.40	4 φ3/8"

*Nota: Elaboración propia***Tabla 105***Piso 1 – Vigas soleras*

Muro	Ts	(Kg)	As-requerida	Arreglo	As-existente
			(cm²)		(cm²)
1Y	15243.64		4.03	4 φ1/2"	5.08
2Y	15230.05		4.03	4 φ1/2"	5.08
3Y	17585.91		4.65	4 φ1/2"	5.08
4Y	17647.70		4.67	4 φ1/2"	5.08
5Y	10582.40		2.80	4 φ3/8"	2.88
6Y	10615.38		2.81	4 φ3/8"	2.88
7Y	6781.91		1.79	4 φ3/8"	2.88
8Y	6783.10		1.79	4 φ3/8"	2.88
9Y	11687.16		3.09	4 φ1/2"	5.08
10Y	11687.26		3.09	4 φ1/2"	5.08
11Y	5087.39		1.35	4 φ3/8"	2.88
12Y	10302.66		2.73	4 φ3/8"	2.88
13Y	10067.88		2.66	4 φ3/8"	2.88

Nota: Elaboración propia

- Las dimensiones finales de las columnas de amarre para el primer nivel serán:
CA-1: 14x35cm (6Ø3/8"), CA-2: 14x25cm (4Ø3/8"), CA-3: 14x30cm (6Ø3/8"),
CA-4: 24x25cm (4Ø3/8"), CA-5: 24x25cm (6Ø1/2"), CA-6: 24x30cm (4Ø1/2"),
CA-7: 14x25cm (6Ø3/8")
- Las dimensiones finales de las vigas de amarre para el primer nivel serán:
VA-1: 24x20cm (4Ø3/8"), VA-2: 14x20cm (4Ø3/8"),
VA-3: 24x20cm (4Ø1/2"), VA-4: 14x20cm (4Ø1/2")

4.2.4.5.6 Diseño de los muros no agrietados

Tabla 106

Piso 2 – Diseño de los muros no Agrietados X-X

Muro	M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas Nc	Long. Paño Mayor, Lm	0.5 L (m)	Pt (Kg)	Pc (Kg)	δ	As (cm ²)	Arreglo	T (Kg)	C (Kg)	An (cm ²)	D (cm)	
M1X	ex C3	167672	17837	3.00	4.70	4.70	0	13509	0.80	7.62	6 ϕ 1/2"	4329	31346	350.00	25.0
	in C2	167672	17837	3.00	4.70	4.70	9021	22530	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	12537	210.00	25.0
M2X	ex C3	110450	15130	3.00	3.65	3.65	3994	15472	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	30602	298.42	25.0
	in C2	110450	15130	3.00	3.65	3.65	18037	33509	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	23377	210.00	25.0
M3X	ex C2	9718	4628	2.00	2.10	1.05	0	5868	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	10495	210.00	25.0
	ex C2	9718	4628	2.00	2.10	1.05	4828	10695	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	15323	210.00	25.0
M4X	ex C2	9740	4638	2.00	2.10	1.05	0	5872	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	10511	210.00	25.0
	ex C2	9740	4638	2.00	2.10	1.05	4830	5872	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	10511	210.00	25.0
M5X	ex C3	24500	7424	2.00	3.30	1.65	0	8223	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	15647	210.00	25.0
	in C2	24500	7424	2.00	3.30	1.65	11053	19275	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	9051	210.00	25.0
M6X	ex C3	24488	7421	2.00	3.30	1.65	0	8223	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	15644	210.00	25.0
	in C2	24488	7421	2.00	3.30	1.65	11036	19259	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	9034	210.00	25.0
M7X	ex C2	137493	18835	5.00	1.40	3.65	0	5731	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	13103	24566	225.96	25.0
	in C7	137493	18835	5.00	1.40	3.65	3615	9346	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	10372	513	210.00	25.0
M8X	ex C4	2899	2415	2.00	1.20	0.60	0	4298	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	6714	360.00	25.0
	ex C1	2899	2415	2.00	1.20	0.60	4950	9248	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	11664	360.00	25.0
M9X	ex C4	2907	2422	2.00	1.20	0.60	0	4321	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	6744	360.00	25.0
	ex C1	2907	2422	2.00	1.20	0.60	4621	8942	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	11365	360.00	25.0
M10X	ex C4	1393	1161	2.00	1.20	0.60	0	8092	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	9253	360.00	25.0
M11X	ex C4	1390	82	2.00	1.20	0.60	0	8081	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	8163	360.00	25.0
M12X	ex C4	1560	1300	2.00	1.20	0.60	0	5896	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	7196	360.00	25.0
M13X	ex C4	1527	1273	2.00	1.20	0.60	0	5838	0.80	2.011	4 ϕ 8mm	0	7111	360.00	25.0

Nota: Elaboración propia

- ✓ En la tabla 106 se muestra el diseño de los elementos de confinamiento del segundo piso en la dirección X-X se diseñará como muros no agrietados. La intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizará el mayor esfuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

Tabla 107

Piso 2 – Diseño de los muros no Agrietados Y-Y

Muro		M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas	Long. Paño Mayor,Lm (m)	0.5 L (m)	Pt (Kg)	Pc (Kg)	δ	As (cm ²)	Arreglo	T (Kg)	C (Kg)	An (cm ²)	D (cm)	
M1Y	ex	C1	223283	23210	4.00	4.31	4.81	10316	21364	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	1846	44574	386.95	30.00
	in	C2	223283	23210	4.00	4.31	4.81	4111	15159	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	5020	5069	210.00	25.00
M2Y	ex	C1	225307	23421	4.00	4.31	4.81	10371	21402	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	2019	44823	389.94	30.00
	in	C2	225307	23421	4.00	4.31	4.81	4112	15143	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	5032	5055	210.00	25.00
M3Y	ex	C6	12554	4185	2.00	3.00	1.50	0	15121	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	0	19306	360.00	25.00
M4Y	ex	C6	12451	4150	2.00	3.00	1.50	0	15107	0.80	4.32	6 ϕ 3/8"	0	19257	360.00	25.00
M5Y	ex	C5	1974	987	2.00	2.00	1.00	0	11604	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	12591	360.00	25.00
M6Y	ex	C5	1952	976	2.00	2.00	1.00	0	11607	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	12583	360.00	25.00
M7Y	ex	C2	11876	3959	3.00	1.80	1.50	4694	10441	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	14400	210.00	25.00
	ex	C2	11876	3959	3.00	1.80	1.50	0	5747	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	15228	9706	210.00	25.00
M8Y	ex	C2	11901	5950	3.00	1.80	1.50	4698	8686	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	14636	210.00	25.00
	ex	C2	11901	5950	3.00	1.80	1.50	0	5749	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	16162	11700	210.00	25.00
M9Y	ex	C3	23245	7748	2.00	3.24	1.62	4304	12006	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	19754	210.00	25.00
	ex	C3	23245	7748	2.00	3.24	1.62	0	7701	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	47	15449	210.00	25.00
M10Y	ex	C3	23280	7760	2.00	3.24	1.62	4304	12008	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	19768	210.00	25.00
	ex	C3	11291	7760	2.00	3.24	1.62	0	7703	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	57	15463	210.00	25.00
M11Y	ex	C8	11291	3485	2.00	2.85	1.62	0	5645	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	9131	210.00	25.00
	in	C8	11291	3485	2.00	2.85	1.43	3582	9227	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	8494	367	210.00	25.00
M12Y	ex	C7	19927	6151	2.00	2.85	1.43	0	6833	0.80	2.01	4 ϕ 8mm	0	12984	210.00	25.00
	in	C7	19927	6151	2.00	2.85	1.43	3582	10415	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	9903	256	210.00	25.00
M13Y	in	C2	147273	51675	3.00	4.11	4.08	10132	22156	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	12124	210.00	25.00
	in	C2	147273	51675	3.00	4.11	4.08	8585	20610	1.00	2.01	4 ϕ 8mm	0	10578	210.00	25.00

Nota: Elaboración propia

- ✓ En la tabla 107 se diseñó de los elementos de confinamiento del segundo piso en la dirección Y-Y se diseñará como muros no agrietados. La intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizará el mayor esfuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros.

Tabla 108:**Piso 2 – Determinación de acero longitudinal X-X**

Muro			Ac (cm ²)	An (cm ²)	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	As-requerida (cm ²)	Arreglo	As-existente (cm ²)
M1X	ex	C3	350.00	210.00	1.458	1.212	2.67	4 φ3/8"	2.88
	in	C2	350.00	210.00			acero minimo		
M2X	ex	C3	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
	in	C2	350.00	210.00			acero minimo		
M3X	ex	C2	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
	ex	C2	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
M4X	ex	C2	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
	ex	C2	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
M5X	ex	C3	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
	in	C2	350.00	210.00			acero minimo		
M6X	ex	C3	350.00	210.00	1.458	0.000	1.46	4 φ3/8"	2.88
	in	C2	350.00	210.00			acero minimo		
M7X	ex	C2	350.00	210.00	1.458	3.670	5.13	4 φ3/8"	2.88
	in	C7	350.00	210.00			acero minimo		
M8X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
	ex	C1	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
M9X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
	ex	C1	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
M10X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
M11X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
M12X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88
M13X	ex	C4	600.00	420.00	2.500	0.000	2.50	4 φ3/8"	2.88

Nota: Elaboración propia

Tabla 109**Piso 2 – Determinación de acero longitudinal Y-Y**

Muro			Ac (cm ²)	An (cm ²)	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	As-requerida (cm ²)	Arreglo	As-existente (cm ²)
M1Y	ex	C1	420.000	260.000	1.750	0.517	1.750	4 φ3/8"	2.880
	in	C2	350.000	210.000			acero minimo		
M2Y	ex	C1	420.000	260.000	1.750	0.565	1.750	4 φ3/8"	2.880
	in	C2	350.000	210.000			acero minimo		
M3Y	ex	C6	600.000	420.000	2.500	0.000	2.500	4 φ3/8"	2.880
M4Y	ex	C6	600.000	420.000	2.500	0.000	2.500	4 φ3/8"	2.880
M5Y	ex	C5	600.000	420.000	2.500	0.000	2.500	4 φ3/8"	2.880
M6Y	ex	C5	600.000	420.000	2.500	0.000	2.500	4 φ3/8"	2.880
M7Y	ex	C2	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	ex	C2	350.000	210.000	1.458	4.266	4.266	4 φ3/8"	2.880
M8Y	ex	C2	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	ex	C2	350.000	210.000	1.458	4.527	4.527	4 φ3/8"	2.880
M9Y	ex	C3	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	ex	C3	350.000	210.000	1.458	0.013	1.458	4 φ3/8"	2.880
M10Y	ex	C3	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	ex	C3	350.000	210.000	1.458	0.016	1.458	4 φ3/8"	2.880
M11Y	ex	C8	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	in	C8	350.000	210.000			acero minimo		
M12Y	ex	C7	350.000	210.000	1.458	0.000	1.458	4 φ3/8"	2.880
	in	C7	350.000	210.000			acero minimo		
M13Y	in	C2	350.000	210.000			acero minimo		
	in	C2	350.000	210.000			acero minimo		

Nota: Elaboración propia

Tabla 110*Piso 2 – Viga solera*

Muro	Ts	(Kg)	As-requerida (cm ²)	Arreglo	As-existente (cm ²)
1X	10221.00		2.70	4 φ3/8"	2.88
2X	12313.29		3.26	4 φ3/8"	2.88
3X	3177.96		0.84	4 φ3/8"	2.88
4X	3182.40		0.84	4 φ3/8"	2.88
5X	6737.12		1.78	4 φ3/8"	2.88
6X	6731.60		1.78	4 φ3/8"	2.88
7X	6203.32		1.64	4 φ3/8"	2.88
8X	1000.46		0.26	4 φ 8mm	2.01
9X	1004.24		0.27	4 φ 8mm	2.01
10X	552.18		0.15	4 φ 8mm	2.01
11X	550.77		0.15	4 φ 8mm	2.01
12X	618.29		0.16	4 φ 8mm	2.01
13X	606.23		0.16	4 φ 8mm	2.01

Nota: Elaboración propia

Tabla 111*Piso 2 – Viga solera*

Muro	Ts	(Kg)	As- requerida (cm ²)	Arreglo	As-existente (cm ²)
1Y	12746.14		3.37	4 φ1/2"	5.08
2Y	12887.72		3.41	4 φ1/2"	5.08
3Y	2835.42		0.75	4 φ 8mm	2.01
4Y	2829.77		0.75	4 φ 8mm	2.01
5Y	352.11		0.09	4 φ 8mm	2.01
6Y	339.62		0.09	4 φ 8mm	2.01
7Y	1723.46		0.46	4 φ 8mm	2.01
8Y	1736.96		0.46	4 φ 8mm	2.01
9Y	6565.05		1.74	4 φ 8mm	2.01
10Y	6586.20		1.74	4 φ 8mm	2.01
11Y	1745.46		0.46	4 φ 8mm	2.01
12Y	6023.45		1.59	4 φ 8mm	2.01
13Y	8895.49		2.35	4 φ3/8"	2.88

Nota: Elaboración propia

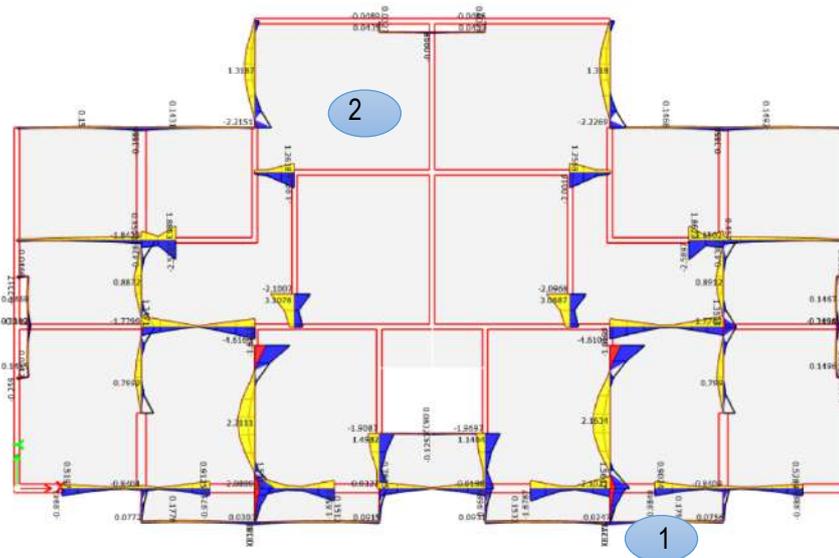
- Las dimensiones finales de las columnas de amarre para el segundo nivel:
 - ✓ CA-1: 14x25cm (4φ3/8"), CA-2: 14x25cm (4φ3/8"), CA-3: 14x25cm (4φ3/8"), CA-4: 24x25cm (4φ3/8"), CA-5: 24x25cm (4φ3/8"), CA-6: 24x25cm (4φ3/8"), CA-7: 14x25cm (4φ3/8")

- Las dimensiones finales de las vigas de amarre para el primer nivel serán las mismas del primer nivel:
 - ✓ VA-1: 24x20cm (4 ϕ 3/8"), VA-2: 14x20cm (4 ϕ 3/8"),
 - ✓ VA-3: 24x20cm (4 ϕ 1/2"), VA-4: 14x20cm (4 ϕ 1/2")

4.2.4.6 Diseño sísmico de vigas

Figura 138

Diagrama de momento flector

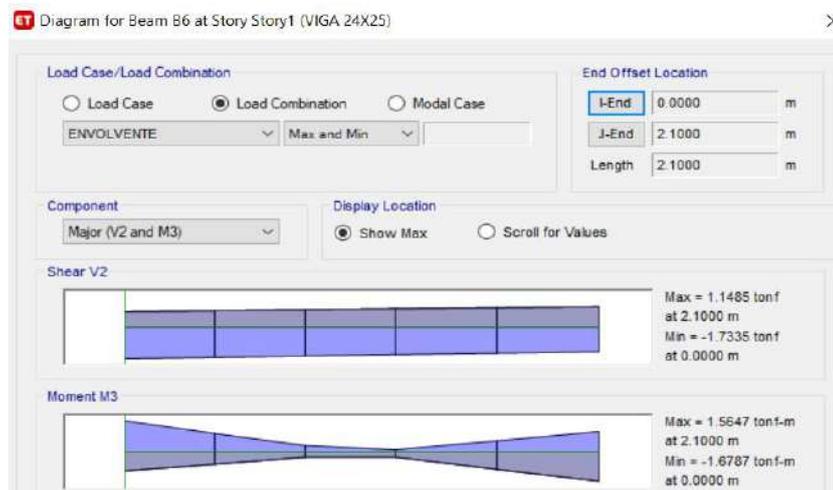


Nota: Elaboración propia

4.2.4.6.1 Diseño sísmico de Viga (1)

Figura 139

Resultados del programa Etabs - DMF y DFC



Nota: Elaboración propia

- Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0177$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0133$$

$$A_{S_{\text{maximo}}} = 7.17 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de “a”

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 2.27 \text{ cm}$$

$$a(-)= 2.44 \text{ cm}$$

- Cálculo de viga simplemente reforzada

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s (+) = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 2.08 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

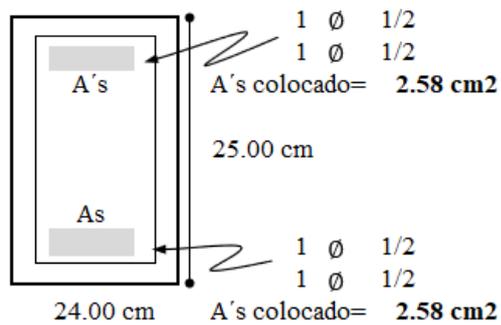
$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 1.80 \text{ cm}^2$$

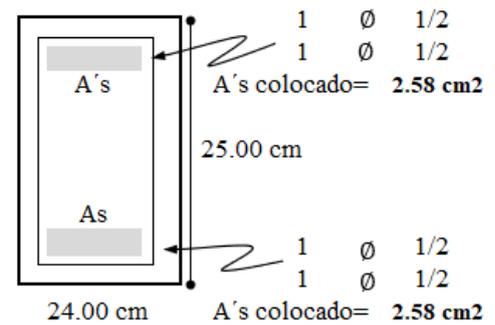
$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{S_{\text{Min}}} = 1.80 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



- Análisis de la sección

As colocado máximo = 2.58 cm² (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s\text{colocado}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 3.0 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = 0.9 * A_{s\text{colocado}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n = 2.05 \text{ Tn - m}$$

$$M_u = 1.67 \text{ Tn - m}$$

Comprobando el diseño: $\emptyset M_n > M_n$ ¡ Cumple!

- Resistencia al cortante de vigas

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 24 * 22.5$$

$$V_c = 3.79 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 22, se tiene como cortante máxima:

Por lo tanto:

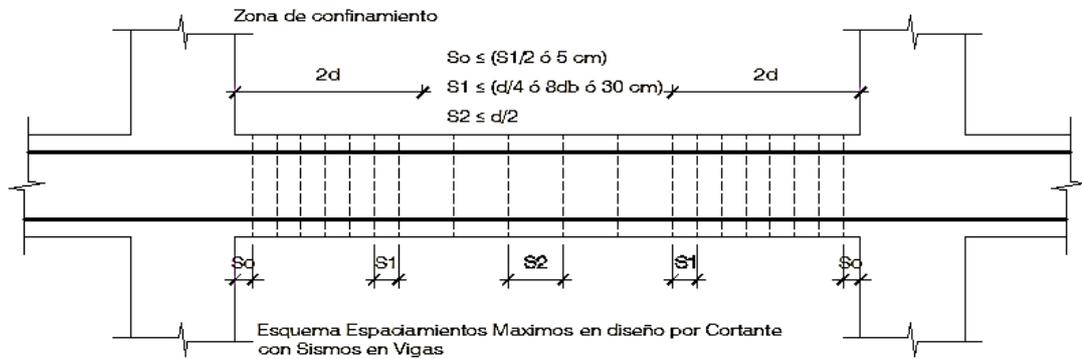
$$\emptyset V_c < V_u \quad \text{¡ Cumple!}$$

$$V_u = 1.73 \text{ Tn}$$

Entonces:

Figura 140

Esquema de espaciamiento en diseño por cortante



Nota: Elaboración propia

Cálculo de espaciamiento:

$$S_0 = 0.05$$

$$S_1 = \frac{d}{4} = 0.13\text{m}$$

$$S_2 = 8d_b = 0.10\text{m}$$

$$S_2 = 0.3\text{m}$$

$$S_2 = \frac{d}{2} = 0.125\text{m}$$

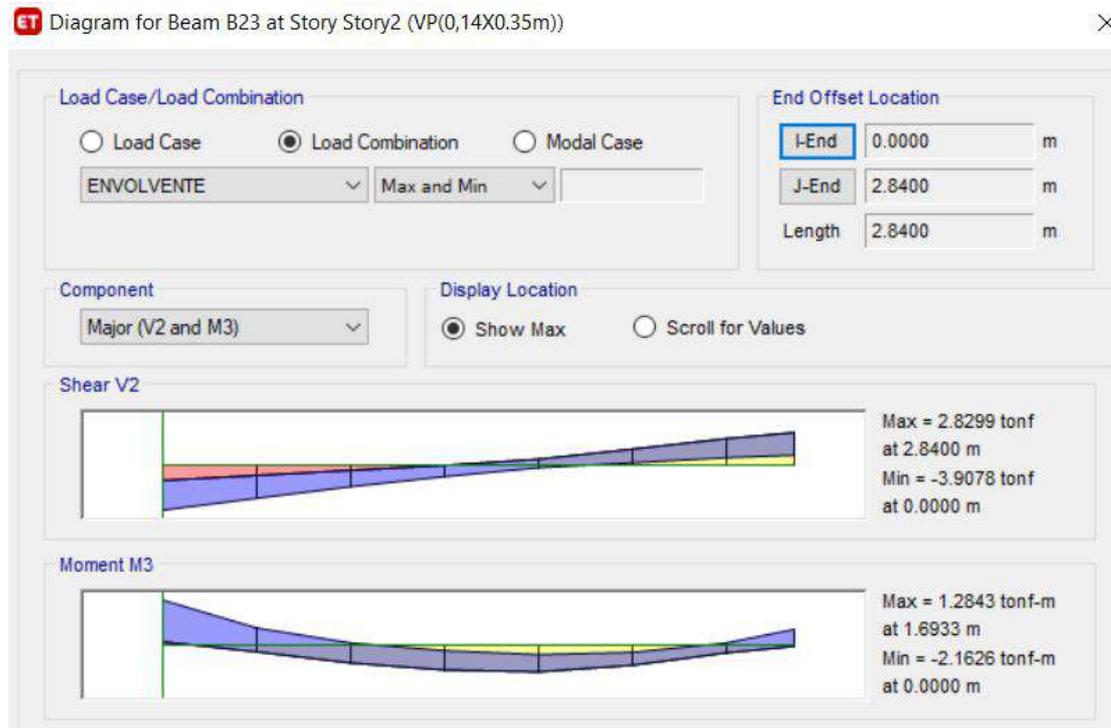
Se utilizará:

	1	@	0.05 m
∅ 1/4	5	@	0.10 m
	r	@	0.15 m

4.2.4.6.2 Diseño sísmico de Viga (2)

Figura 141

Resultados del programa Etabs - DMF y DFC



Nota: Elaboración propia

- Cálculo de acero máximo

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

$$\rho_b = 0.0177$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\text{maximo}} = 0.0133$$

$$A_{S_{\text{maximo}}} = 6.14 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de "a"

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * \phi * f'_c * b}}$$

$$a(+)= 2.15 \text{ cm}$$

$$a(-)= 3.70 \text{ cm}$$

- Cálculo de viga simplemente reforzada

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

$$A_s (+) = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = 1.83 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo: viga simplemente reforzada

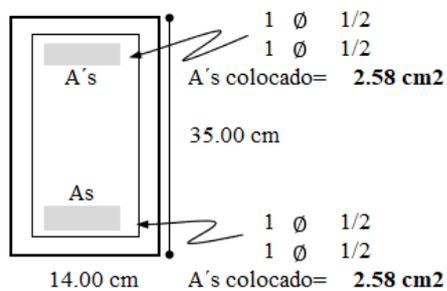
$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 1.54 \text{ cm}^2$$

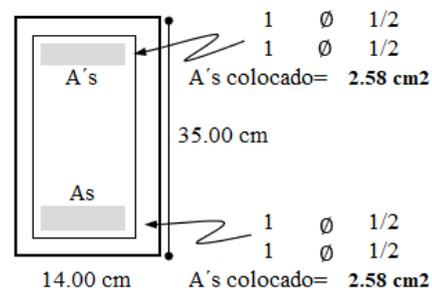
$$A_{s_{\text{Min}}} = 0.0033 * b * d = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s_{\text{Min}}} = 1.54 \text{ cm}^2}$$

Diseño para Momento Positivo



Diseño para Momento Negativo



- Análisis de la sección

As colocado máximo = 2.58 cm² (Diseño para Momento Positivo)

$$a_v = \frac{A_{s_{\text{colocado}}} * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a_v = 5.1 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_{s_{\text{colocado}}} * f_y * \left((h - r_v) - \frac{a_v}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 2.87 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 2.16 \text{ Tn} - \text{m}$$

Comprobando el diseño: $\phi M_n > M_n$ ¡Cumple!

- Resistencia al cortante de vigas

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 14 * 32$$

$$V_c = 3.24 Tn$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 23, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 3.90 Tn$$

Por lo tanto:

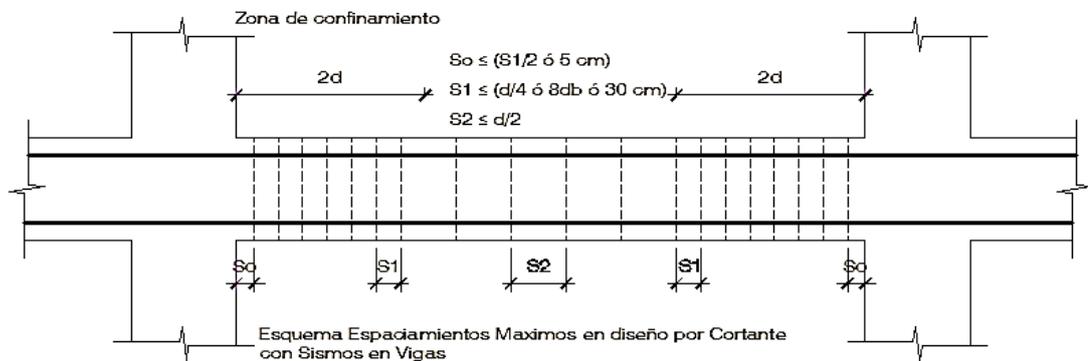
$$\phi V_c < V_u \quad ; \text{ No Cumple!}$$

Entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1.35$$

Figura 142

Esquema de espaciamiento en diseño por cortante



Nota: Elaboración propia

Cálculo de espaciamento:

$$S_0 = 0.05$$

$$S_1 = \frac{d}{4} = 0.15m$$

$$S_2 = 8db = 0.10m$$

$$S_2 = 0.3m$$

$$S_2 = \frac{d}{2} = 0.175m$$

Se utilizará:

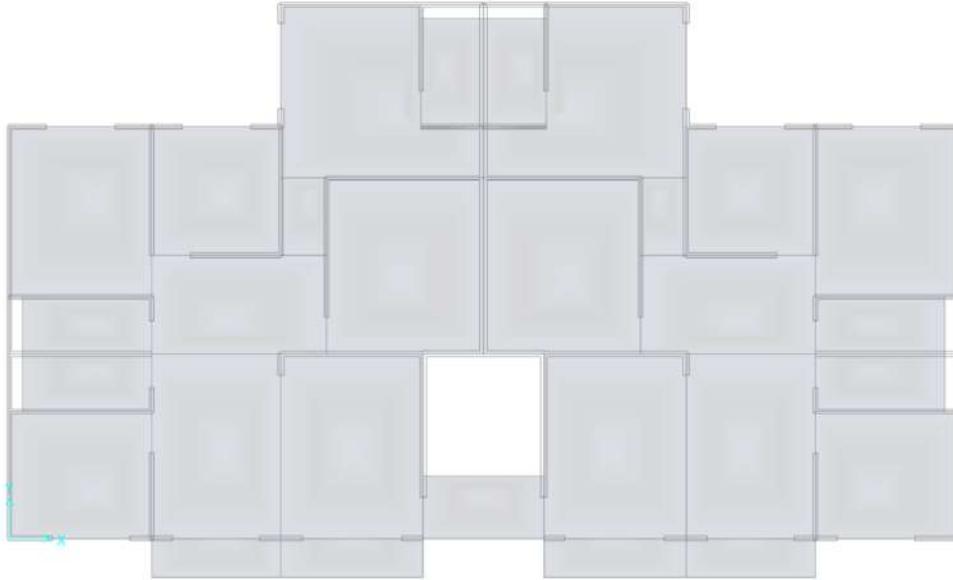
	1	@	0.05 m
∅ 3/8	7	@	0.10 m
	r	@	0.20 m

4.2.4.7 Diseño de losa Aligerada

4.2.4.7.1 Análisis por cargas de servicio

Figura 143

Losa Típica, 1er, 2do y 3er Nivel



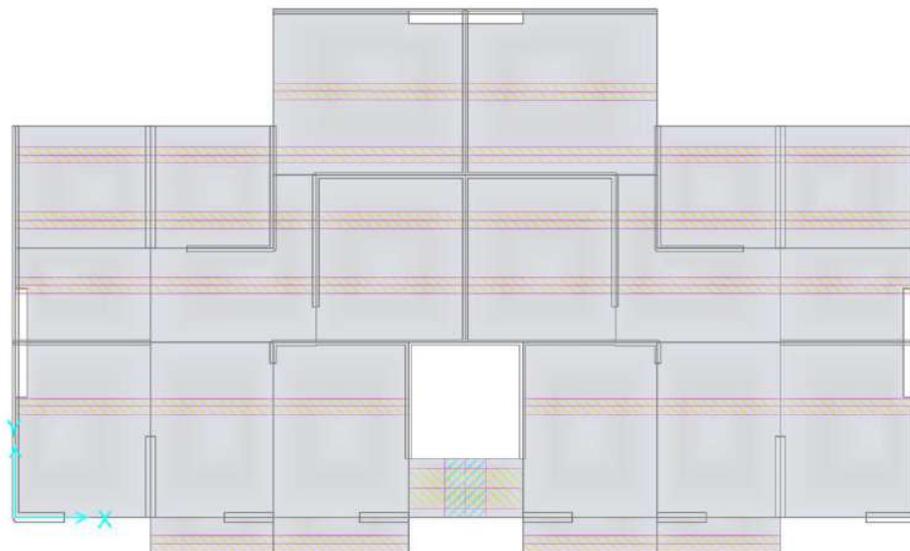
Nota: Elaboración propia

4.2.4.7.2 Diseño de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

4.2.4.7.2.1 Franjas de Diseño para losa típica 1er, 2do y 3er nivel

Figura 144

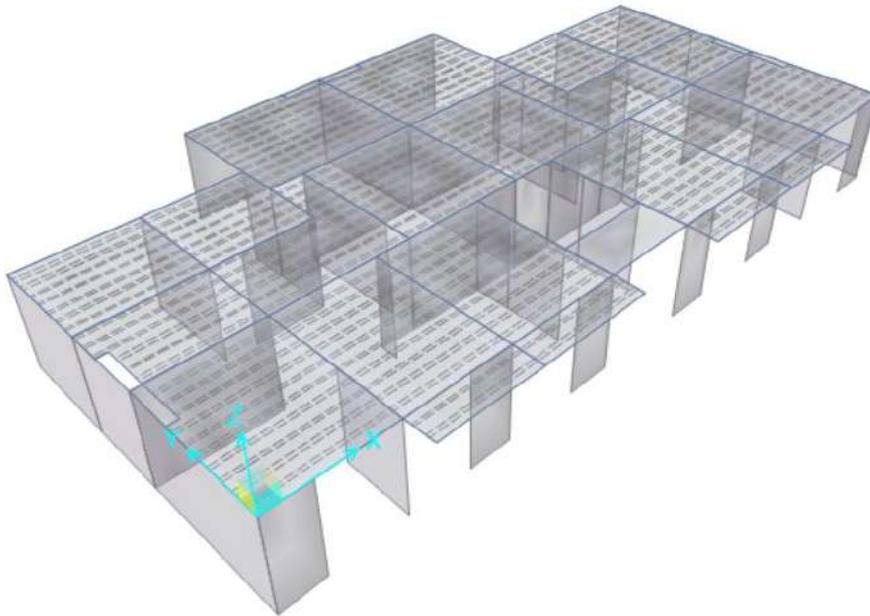
Asignación de franjas de diseño en losa aligerada, eje X-X (Rojo)



Nota: Elaboración propia

Figura 145

Vista de 3D de losa típica en programa Safe



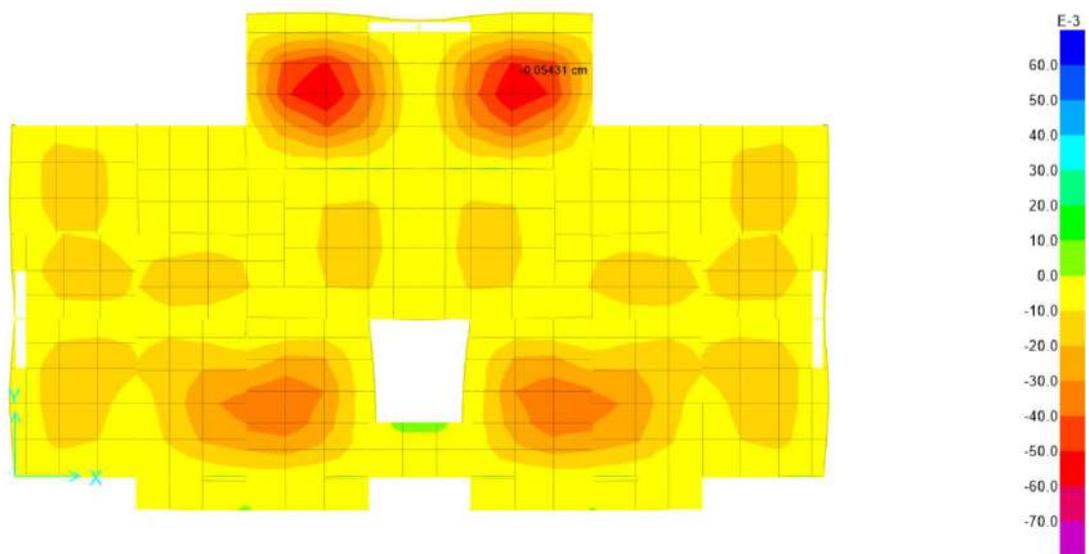
Nota: Elaboración propia

4.2.4.7.2 Deformada de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

- Deformada debido a Carga Muerta (CM)

Figura 146

Deformada de losa típica debido a Carga Muerta (CM)

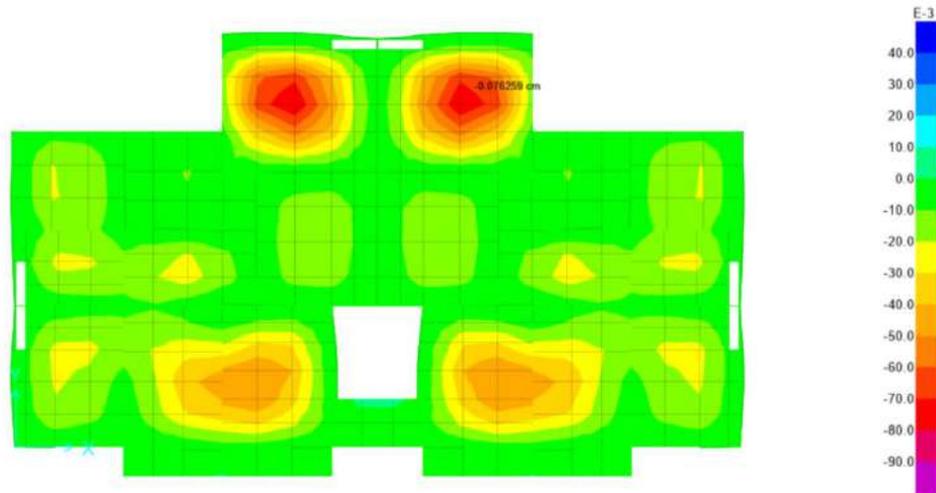


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga Viva (CV)

Figura 147:

Deformada de losa típica debido a Carga Viva (CV)

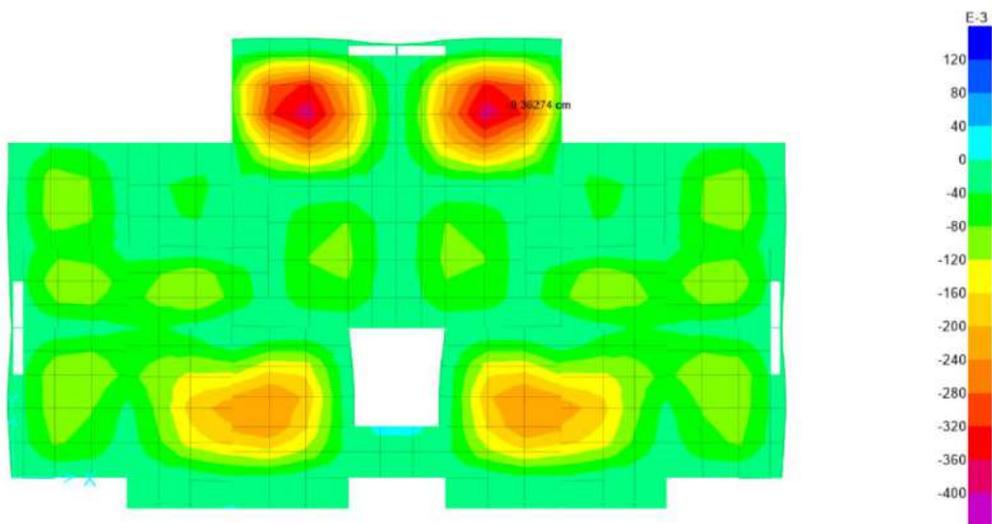


Nota: Elaboración propia

- Deformada debido a Carga de Servicio (CS)

Figura 148

Deformada de losa típica debido a Carga de Servicio (CS)

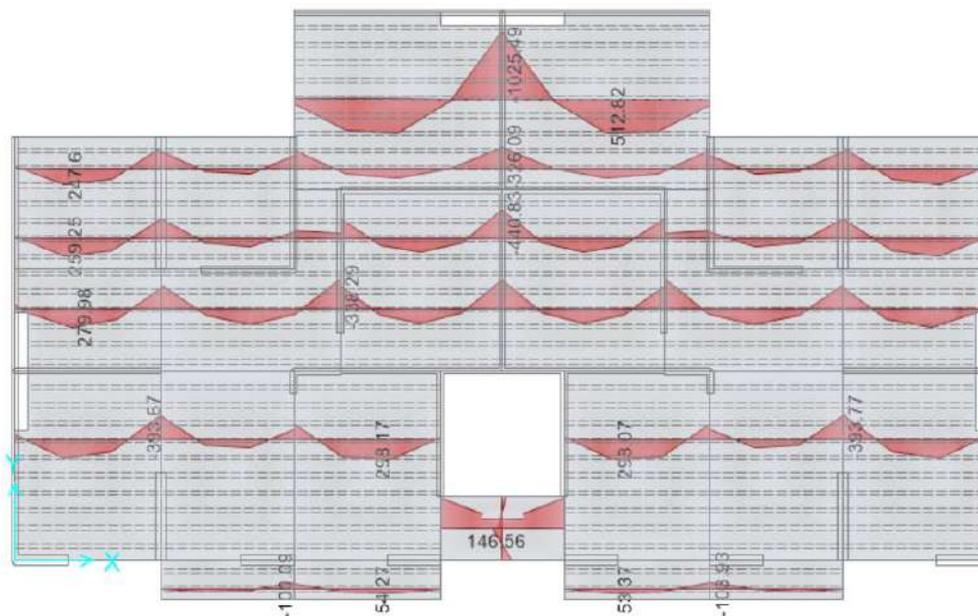


Nota: Elaboración propia

4.2.4.7.2.3 Diagrama de Momento Flector (DMF)

Figura 149

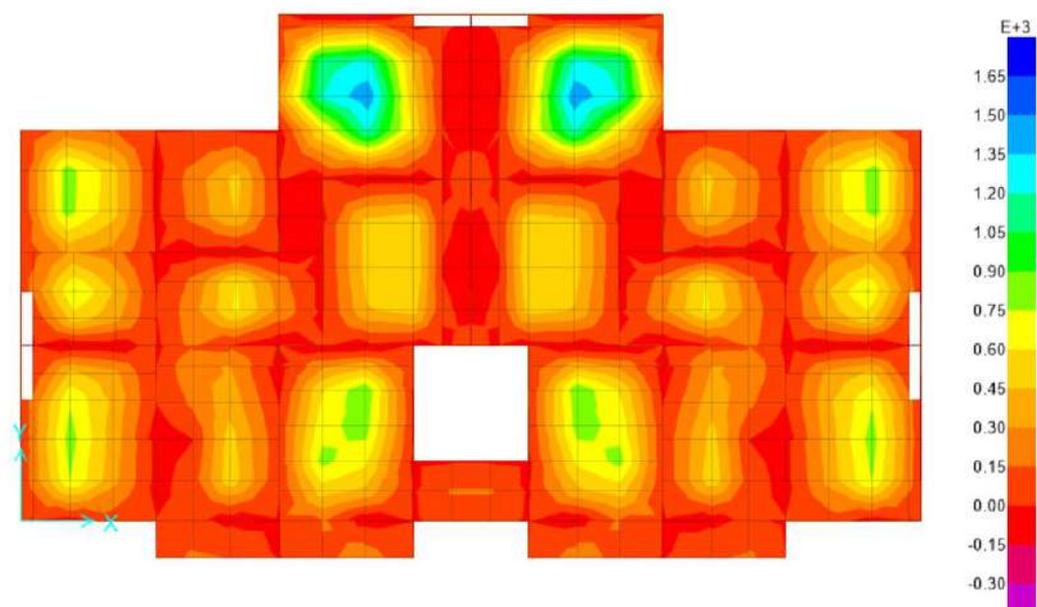
Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño X-X



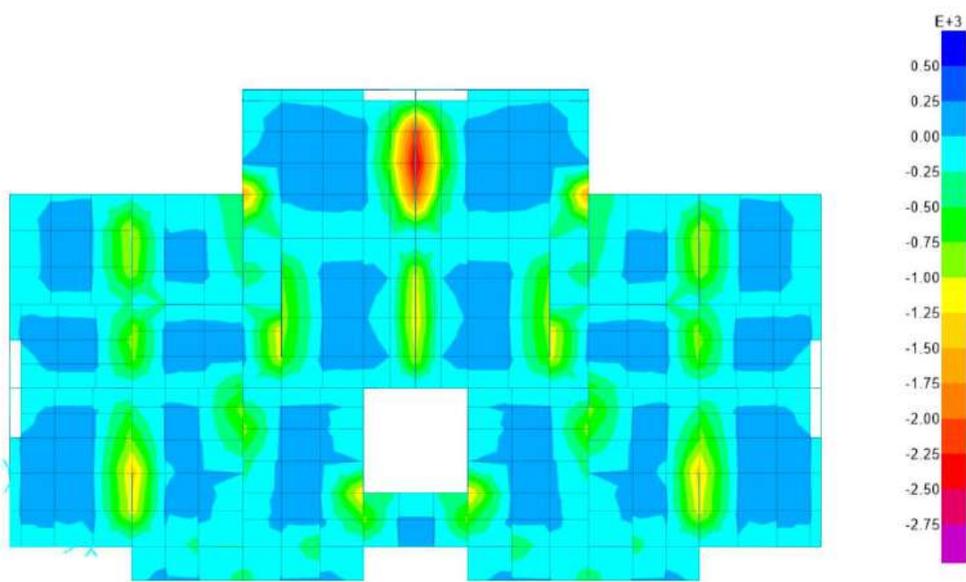
Nota: Elaboración propia

Figura 150

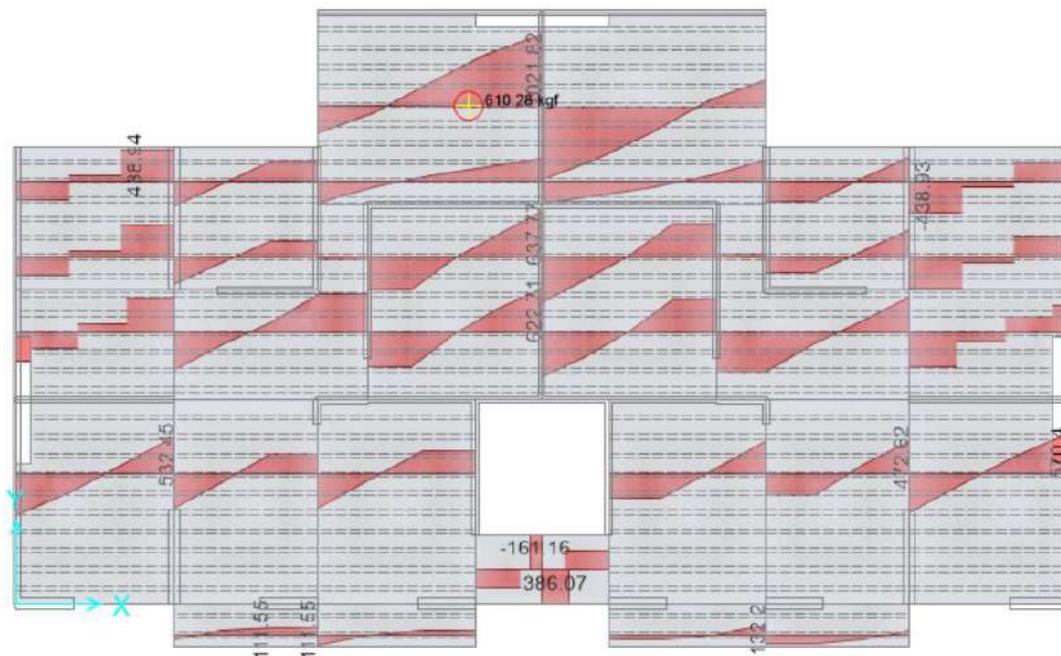
Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmax



Nota: Elaboración propia

Figura 151*Diagrama de Momento Flector – Slab Stress Mmin**Nota: Elaboración propia*

4.2.4.7.2.4 Diagrama de Fuerza Cortante (DFC)

Figura 152*Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño X-X**Nota: Elaboración propia*

4.2.4.7.2.5 Diseño a flexión de losa típica 1er, 2do y 3er nivel

Cálculo del acero mínimo en losa aligerada:

Datos

$$f'c = 175\text{kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$b = 40 \quad d = 17$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.75\sqrt{f'c}}{f_y} b \cdot d = 0.40\text{cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} b \cdot d = 0.56\text{cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.56\text{cm}^2$$

Cálculo del acero positivo máximo:

$$M+ = 516.06\text{kg} - \text{m}$$

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M+}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$w = 0.02567$$

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} = 0.001070$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0.77$$

Cálculo del acero negativo máximo:

Datos

$$f'c = 175\text{kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200\text{kg/cm}^2$$

$$b = 10 \quad d = 17$$

$$M+ = 1028.14\text{kg} - \text{m}$$

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7M+}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}}$$

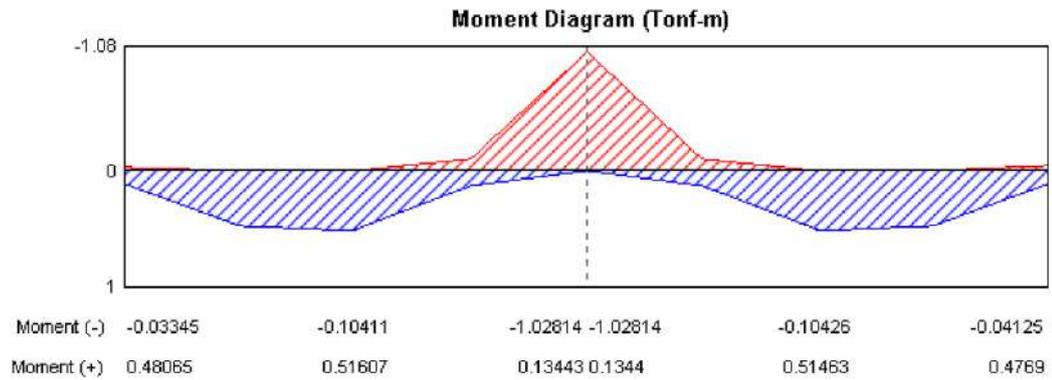
$$w = 0.234$$

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} = 0.009$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 1.75\text{cm}^2$$

Figura 153

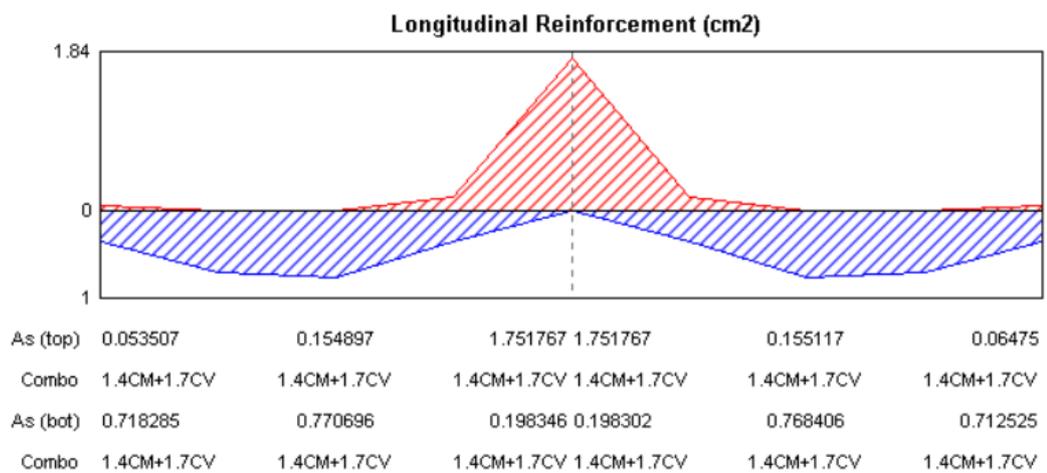
Diagrama de Momento flector del programa Safe



Nota: Elaboración propia

Figura 154

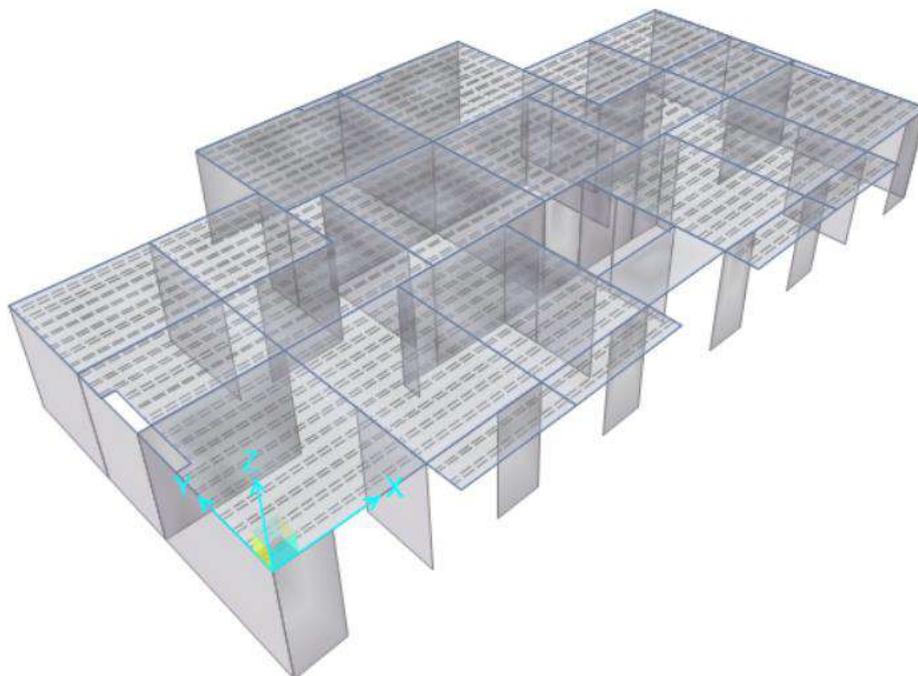
Refuerzo longitudinal calculado con el programa safe



Nota: Elaboración propia

Figura 157

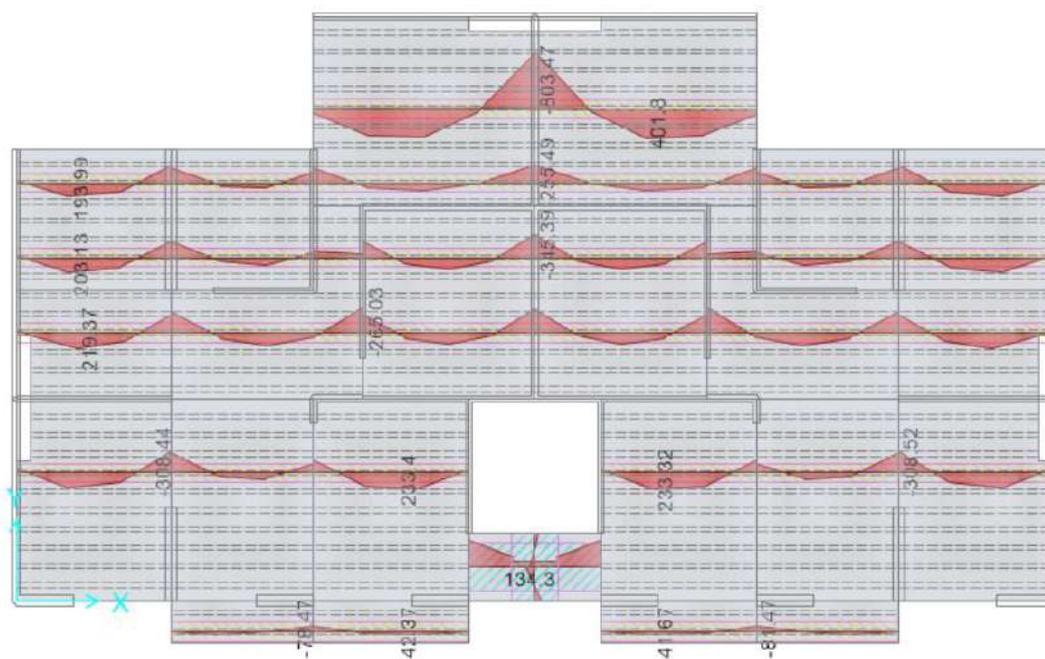
Vista de 3D de losa en azotea en programa Safe



Nota: Elaboración propia

Figura 158

Diagrama de Momento Flector – Franjas de diseño Azotea (Ton-m) X-X



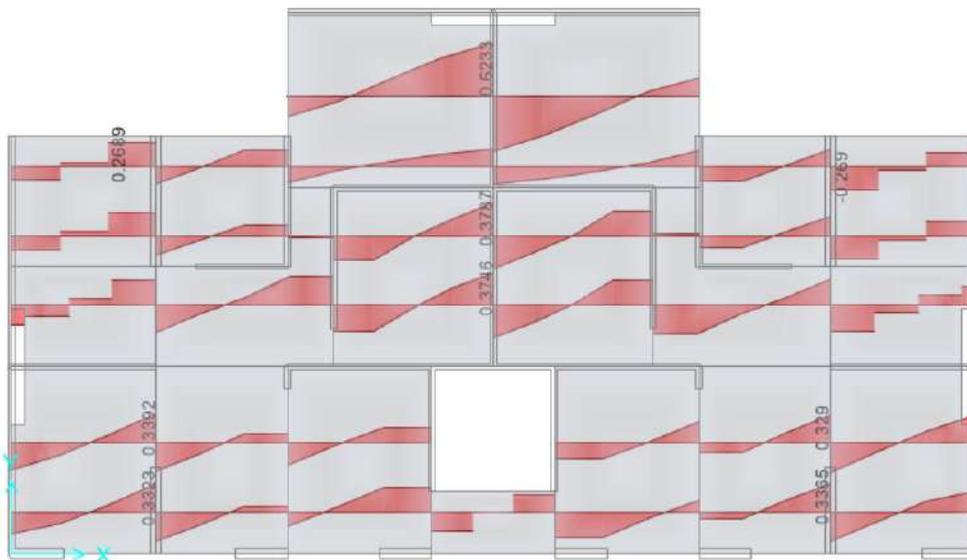
Nota: Elaboración propia

4.2.4.7.3.2 Diagrama de Fuerza Cortante (DFC)

- Diagrama de Fuerza Cortante – Sentido X-X (DFC)

Figura 159

Diagrama de Fuerza Cortante – Franjas de diseño en Azotea X-X

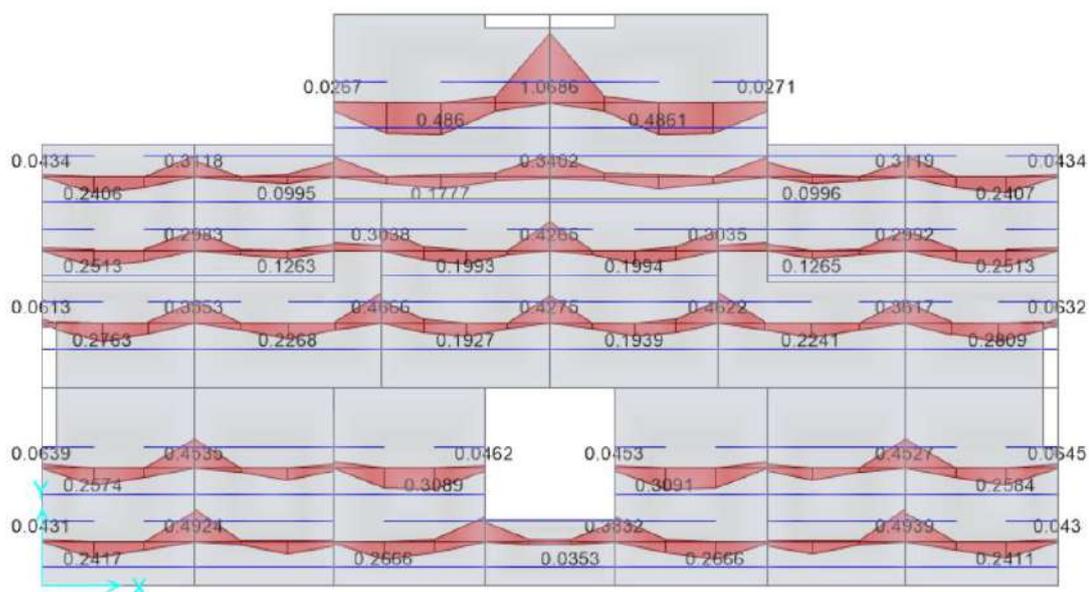


Nota: Elaboración propia

- Diagrama de Fuerza Cortante – Sentido Y-Y (DFC)

Figura 160

Refuerzo longitudinal calculado con el programa safe de todas las franjas de diseño de la azotea.



Nota: Elaboración propia

4.2.4.8 Diseño de escaleras

Para el diseño de la escalera se utilizarán los siguientes datos:

$$PP = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$PA = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

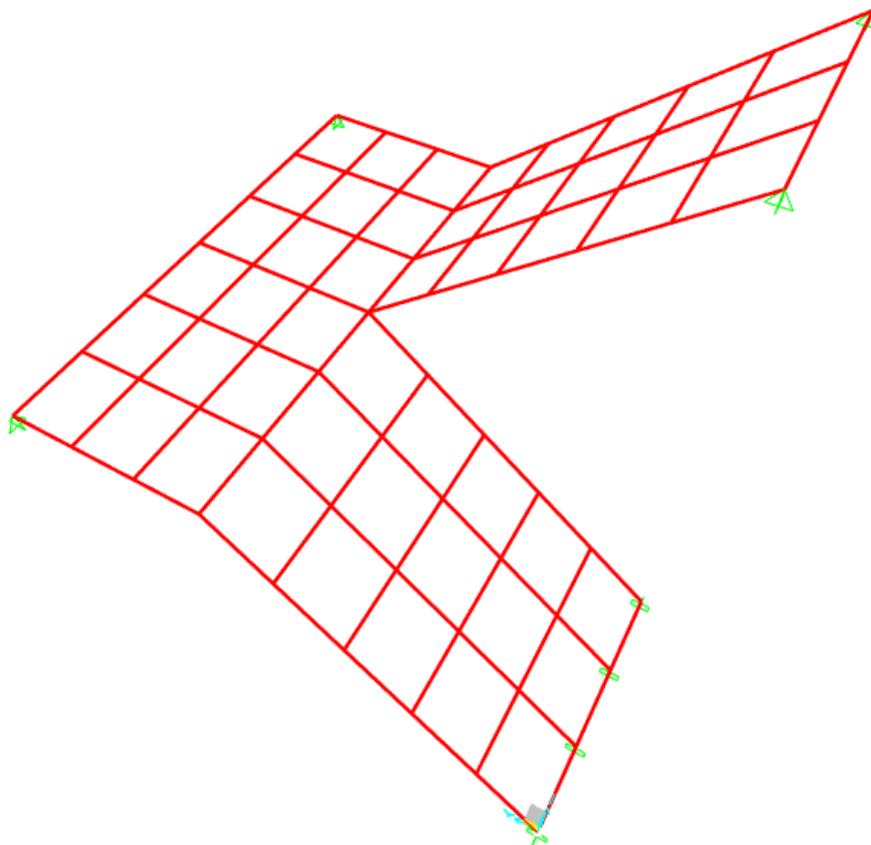
Donde:

- PP: Peso propio
- PA: Peso de acabados
- CV: Carga Viva

Se procedió a realizar el análisis de la escalera por elementos finitos, utilizando el programa SAP 2000, como se detalla a continuación:

Figura 161:

Modelo de escalera en programa SAP 2000



Nota: Elaboración propia

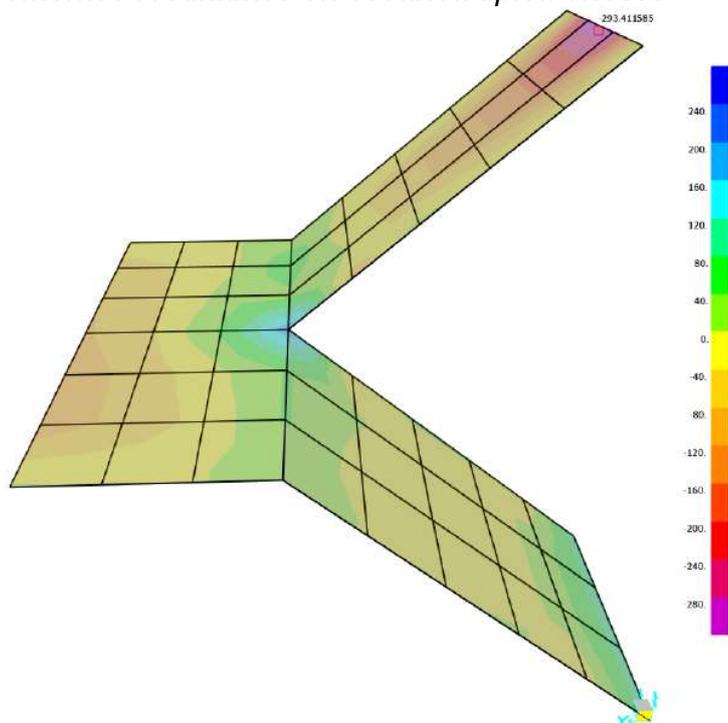
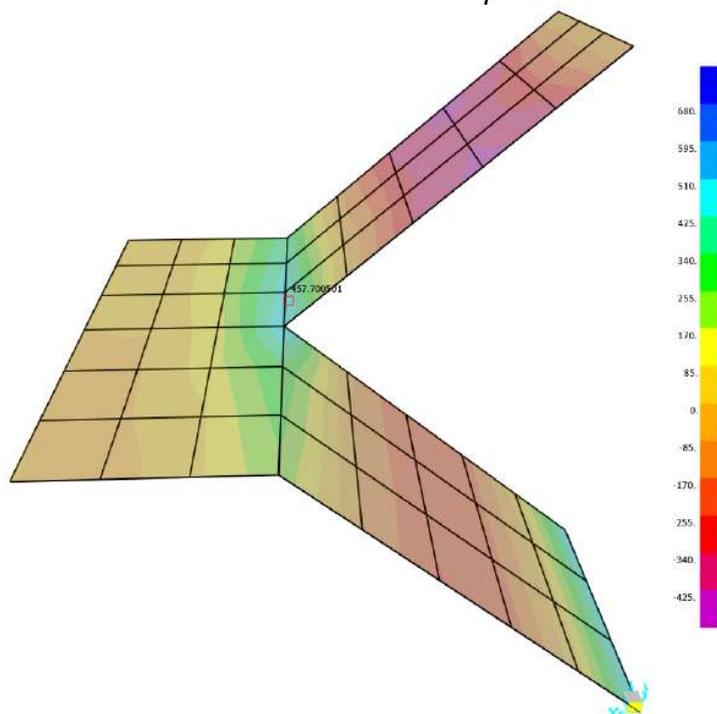
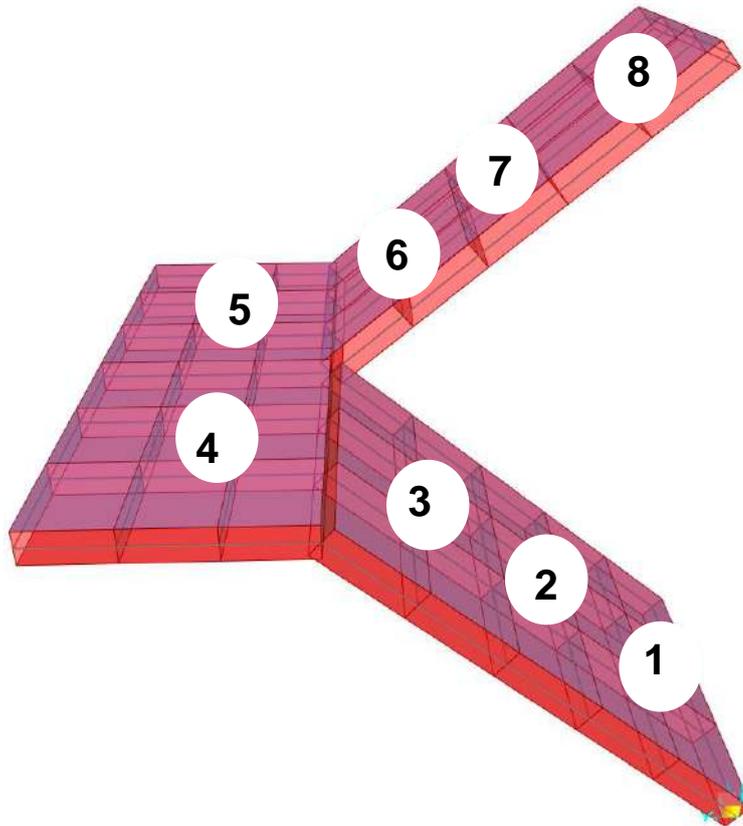
Figura 162*Momentos resultantes en escalera típica en X-X**Nota: Elaboración propia***Figura 163***Momentos resultantes en escalera típica en Y-Y**Nota: Elaboración propia*

Figura 164

Delimitación de zonas para cálculo de acero de refuerzo



Nota: Elaboración propia

De acuerdo a la figura 56 y figura 57, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 112

Resumen de momento X-X

Zona	Momento (Kg – m)
1 – 1	+98.25
2 – 2	-33.50
3 – 3	+169.65
4 – 4	-105.07
5 – 5	+158.58
6 – 6	+158.58
7 – 7	-90.97
8 – 8	-301.97

Nota: Elaboración propia

Tabla 113*Resumen de momento Y-Y*

Zona	Momento (Kg – m)
1 – 1	+505.80
2 – 2	-245.50
3 – 3	+481.50
4 – 4	+511.58
5 – 5	+471.50
6 – 6	+499.78
7 – 7	-452.16
8 – 8	-38.26

Nota: Elaboración propia

Se realizó el cálculo de acero de refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 114*Resultados de cálculo de refuerzo transversal X-X*

DETALLE	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1-1	+98.25	0.00434	0.00018	0.217	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
2-2	-33.50	0.00148	0.00006	0.074	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
3-3	+169.65	0.00751	0.00031	0.376	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
4-4	-105.07	0.00465	0.00019	0.232	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
5-5	+158.58	0.00702	0.00029	0.351	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
6-6	+158.58	0.00702	0.00029	0.351	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
7-7	-90.97	0.00402	0.00017	0.201	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
8-8	-301.97	0.01342	0.00056	0.671	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m

*Nota: Elaboración propia***Tabla 115***Resultados de cálculo de refuerzo longitudinal Y-Y*

DETALLE	MOMENTO (Ton-m)	w	ρ	As (cm ²)	As min	Refuerzo requerido
1-1	+505.80	0.02260	0.00094	1.130	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
2-2	-245.50	0.01089	0.00045	0.545	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
3-3	+481.50	0.02150	0.00090	1.075	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
4-4	+511.58	0.02286	0.00095	1.143	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
5-5	+471.50	0.02105	0.00088	1.052	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
6-6	+499.78	0.02233	0.00093	1.116	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
7-7	-452.16	0.02018	0.00084	1.009	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m
8-8	-38.26	0.00169	0.00007	0.084	2.16	1Ø3/8" @ 0.25m

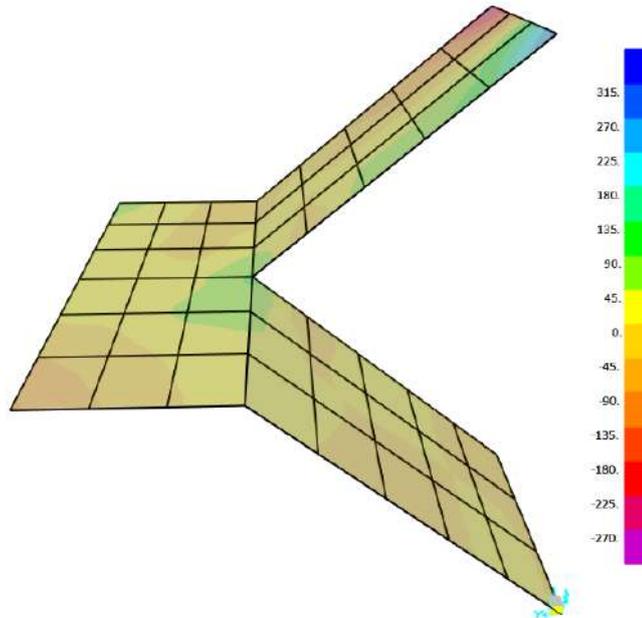
Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se utilizará refuerzo longitudinal y transversal de 1Ø3/8" @ 0.25m como detalle típico de escalera.

Según la norma E060, la cortante nominal del concreto deberá ser mayor a la cortante ultima de diseño, por lo cual se realiza la siguiente verificación:

Figura 165

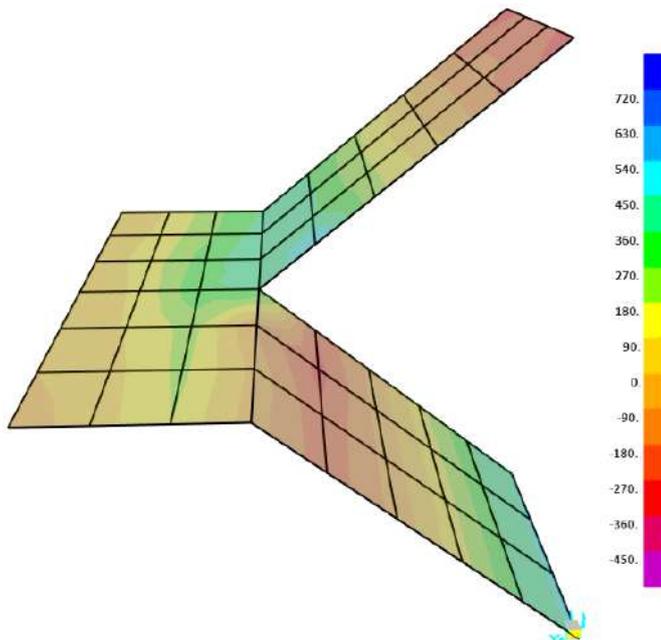
Diagrama de fuerza cortante X-X



Nota: Elaboración propia

Figura 166

Diagrama de fuerza cortante Y-Y



Nota: Elaboración propia

- Resistencia al cortante de losa maciza de 15 cm:

$$V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{175} * 100 * 12$$

$$V_c = 7.15 \text{ Tn}$$

Según el diagrama de fuerza Cortante, figura 40 y figura 41, se tiene como cortante máxima:

$$V_u = 0.55 \text{ Tn}$$

Por lo tanto:

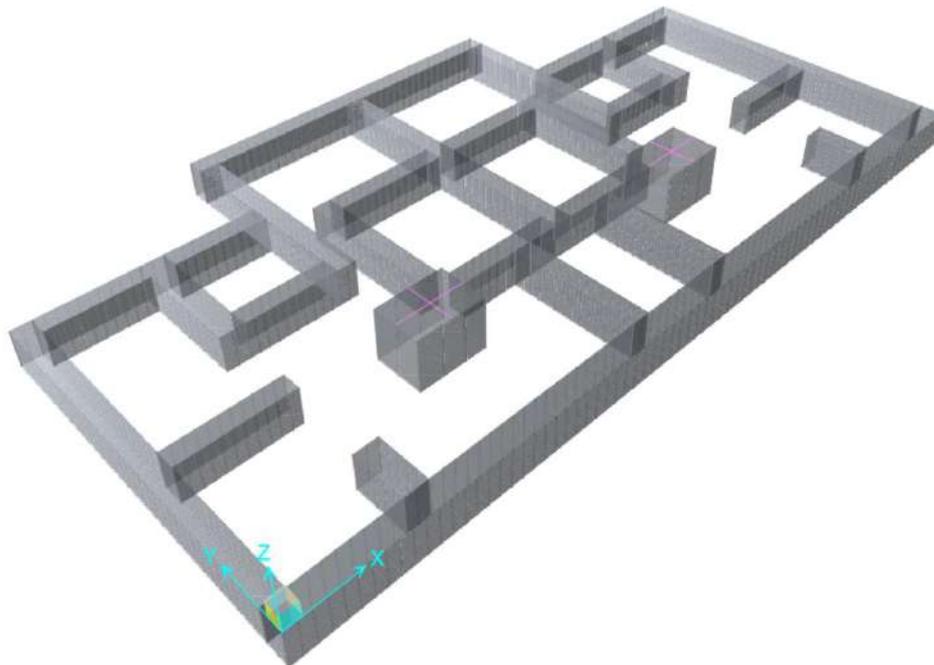
$$\phi V_c > V_u \quad \text{¡Cumple!}$$

4.2.4.9 Diseño de cimentaciones

- Profundidad de la cimentación: 1.00 m
- Capacidad portante: 2.71 Kg/cm²

Figura 167

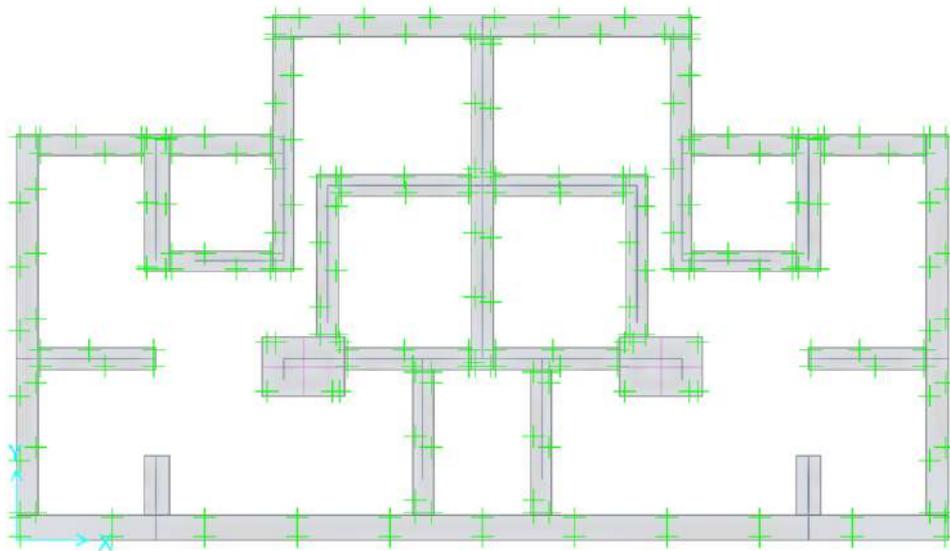
Vista 3D de la cimentación en programa Safe V.2016



Nota: Elaboración propia

Figura 168

Vista en planta de la cimentación en programa Safe V.2016



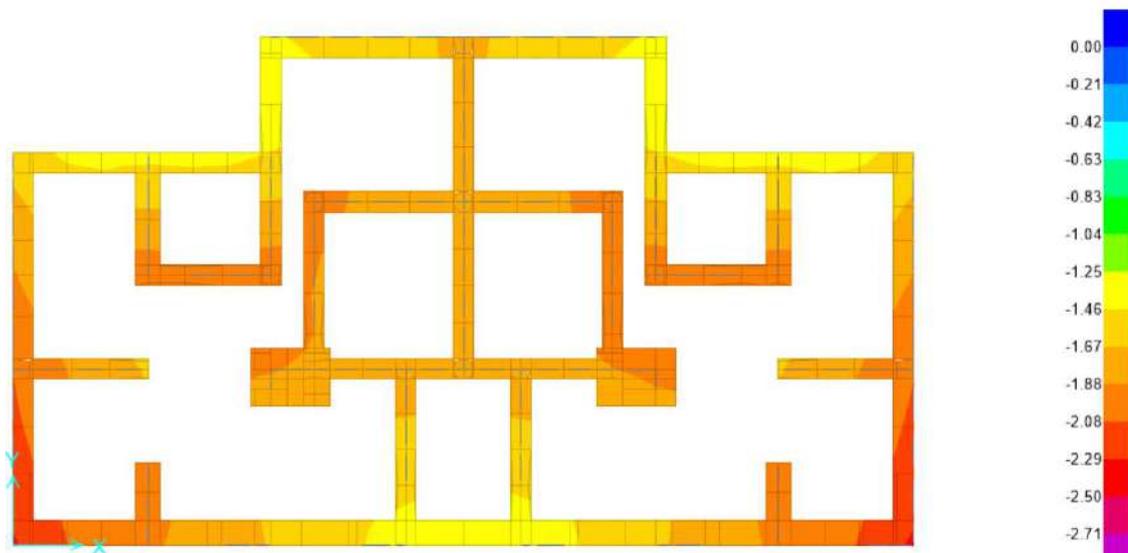
Nota: Elaboración propia

4.2.4.9.1 Verificación de asentamientos

- Verificación 01: Cargas de servicio (CS)

Figura 169

Presiones del suelo resultante Cargas de servicio



Nota: Elaboración propia

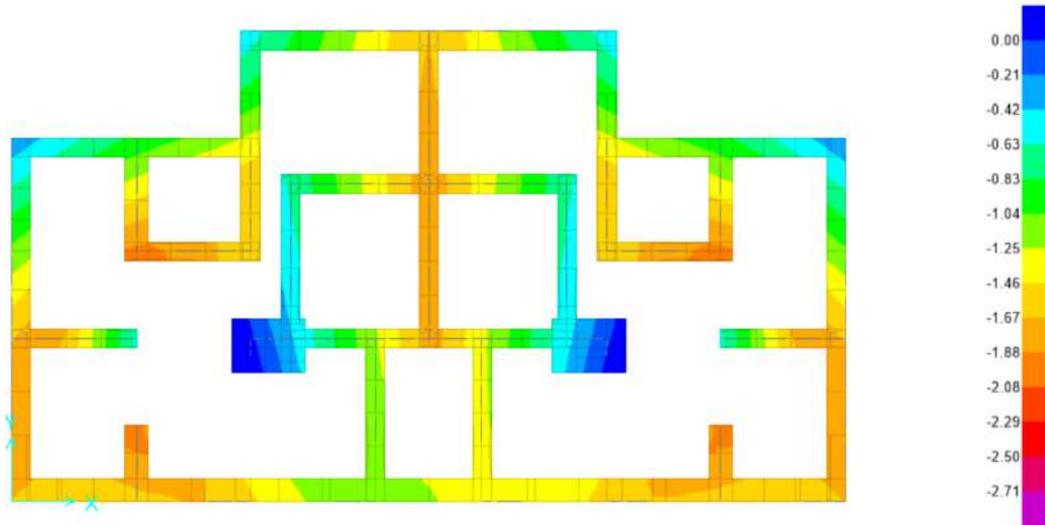
Según la Figura 169, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **2.334 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **1.332 kg/cm²** < 2.71 kg/cm² ... **Cumple.**

- Verificación 02: Cargas de servicio + 0.8 Sismo X-X

Figura 170

Presiones del suelo resultante Cargas de servicio + 0.8 Sismo X-X



Nota: Elaboración propia

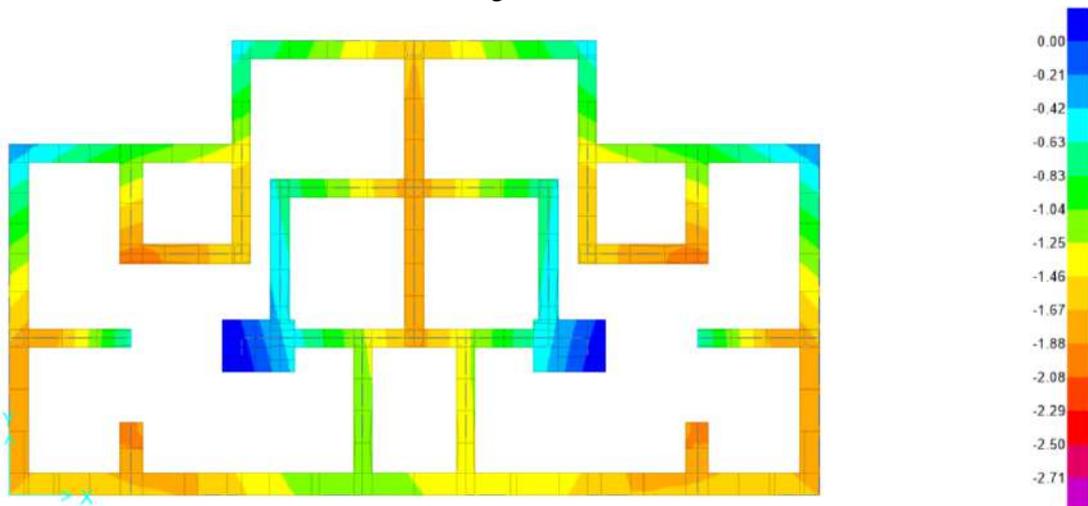
Según la Figura 170, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **1.927 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.101 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**

- Verificación 03: Cargas de servicio – 0.8 Sismo X-X

Figura 171

Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo X-X



Nota: Elaboración propia

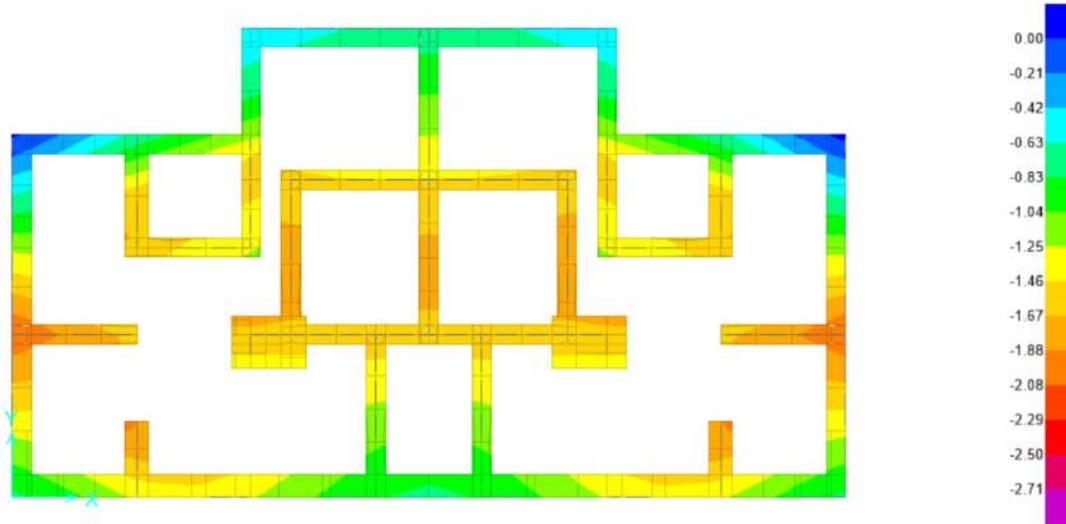
Según la Figura 171, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **1.927 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.271 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**

- Verificación 04: Cargas de servicio + 0.8 Sismo Y-Y

Figura 172

Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y



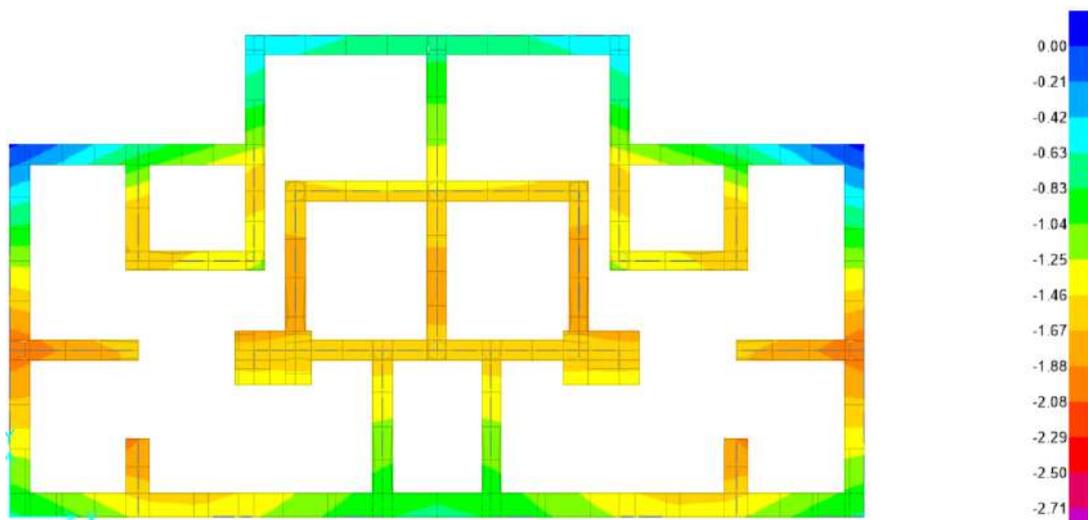
Nota: Elaboración propia

Según la Figura 172, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **2.036 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**
 - ✓ Presión Mínimo = **0.034 kg/cm²** < 2.71 kg/cm²... **Cumple.**
- Verificación 05: Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y

Figura 173

Presiones del suelo resultante Cargas de servicio – 0.8 Sismo Y-Y



Nota: Elaboración propia

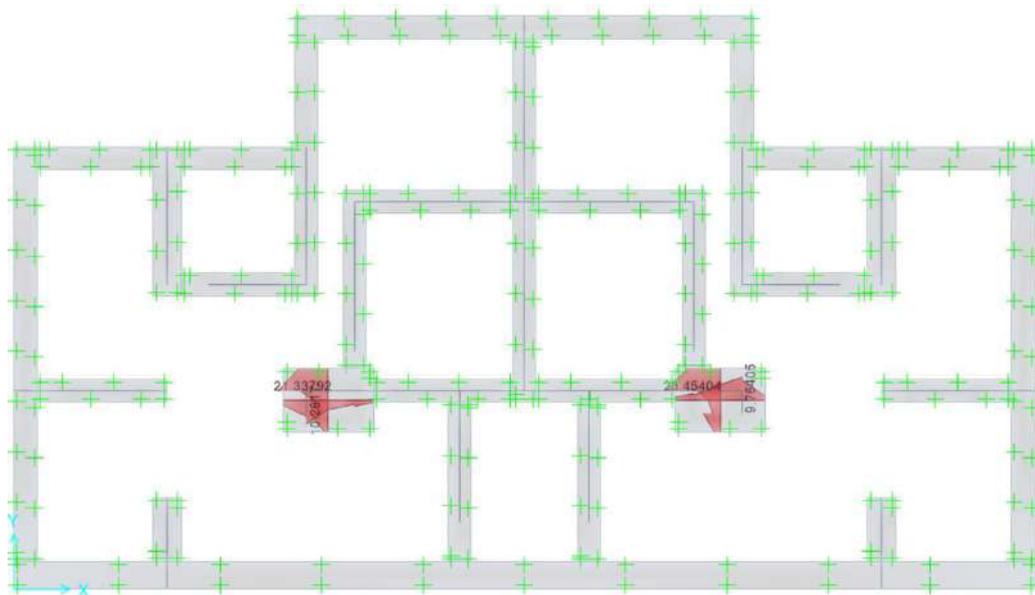
Según la Figura 173, se obtienen los siguientes resultados:

- ✓ Presión Máximo = **2.036kg/cm²** < 3.444 kg/cm²... **Cumple.**
- ✓ Presión Mínimo = **0.034 kg/cm²** < 3.444 kg/cm²... **Cumple.**

4.2.4.9.2 Diagrama de momento flector (DMF) de zapata

Figura 174

Diagrama de momento flector de platea de cimentación X-X y YY con el programa Safe

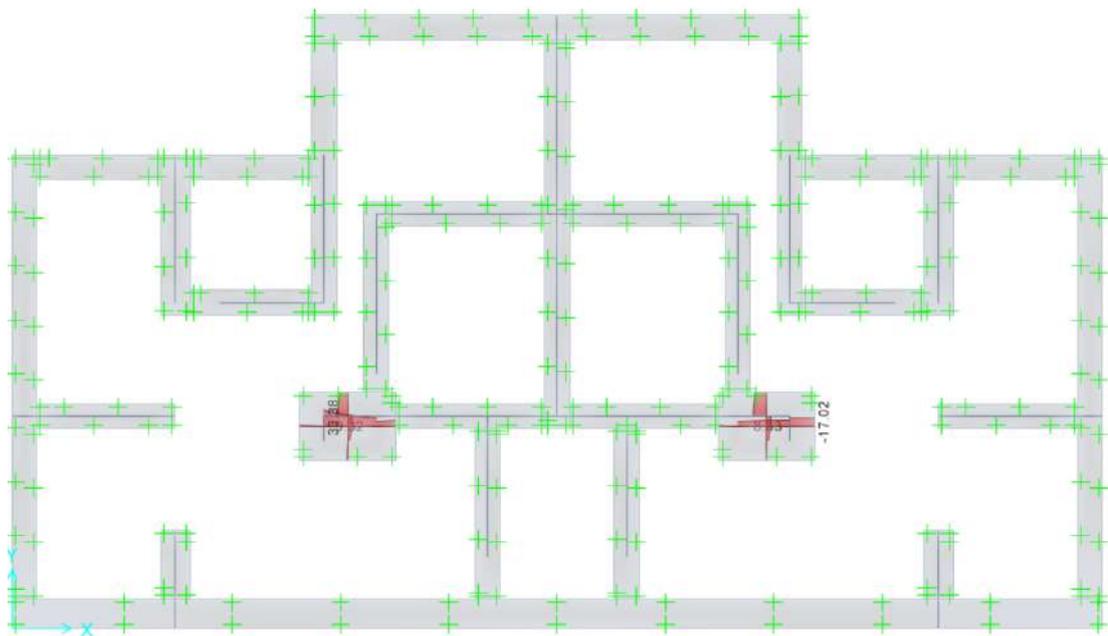


Nota: Elaboración propia

4.2.4.9.3 Diagrama de fuerza cortante (DFC) de zapata

Figura 175

Diagrama de fuerza cortante de zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe

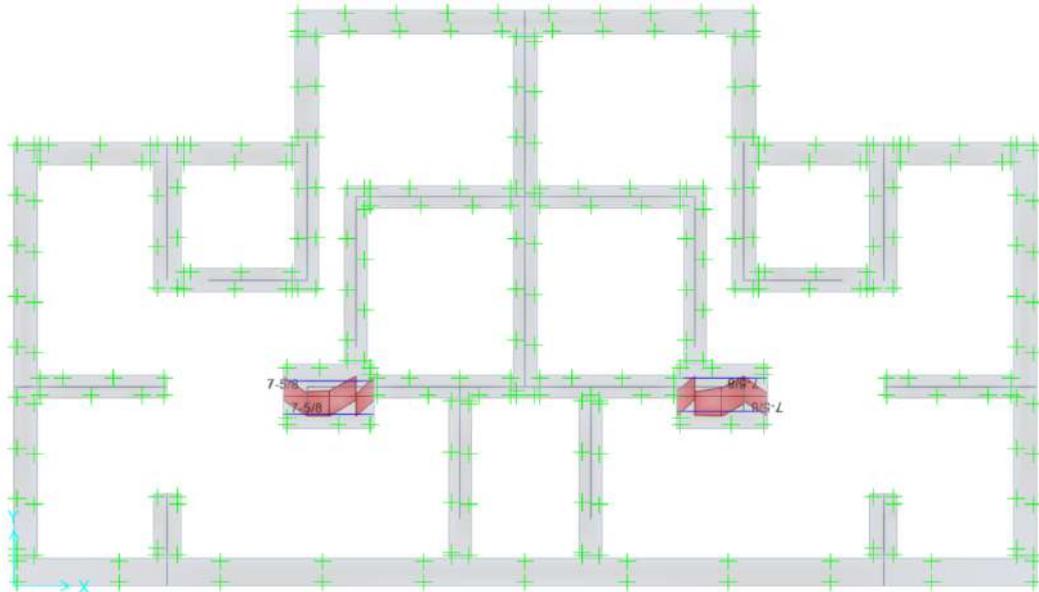


Nota: Elaboración propia

4.2.4.9.4 Acero longitudinal de zapata

Figura 176

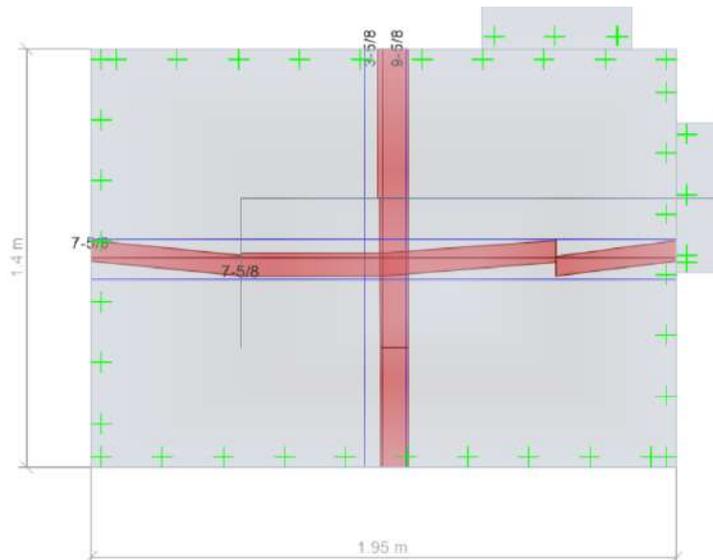
Acero longitudinal de la zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe



Nota: Elaboración propia

Figura 177

Acero longitudinal de la zapata en X-X y Y-Y con el programa Safe



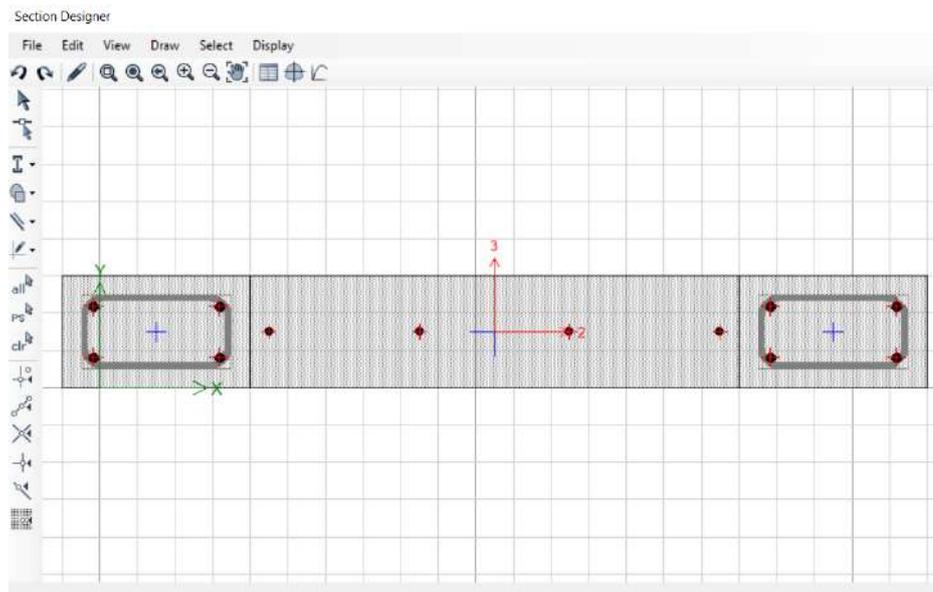
Nota: Elaboración propia

4.2.4.10 Diseño de Placa

El diseño de la placa o muro de corte se realizó con el programa etabs y una hoja de cálculo de Excel. En el programa Etabs se extrajeron los momentos M3 y cargas P para generar el diagrama de iteración.

Figura 178

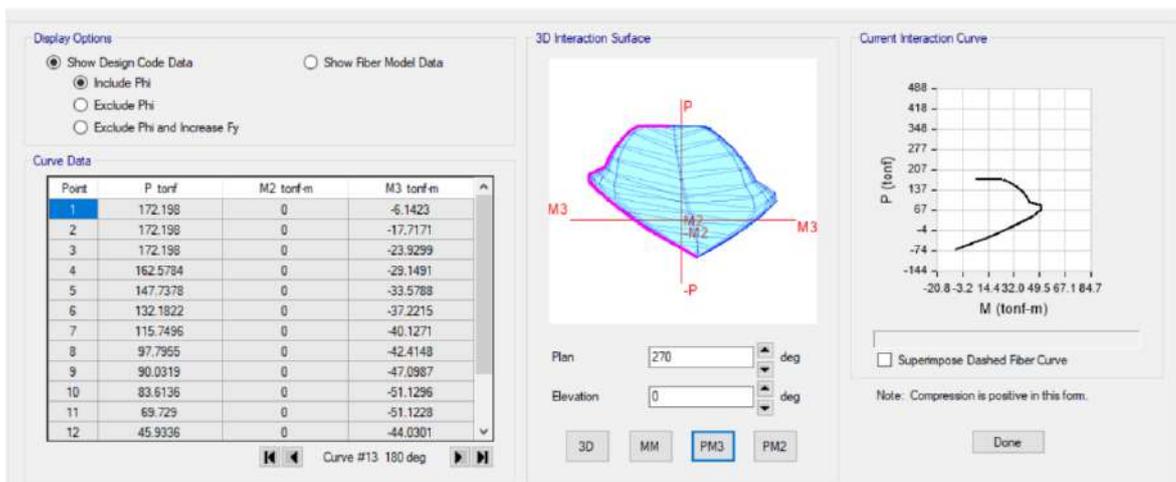
Modelo de la placa 14PX en el programa de Etabs.



Nota: Elaboración propia

Figura 179

Diagrama de Iteración con el programa de Etabs.



Nota: Elaboración propia

Tabla 116*Resultados del programa Etabs M3 Y P*

M3	P	M3	P
tonf-m	tonf	tonf-m	tonf
-6.14	172.20	-6.14	-172.20
10.10	172.20	-17.72	-172.20
16.97	165.18	-23.93	-172.20
22.89	149.50	-29.15	-162.58
28.27	132.58	-33.58	-147.74
33.08	114.47	-37.22	-132.18
37.46	-94.80	-40.13	-115.75
41.71	-72.71	-42.41	-97.80
47.53	-60.05	-47.10	-90.03
52.06	-50.18	-51.13	-83.61
52.72	-34.75	-51.12	-69.73
46.59	-13.59	-44.03	-45.93
38.20	9.26	-33.83	-18.14
26.71	36.09	-18.40	18.62
8.82	69.55	8.82	69.55

Nota: Elaboración propia

Cargas actuantes en el muro CV, CM Y SISX.

Tabla 117*Resultados del programa Etabs M3 Y P*

Story	Pier	Load Case/Combo	Locat	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf- m	M2 tonf- m	M3 tonf- m
Story1	MX15	CMUERTA	Bottom	25.91	-0.21	0.04	-0.01	-0.04	-0.31
Story1	MX15	CVIVA	Bottom	-6.31	-0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.03
Story1	MX15	SDX R=3	Bottom	33.01	15.62	0.04	0.01	0.06	26.65

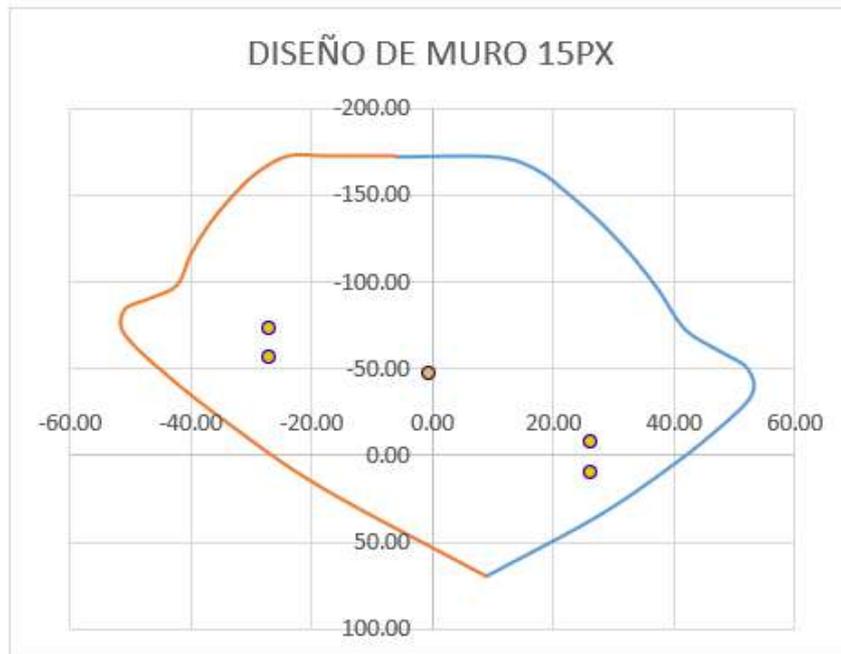
*Nota: Elaboración propia***Tabla 118***Resultados del programa Etabs M3 Y P Combinaciones de Carga.*

COMBOS	P	V2	V3	T	M2	M3
1.4CM+1.7CV	46.99	-0.32	0.08	-0.02	-0.08	-0.48
1.25(CM+CV) +CSX	-7.26	15.33	0.03	-0.01	-0.01	26.23
1.25(CM+CV)-CSX	73.28	15.90	0.10	-0.02	-0.13	-27.07
0.9CM+CSX	9.69	15.43	0.00	0.00	0.02	26.37
0.9CM-CSX	56.33	15.80	0.07	-0.01	-0.09	-26.93

Nota: Elaboración propia

Figura 180

Diagrama de Iteración con el programa de Etabs.



Nota: Elaboración propia

Empleando los valores obtenidos para las combinaciones de carga vertical y momento flector máximo obtenemos las coordenadas de los puntos de iteración

4.2.4.11 Diseño Muros no portantes

4.2.4.11.1 Resistencia de los elementos de arriostre.

Datos: CL1 (0.10x0.14) (ventana en dormitorio 01)

$$T = A_s \cdot F_y$$

$$T = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg}$$

$$T = C = 0.85 f'c \cdot B \cdot a \quad T = 0.85 \times 175 \times 10 \times a$$

$$a = 1.412$$

Peralte efectivo $d = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$

Momento Flector resistente:

$$MR = \phi T \left(d - \frac{1.412}{2} \right) \quad MR = 0.9 \times 2100 * \left(11 - \frac{1.41}{2} \right)$$

$$MR = 19457.55 \text{ kg} - \text{cm}$$

Resistencia a corte del concreto:

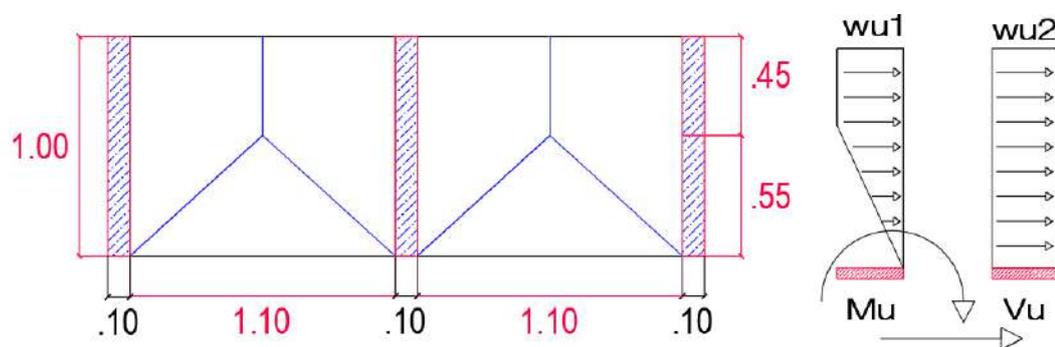
$$V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d \quad V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 10 \times 12 \quad V_c = 715.147 \text{ kg}$$

4.2.4.11.2 Alfeizar de altura de $h=1\text{m}$

El alfeizar más crítico está ubicado en dormitorio 01

Figura 181

Áreas tributarias para cada columna de amarre.



Nota: Elaboración propia

Carga sísmica de servicio

$$Z = 0.45 \text{ Segun NTE E. 030}$$

$$U = 1 \text{ Segun NTE E. 030}$$

$$C1 = 2 \text{ Segun NTE E. 030}$$

$$\gamma_{ea} = 1.8 \times 0.14 + 2 \times 0.02 = 0.292 = 0.0292 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{ec} = 2.4 \times 0.14 + 2 \times 0.02 = 0.376 = 0.0376 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.8Z \cdot UC1 \cdot \gamma_e \quad w = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 2 \times 0.0292 \quad w = 0.021 \text{ kg/cm}^2$$

Momento sísmico

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2$$

a = longitud de borde libre

b = longitud de borde arriostrado

$$\frac{b}{a} = 0.92 \quad m = 0.160 \text{ Tabla 23 de la norma E.070}$$

$$M_s = 0.106 \times 0.021 \times 110^2$$

$$M_s = 26.93 \text{ kg} - \text{cm/cm}$$

Esfuerzo normal producido por el momento flector M_s

$$f_m = \frac{6Ms}{t^2} \quad f_m = \frac{6 \times 39.92}{14^2} \quad f_m = 0.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f'_t = 1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} c$$

Diseño de arriostres

Carga ultima proveniente de la albañilería

$$wu1 = 1.25(0.021 \times 55 \times 2) \quad wu1 = 2.8875$$

Carga ultima proveniente de la columna

$$wu2 = 1.25(0.72 \times 0.0376 \times 10) \quad wu2 = 0.3384$$

$$Mu = 2.89 \times 45 \left(\frac{45}{2} + 55 \right) + \frac{1}{2} \times 2.89 \times 55 \times \frac{2}{3} \times 55 + 0.34 \times 100 \times 50 = 14692.95$$

$$Vu = 2.89 \times 45 + \frac{1}{2} \times 2.89 \times 55 + 0.34 \times 100 = 243.525$$

$M_u \leq M_r$ Cumple lo requerido

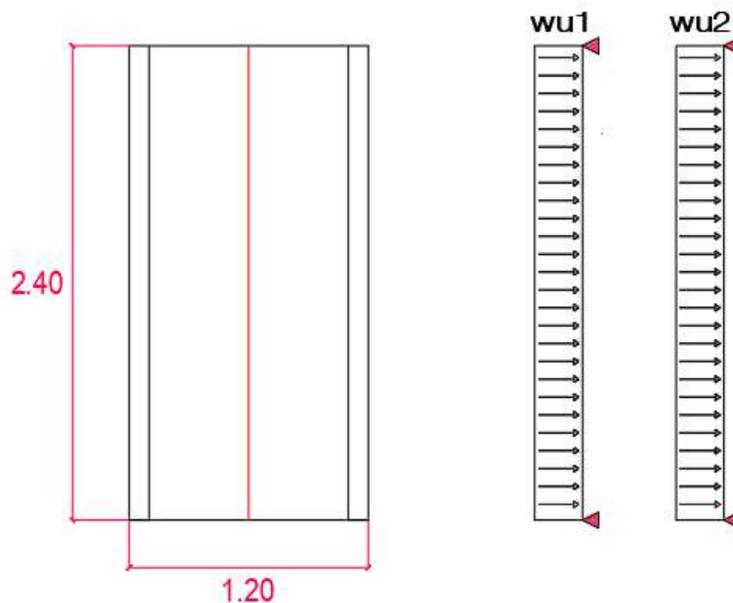
$V_u \leq V_r$ No requiere estribos

4.2.4.11.3 Alfeizar de altura de $h=2.40\text{m}$

El alfeizar más crítico está ubicado en dormitorio 01

Figura 182

Áreas tributarias para cada columna de amarre.



Nota: Elaboración propia

Carga sísmica de servicio

$$Z = 0.45 \text{ Segun NTE E.030}$$

$$U = 1 \text{ Segun NTE E.030}$$

$$C1 = 2 \text{ Segun NTE E.030}$$

$$\gamma_{ea} = 1.8 \times 0.14 + 2 \times 0.02 = 0.292 = 0.0292 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{ec} = 2.4 \times 0.14 + 2 \times 0.02 = 0.376 = 0.0376 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.8Z.UC1.\gamma_e \quad w = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 2 \times 0.0292 \quad w = 0.021 \text{ kg/cm}^2$$

Momento sísmico

$$M_s = m.w.a^2$$

a = longitud de borde libre

b = longitud de borde arriostrado

$$\frac{b}{a} = 2.4 \quad m = 0.133 \text{ Tabla 23 de la norma E.070}$$

$$M_s = 0.133 \times 0.021 \times 100^2$$

$$M_s = 27.93 \text{ kg} - \text{cm/cm}$$

Esfuerzo normal producido por el momento flector M_s

$$f_m = \frac{6M_s}{t^2} \quad f_m = \frac{6 \times 27.93}{14^2} \quad f_m = 0.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f'_t = 1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Diseño de arriostres

Carga ultima proveniente de la albañilería

$$w_{u1} = 1.25(0.021 \times 50) \quad w_{u1} = 1.323$$

Carga ultima proveniente de la columna

$$w_{u2} = 1.25(0.72 \times 0.0376 \times 10) \quad w_{u2} = 0.3384$$

$$M_u = \frac{(1.31 + 0.34) \times 240^2}{8} = 11880$$

$$V_u = 1.323 \times 240 + 0.34 \times 240 = 399.12$$

$$M_u \leq M_r \quad \text{Cumple lo requerido}$$

$$V_u \leq V_r \quad \text{no requiere estribos}$$

4.2.4.11.4 Espesor de las juntas sísmicas.

Para el caso más crítico de la edificación (SS. HH), el espesor de la junta sísmica entre el muro portante y el muro no portante. Se obtendrá multiplicando la máxima distorsión inelástica por la altura del alféizar.

$$E = 0.005 \times 230 = 1.15 \text{ cm}$$

Usar Tecnopor de 1/2 de pulgada de espesor.

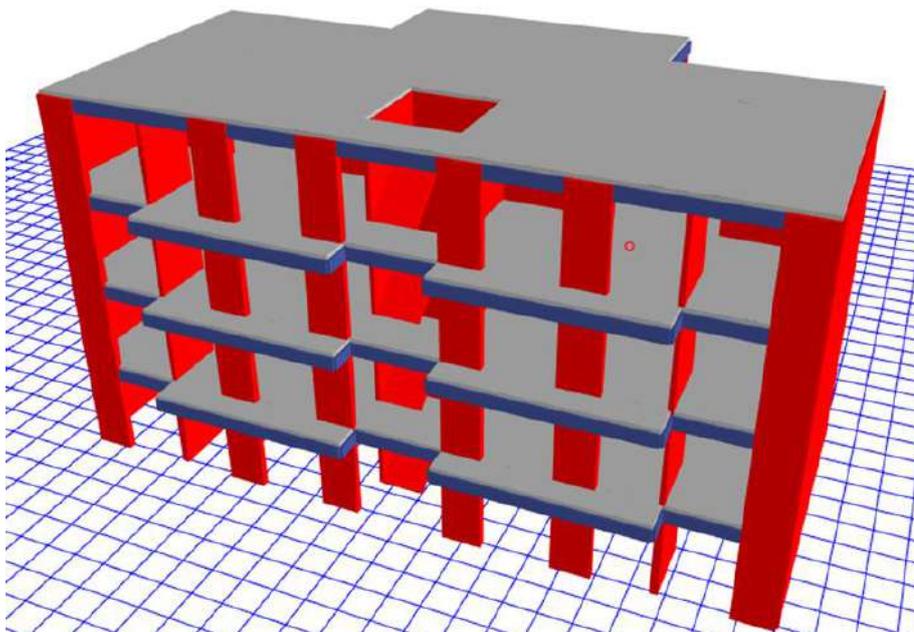
4.2.5 Análisis tiempo historia

4.2.5.1 Sismo del 23 de junio del 2001 - Tacna

El 23 de junio del 2001, se recuerda el terremoto de 6.9 grados Richter, el cual causo la pérdida de vidas humanas y aproximadamente la destrucción de más de 6 mil viviendas en la ciudad de Tacna, por lo cual se realizará un análisis tiempo historia, para poder determinar cuál sería el comportamiento de la estructura en caso de ocurrir un sismo de la misma magnitud.

Figura 183

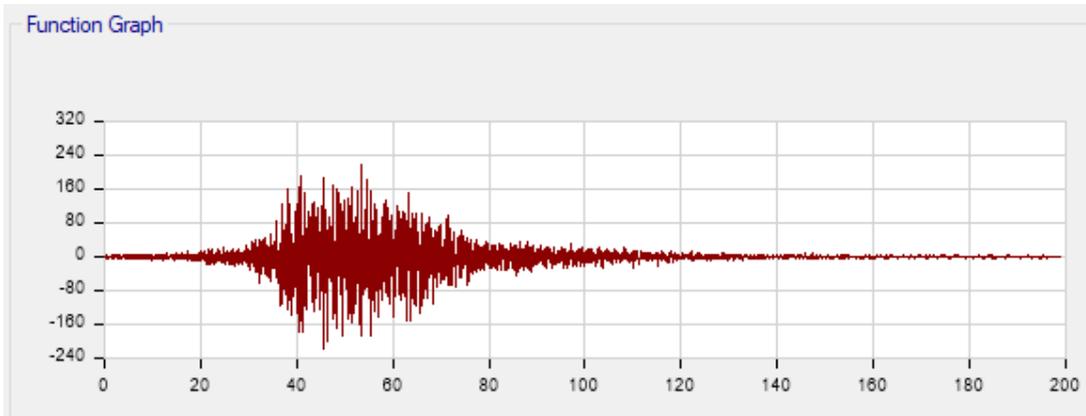
Vista 3D de la Edificación para el Análisis Tiempo - Historia



Nota: Elaboración propia

Figura 184

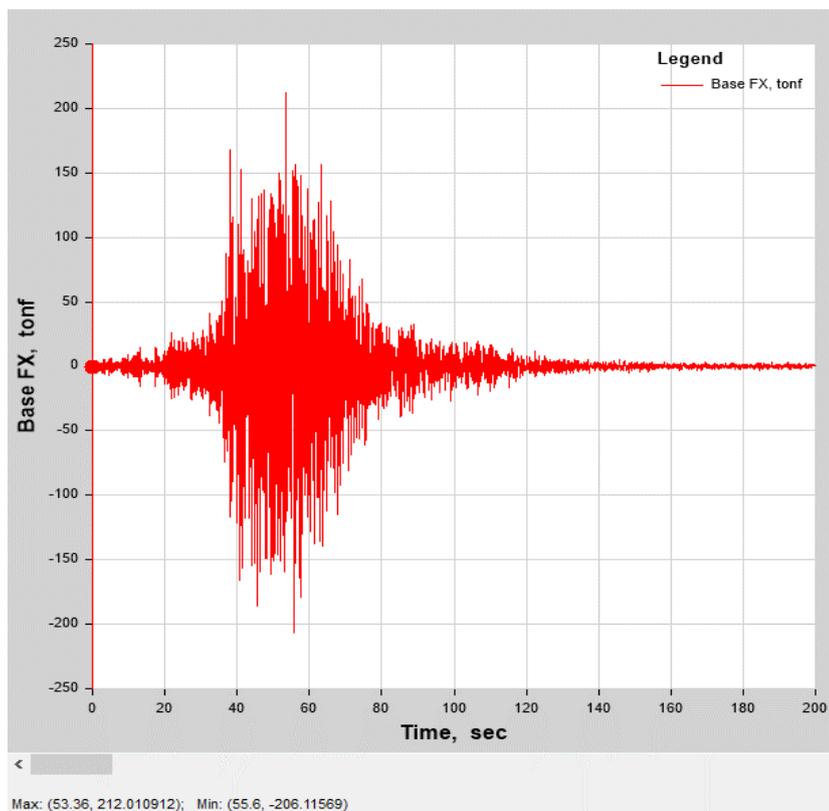
Función Tiempo – Historia Sismo 2001



Nota: Elaboración propia

Figura 185

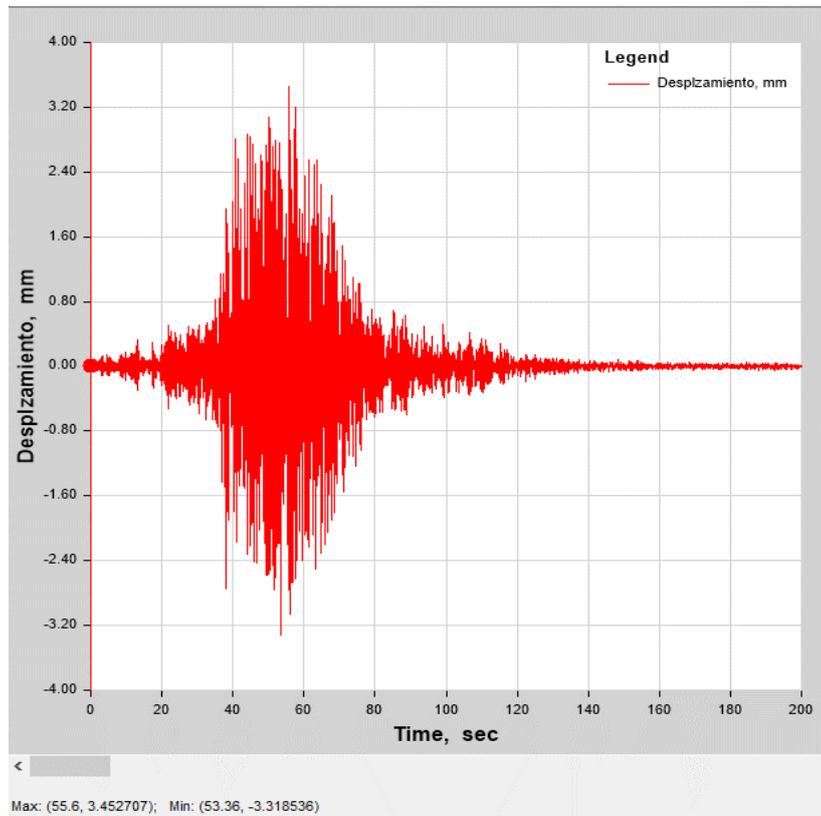
Grafica Cortante vs Tiempo



Nota: Elaboración propia

Figura 186

Grafica Desplazamiento vs Tiempo



Nota: Elaboración propia

4.2.6 Modelo BIM

Figura 187

Vista 3D del modelo arquitectónico con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

Figura 188

Modelo Renderizado



Nota: Elaboración propia

Figura 189

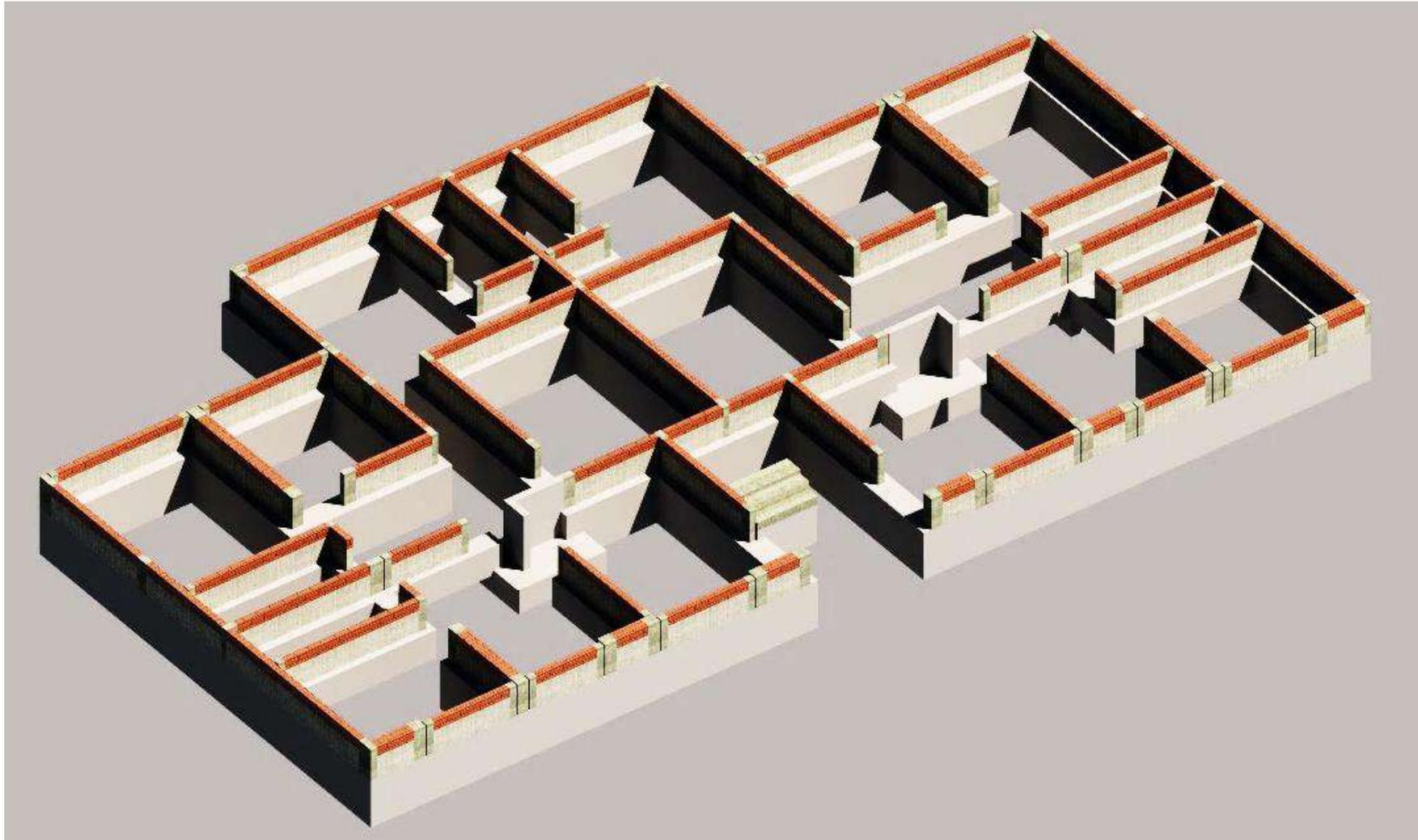
Vista 3D del modelo estructural con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

Figura 190

Vista 3D de la cimentación estructural con el programa Revit 2021



Nota: Elaboración propia

CAPÍTULO V DISCUSIÓN

De acuerdo al objetivo general:

“Determinar análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.”.

Al respecto debemos mencionar lo siguiente:

Se determinó que la edificación a base de muros de ductilidad limitada presento un mejor comportamiento sismorresistente en relación a la edificación a base de muros de albañilería confinada, esto se debe a que la edificación de muros de ductilidad limitada presenta una mayor rigidez en relación a la de albañilería confinada, adicionado a ello las grandes ventajas que presenta por tener un proceso constructivo más acelerado y a menor costo en relación a la de albañilería confinada, según los autores (Quiroz, C., 2016) y (Villareal, G., Sagastegui, G. y Zavaleta, L., 2010) en la que indican que las edificaciones de AC presentan un costo y plazo de ejecución mayor en relación a las edificaciones de MDL.

De acuerdo al objetivo específico 1:

“Determinar el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.”.

Por lo tanto, podemos mencionar lo siguiente:

Actualmente, la N.T.P. E.030 “Diseño Sismorresistente”, indica que el límite de la distorsión de una edificación de concreto armado con muros de ductilidad limitada es 0.005, con este sistema se puede construir hasta 8 pisos como máximo y una edificación con muros de albañilería confinada es de 0.005, con este sistema solo se puede construir hasta 5 pisos como máximo.

Del modelamiento estructural de la edificación utilizando el programa Etabs se obtuvieron los siguientes resultados, en el cual la edificación a base de muros de ductilidad limitada presento una distorsión máxima de entrepiso de 0.00051 en dirección X-X y 0.00033 en dirección Y-Y, el cual presento un incremento de 56% en relación a la dirección corta; mientras que para la edificación a base de muros de albañilería confinada presento una distorsión máxima de entrepiso de 0.0010 en dirección X-X y 0.0009 en dirección Y-Y, el cual presento un incremento de 11% en relación a la dirección corta, de igual manera los autores (Villareal, G., Sagastegui, G. y Zavaleta, L., 2010), obtuvieron resultados similares. Todos los valores de distorsión máxima de entrepiso se encuentran dentro del rango máximo especificado en la Norma Técnica Peruana E030 "Diseño sismorresistente".

De acuerdo al objetivo específico 2:

“Determinar el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna”.

Se tomaron en cuenta los requisitos para el diseño de los elementos estructurales indicados en el capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" establecidos en la Norma E.060. El resultado del cálculo obtenido se consideró muros estructurales de espesor de 0.10m, 0.125m y 0.15m para el sistema de muros de ductilidad limitada y el capítulo 16 "Requisitos mínimos para el diseño" establecidos en la norma E.070. El resultado del cálculo obtenido se consideró muros portantes de espesor de 0.14m y 0.24m para el sistema de albañilería confinada

Según la tesis Merodio, J. y Vásquez, W. (2018) para muros de albañilería confinada espesores que utilizaron fueron de 0.13m y para muros Ductilidad limitada espesores de 0.15m y 0.20m con elementos de borde de 0.30m, 0.40 y 0.60 en el cual nuestro diseño fue con espesores de 0.14m y 0.24m para albañilería confinada y 0.10m, 0.125m y 0.15m. Con elementos de borde de 0.10m y 0.30m Para muros de ductilidad limitada.

De acuerdo al objetivo específico 3:

“Analizar es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna”.

A partir de los resultados obtenidos se pudo determinar que la edificación a base muros de ductilidad limitada presenta un incremento del 64% en relación al peso de la edificación a base de muros de albañilería confinada, de acuerdo al periodo fundamental de vibración la edificación de AC presenta un incremento del 50% en relación a MDL, de acuerdo a la distorsión máxima de entrepiso la edificación de AC presenta un incremento del 95% y 174% en dirección X y Y respectivamente en relación a MDL, de acuerdo a la cortante estática la edificación de MDL presenta un incremento del 23% en relación a AC y de acuerdo a la cortante dinámica la edificación de MDL presenta un incremento del 23% y 15% en dirección X y Y respectivamente en relación a AC; de igual manera los autores (Villareal, G., Sagastegui, G. y Zavaleta, L., 2010) y (Quiroz, 2010) obtuvieron resultados similares. Ambos sistemas estructurales tienen un adecuado comportamiento estructural y comportamiento sismorresistente, cumplen todo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

CONCLUSIONES

De acuerdo al objetivo general

Primera Conclusión

- ✓ Se determinó el análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna. En el cual ambos sistemas estructurales cumplen los requisitos estipulados de Diseño sismo resistente y del diseño Estructural que nos da el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

De acuerdo a los objetivos específicos

Segunda Conclusión

Se determinó el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna, cuales resultados de cada sistema estructural fueron:

Tabla 119

Resultado análisis sísmico de sistema de MDL y AC

	Muros de ductilidad Limitada		Albañilería confinada	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
PERIODO(T)1er modo	0.103		0.154	
PESO DE LA ESTRUCTURA	783.951		478.332	
SUMA DE MASA EFECTIVA %	X-X modo 4 (93%) Y-Y modo 5 (95%) Z-Z modo 6 (96%)		X-X modo 4 (95%) Y-Y modo 5 (96%) Z-Z modo 6 (96%)	
DIRECCION	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
LIMITES DE DISTORSION	0.000512	0.000328	0.001	0.0009
CORTANTE ESTATICA (Tn)	257.23	257.23	209.27	209.27
CORTANTE DINAMICA (Tn)	231.881	232.550	188.801	202.955

Nota: Elaboración propia

Tercera Conclusión

- ✓ Se determinó el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna y los elementos estructurales son:

Tabla 120

Resultados del diseño estructural de sistema de MDL y AC

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Muros de ductilidad Limitada	Albañilería confinada
LOSA DE ENTREPISO	losa maciza bidireccional E=0.15m	losa aligerada unidireccional E=0.20m
CIMENTACION	losa de cimentación Espesor=0.20	Cimientos Corridos Ancho=0.50m, 0.60m Df=1.00m Zapatas 1.95x1.40m
MUROS	Concreto armado E=0.10m E=0.125m E=0.15m	Albañilería E=0.14m E=0.24m
VIGAS	Vigas Dinteles 0.15x0.30m	Vigas Dinteles 0.14x0.35m 0.24x0.25m

Nota: Elaboración propia

Cuarta Conclusión

- ✓ Se analizó la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna, lo cual el sistema MDL presenta menores periodo de vibración con 0.1 seg a comparación de AC con un periodo de 0.15 seg, respecto a las derivas el sistema de MDL es más rígida que el sistema de AC con porcentajes de 50% a 36% menores del sistema de AC.

RECOMENDACIONES

Primera Recomendación

Se recomienda a los arquitectos, que realicen un adecuado diseño arquitectónico siendo este de preferencia lo más simétricos posible, debido a que los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada su comportamiento sísmico es mejor y se evitan excentricidades cuando las edificaciones son irregulares en planta o altura.

Segunda Recomendación

Se recomienda a los ingenieros, que realicen un adecuado estudio de mecánica de suelos, en laboratorios certificados, debido a que esto esencial para realizar un adecuado diseño de la cimentación de la estructura, cumpliendo los parámetros sismorresistentes.

Tercera Recomendación

Se recomienda a los ingenieros encargados del diseño estructural de edificaciones de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, que realicen un adecuado diseño sismorresistente, estructural y una correcta interpretación de las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, para así tener una edificación segura en el tiempo.

Cuarta Recomendación

Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Gregorio Albarracín Lanchipa que realice una adecuada supervisión del proceso constructivo, con profesionales idóneos en edificaciones de Muros de ductilidad limitada y Albañilería confinada, mano de obra especializada y materiales de calidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Anco, R., & Mamani, A. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna - 2020*. Universidad Privada de Tacna, Tacna-Perú.
- Benavides, E. (2013). *Sistemas constructivos de muros de ductilidad limitada aplicados en viviendas de quito bajo el reglamento del aci 318s-08 y la norma ecuatoriana de la construcción*. Universidad de Quito ,Quito-Ecuador.
- Cotrado, D. (2013). *Diseño de un edificio de muros de ductilidad limitada de cinco niveles*. Univerddidad Privada de Tacna, Tacna-Perú.
- Granados, R., & Lopez , J. (2013). *Diseño de un edificio de muros de ductilidad limitada de cinco niveles*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima-Perú.
- Quiroz, C. (2016). *Evaluación de los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada con plateas de cimentación en la ciudad de Juliaca*. Universidad Andida Nestor Caceres Velasquez, Juliaca-Perú.
- Rojas, F., & Ruiz, R. (2020). *Análisis de Estructuración en planta a partir de planos de Arquitectura e Ingeniería para Edificios con Muros de Hormigón Armado en Chile*. Universidad de Chile, Santiago – Peru.
- San Bartolome, A. (2013). *Edificios de concreto armado con muros delgados de. Academica Española*.
- Vargas, A., & Terrazos, T. (2016). *Diseño estructural de un edificio de 7 pisos con Muros de Ductilidad Limitada*. Universidad Pontificia Catolica del Peru, Lima-Perú.
- Vasques, F., & Merodio, j. (2018). *Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura*. Universidad Peruanda de Ciencias Aplicadas, Lima-Perú.

- Villareal, G., Sagastegui, G., & Zavaleta, L. (2017). Analisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada para edificaciones con plateas de cimentación. *Instituto de la Construcción y Gerencia*.
- Vizconte, A. (2015). *Estudio de la calidad en la construcción de viviendas con el sistema constructivo muros de ductilidad limitada en la ciudad de Guayaquil y propuesta para su correcto funcionamiento*. Universidad de Guayaquil, Guayaquil-Ecuador.

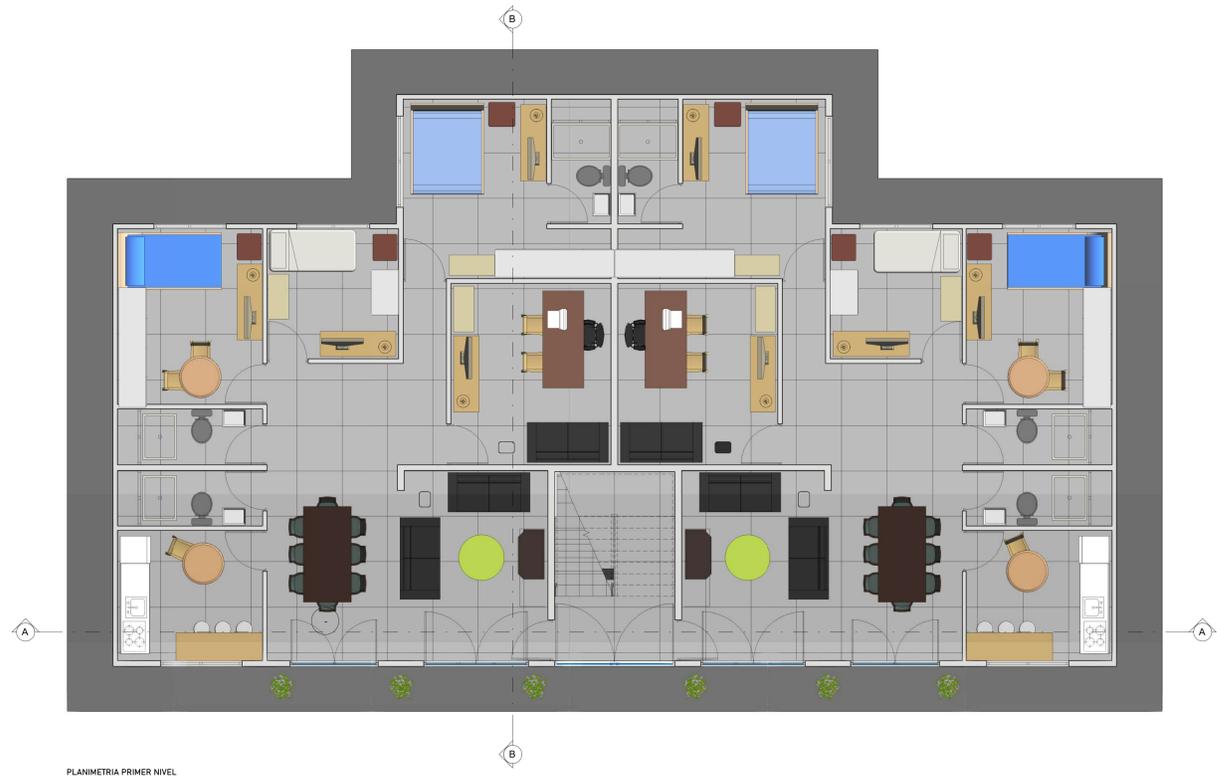
ANEXOS

8.1 Matriz de consistencia

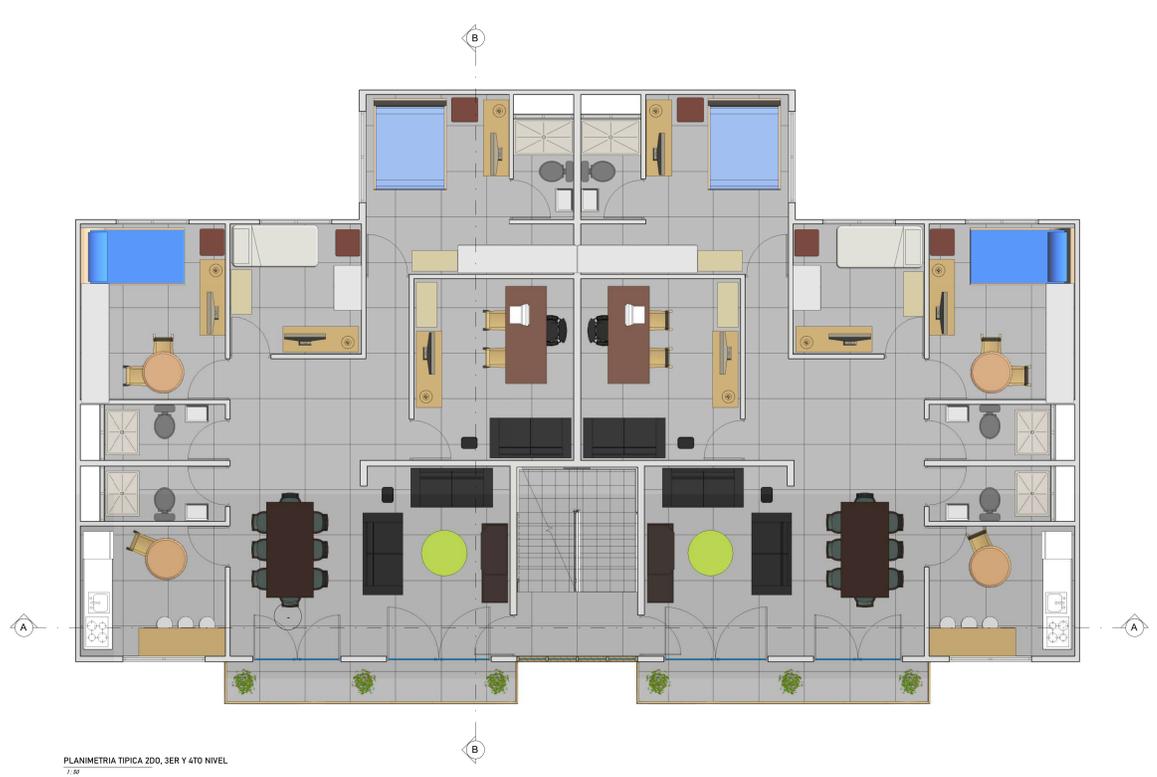
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODO
Problema General	Objetivos General	Hipótesis General	Variables Independientes	El sistema estructural más óptimo.	Comparación de resultados
¿Cuál es el análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?	Determinar el análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna	El sistema de Muros de ductilidad limitada es más rígido que el sistema de albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna	<ul style="list-style-type: none"> • Edificación de muros de ductilidad limitada • Edificación de albañilería. 		
Problema Especifico	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos	Variables dependientes	Norma E.030	Modelamiento con software especializado
¿Cuál es el comportamiento sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?	Determinar el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna	Del análisis sísmico de la vivienda multifamiliar, el sistema de Muros de ductilidad limitada tiene un periodo fundamental de vibración y derivas de entrepiso menores que el sistema de albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis y diseño Estructural. 		

<p>¿Cuál es el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?</p>	<p>Determinar el diseño estructural de una vivienda multifamiliar a base de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.</p>	<p>Del diseño estructural de la vivienda multifamiliar, el sistema de Muros de ductilidad limitada y albañilería confinada cumplen todo lo establecido en las Normas E.020, E.050, E.060 y E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones.</p>		<p>Norma E.020 Norma E.050 Norma E.060 Norma E.070</p>	<p>Softwares especializados Memoria de cálculo.</p>
<p>¿Cuál es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna?</p>	<p>Analizar es la diferencia sísmica - estructural de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.</p>	<p>La edificación a base de muros de ductilidad limitada tendrá un mejor comportamiento sísmico - estructural, pero tendrá una menor ductilidad en relación a la edificación a base de muros de albañilería en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.</p>		<p>Derivas, Cortantes estáticas, Cortante dinámica, periodos.</p>	<p>Comparación de resultados.</p>

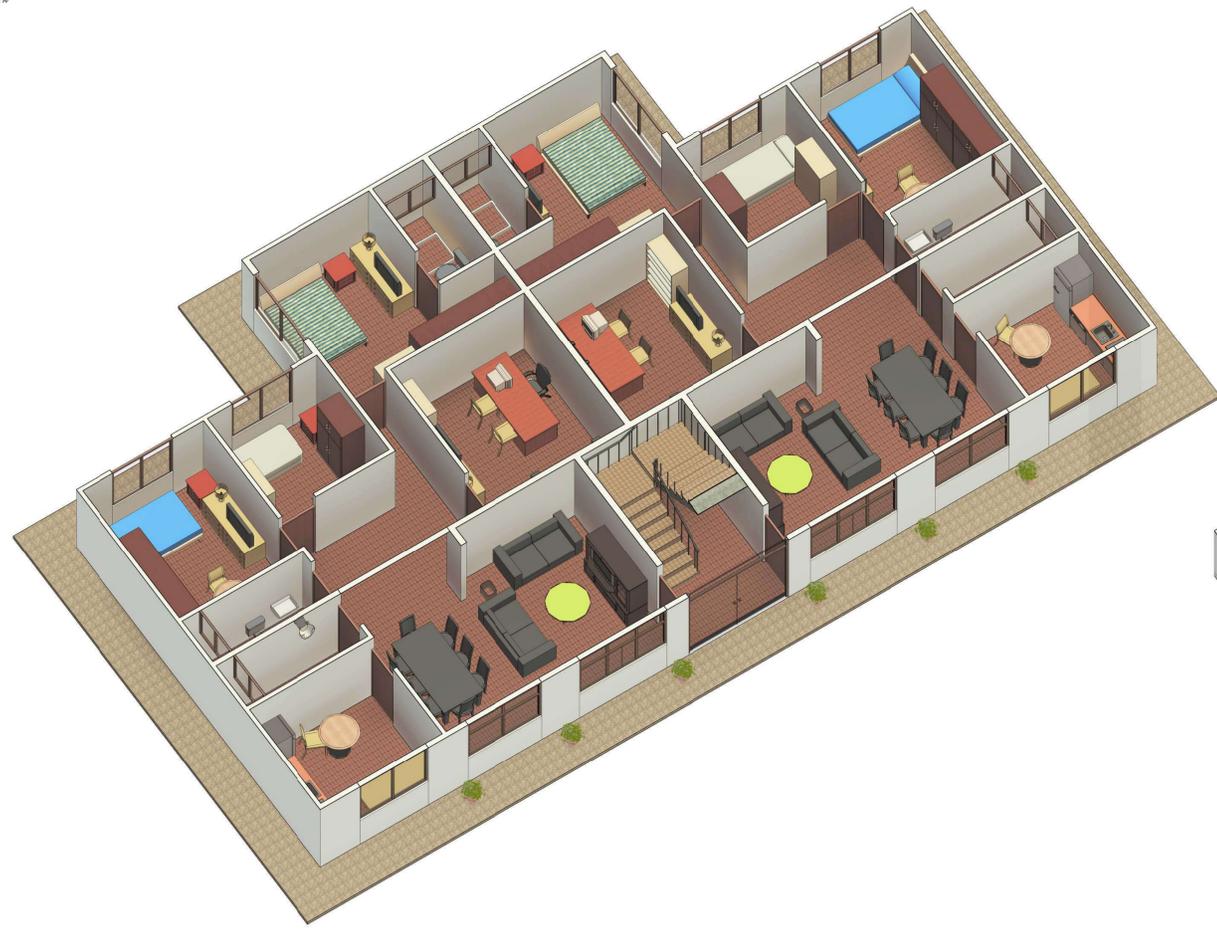
PLANOS ARQUITECTURA



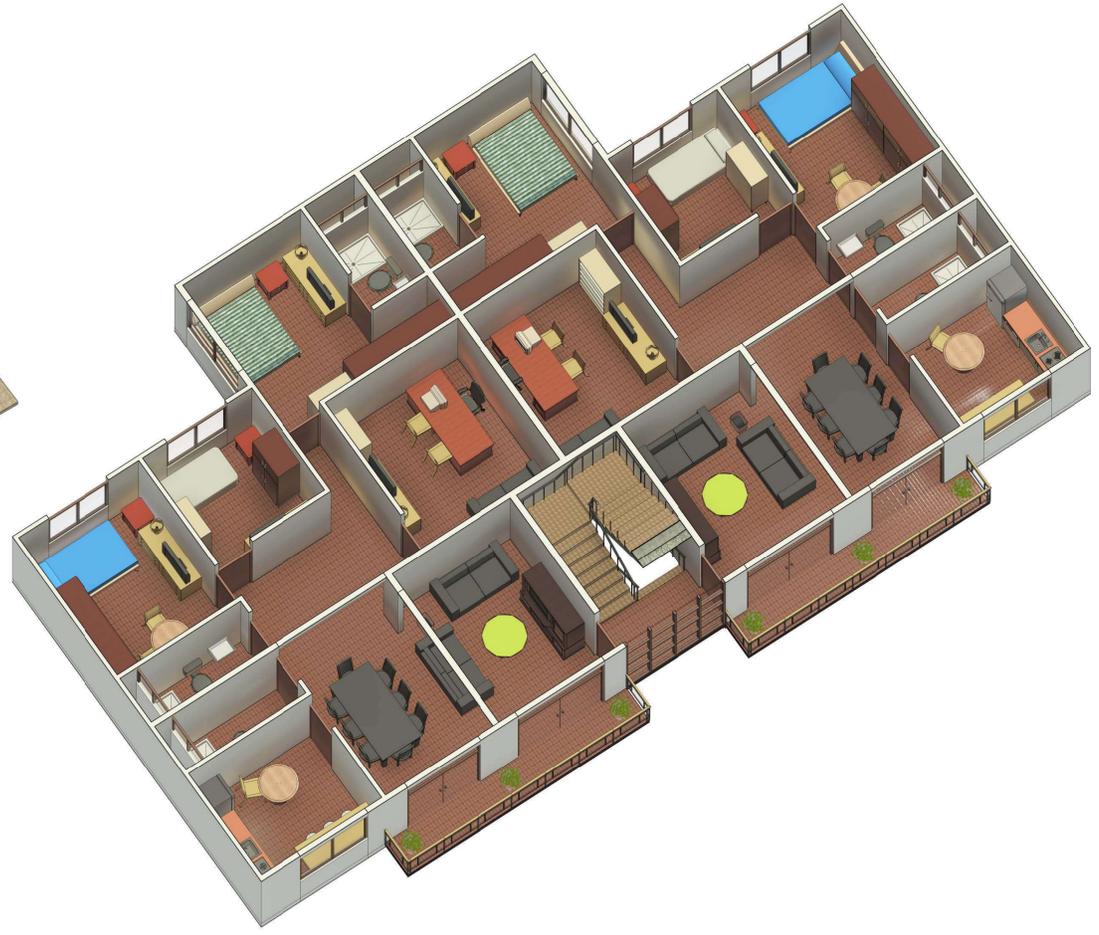
PLANIMETRIA PRIMER NIVEL
7.20



PLANIMETRIA TIPICA 2DO, 3ER Y 4TO NIVEL
7.20



VISTA 3D DE PLANIMETRIA PRIMER NIVEL



VISTA 3D DE PLANIMETRIA TIPICA 2DO, 3ER Y 4TO NIVEL



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
"ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERIA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
PLANIMETRIA

ESCALA: 1:500
FECHA: FEBRERO 2021
DISEÑADO:
BACH DENIS KENYO
QUISEP FLORES
BACH RUSVELL REINE
HUISA CHURA

LAMINA:
A-1



VISTA 3D DE LA EDIFICACION



VISTA FRONTAL DEL PROYECTO



CORTE B-B
7:50



CORTE A-A
7:50



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
"ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERIA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
CORTES Y ELEVACIONES

ESCALA: ARCHIVO: FEBRERO 2021
DISEÑADOR:
BACH DENIS KENYO
GUISPE FLORES
BACH RUSVELL RENE
HUISA CHURA

LAMINA:
A-2

**PLANOS ESTRUCTURAS
(MUROS DE DUCTILIDAD
LIMITADA)**

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS PARA LA VIVIENDA MULTIFAMILIAR - MDL
 Factor de Zona : $Z = 0.45$ (Tacna)
 Uso e Importancia : $U = 1.00$
 Coeficiente Sísmico : $C = 2.50$ máx. ($C = 2.5$ Tp/T)
 Tipo de suelo : Grava Limosa (GM, según E.M.S.)
 $q_{adm} = 2.87$ kg/cm², altura mín. de excavación = 0.80m.
 Factor de Terreno : $S = 1.05$ (Suelo Intermedio)
 $T_p = 0.60$ seg.
 $T_L = 2.00$ seg.
 Gravedad : $g = 9.81$ m/seg.
 Ia (altura): 1.00
 Ip (planta): 1.00

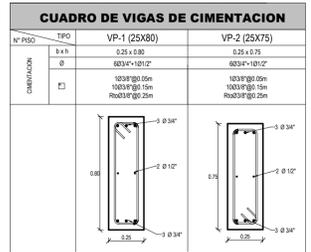
SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE:
 Ro DX: 4 (MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA)
 Ro DY: 4 (MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA)

PERIODO FUNDAMENTAL:
 X-X : 0.103 s.
 Y-Y : 0.086 s.

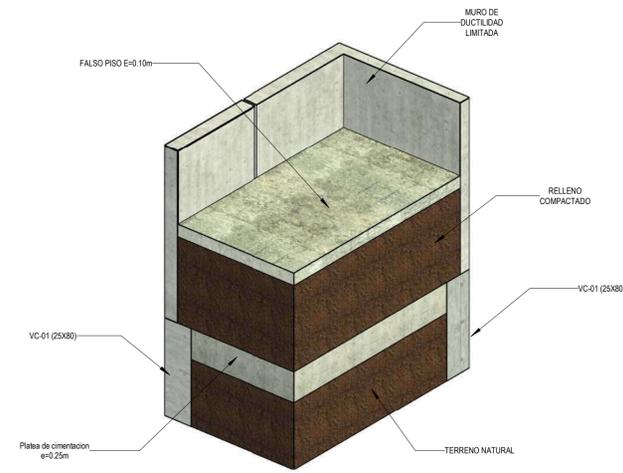
FUERZA CORTANTE EN LA BASE:
 Estático : Dinámico
 X-X: 257,230.00 kg / 231,881.00 kg
 Y-Y: 257,230.00 kg / 232,550.00 kg

DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL, DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO
 DISTORSIONES MAX. DE ENTREPISO:

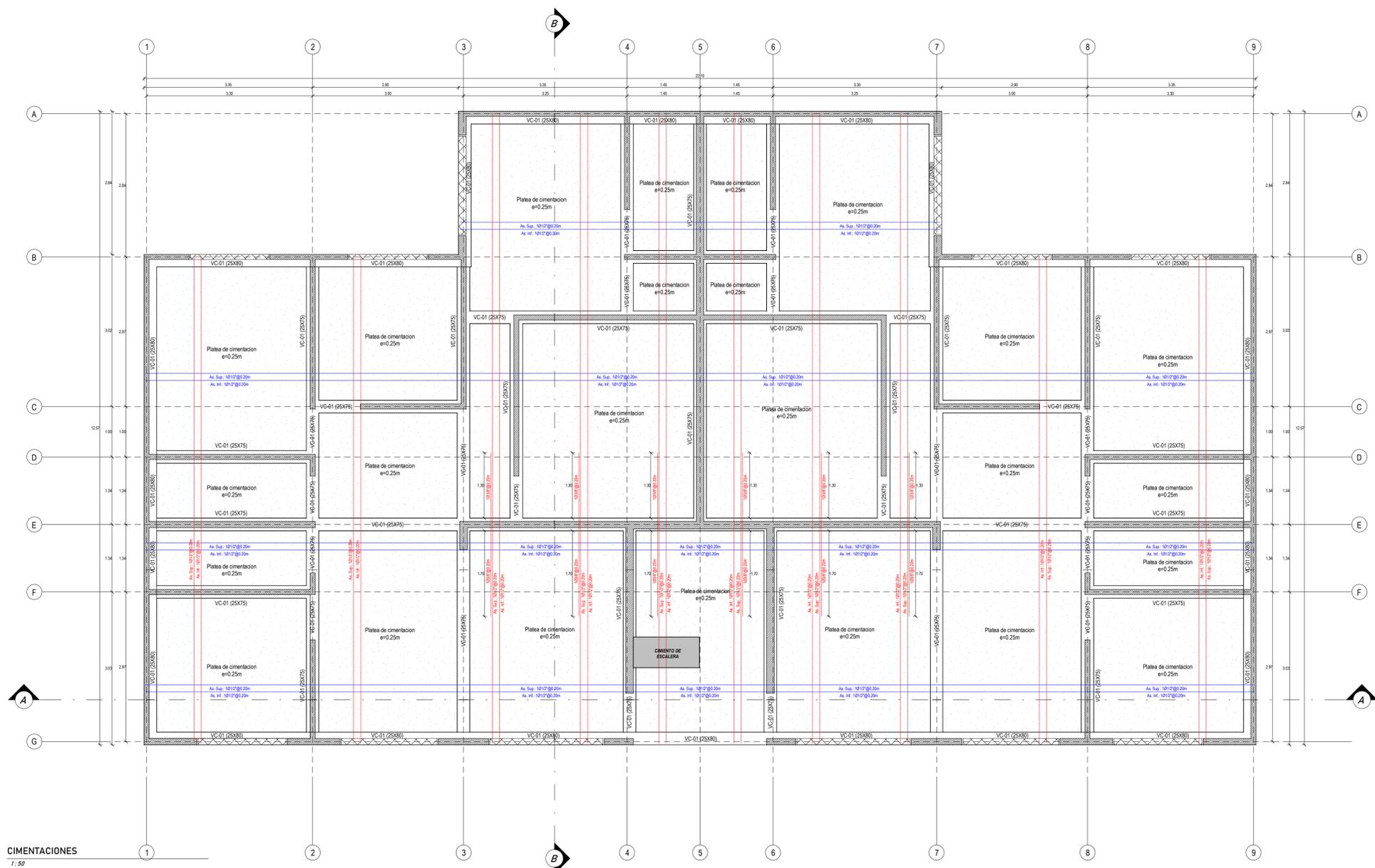
VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Desplz. Max ult nivel (cm)		Desplazamiento Relativos max (cm)		Distorsiones de Entrepiso max	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	0.17	0.11	0.17	0.11	0.000504	0.000328



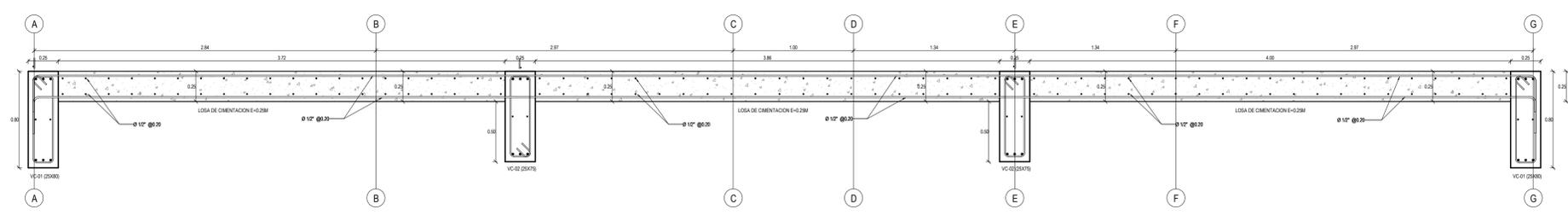
CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACION
1:100



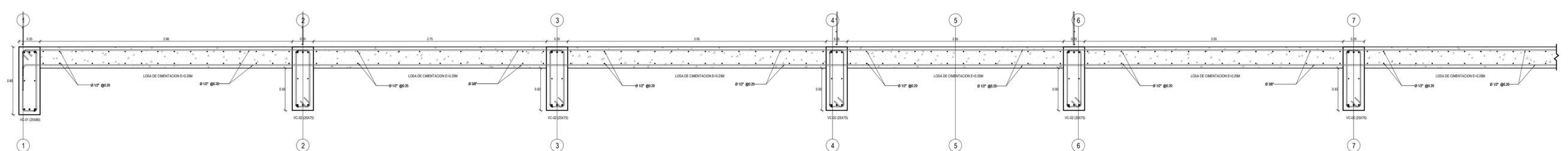
CORTE 3D DE CIMENTACION



CIMENTACIONES
1:50



CORTE B-B
1:25



CORTE A-A
1:25

PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
PLANO DE CIMENTACIONES

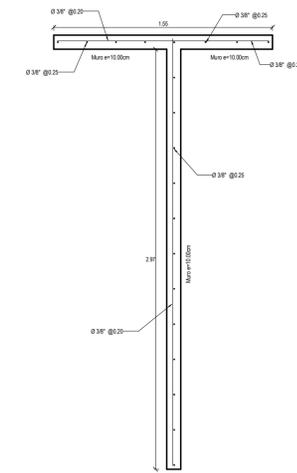
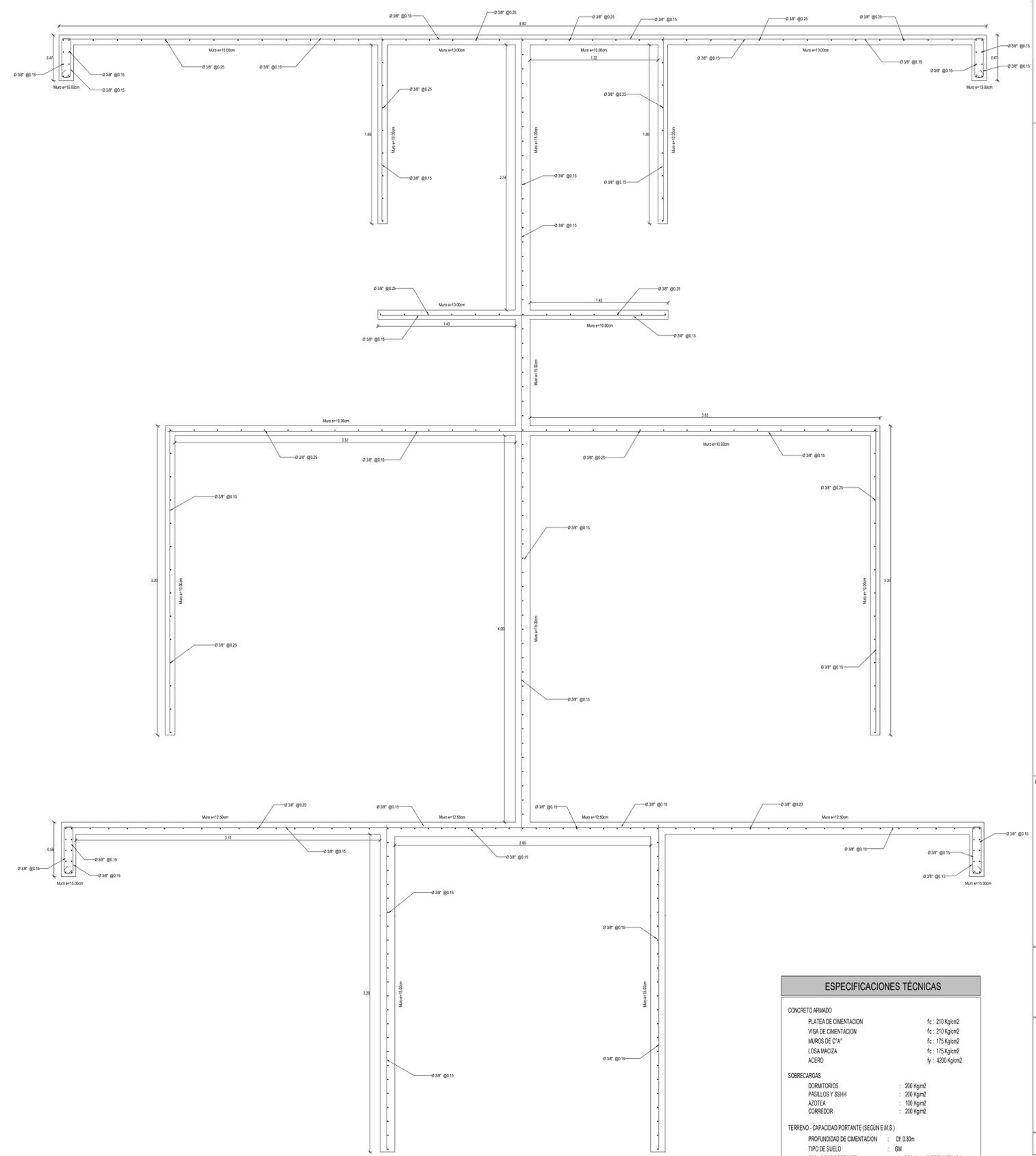
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
FEBRERO 2021

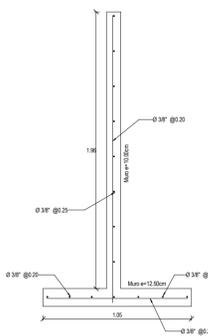
DIBUJO:
BACH: DENIS KENYO
QUISEP FLORES

BACH: RUSVELL RENE
HUISA CHURA

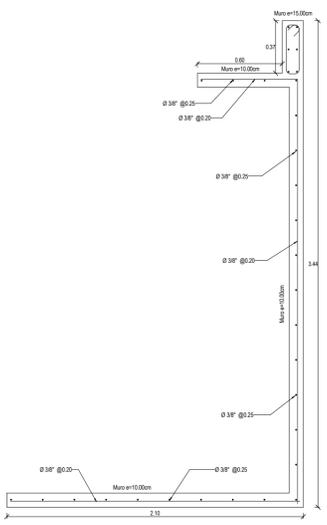
LAMINA:
E-01



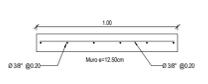
DETALLE DE M-02
1:25



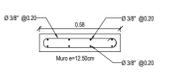
DETALLE DE M-03
1:25



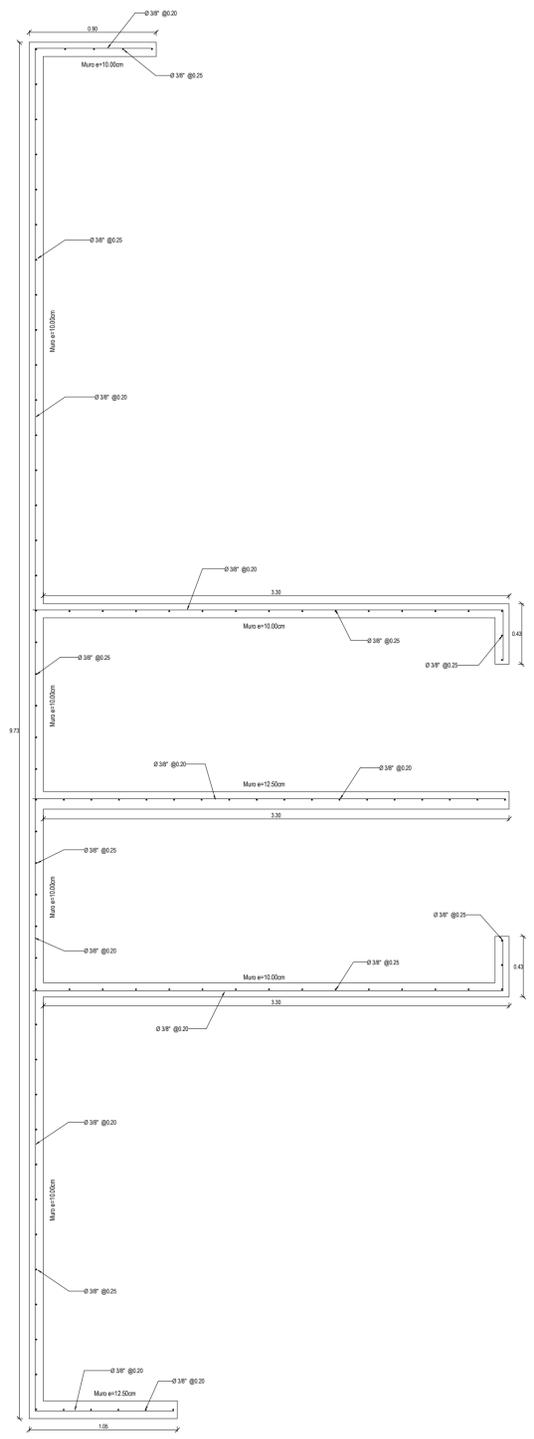
DETALLE DE M-04
1:25



DETALLE DE M-05
1:25



DETALLE DE M-07
1:25

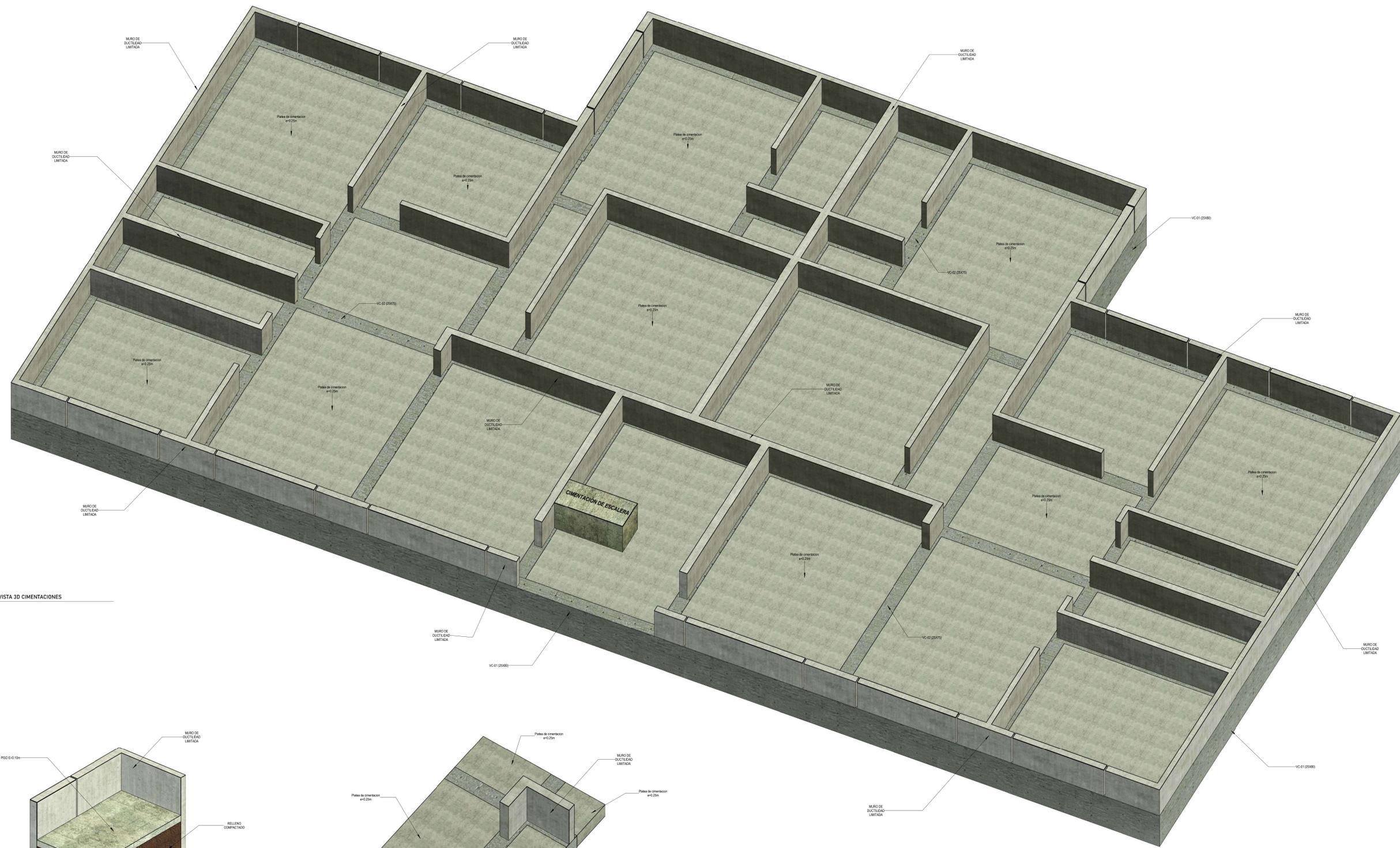


DETALLE DE M-01
1:25

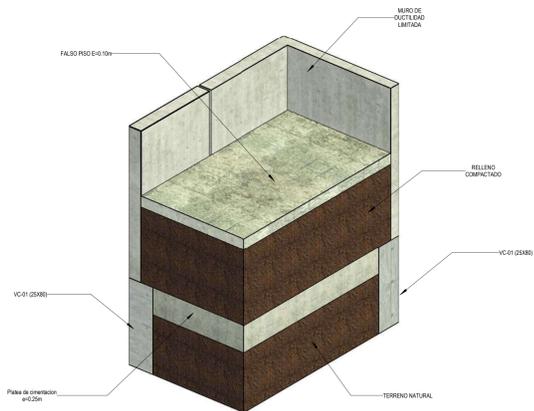
TRABAJOS Y EMPALMES		ESTRIBOS	
Ø	ESCALA	Ø	ESCALA
3/8"	0.20	3/8"	0.20
3/8"	0.15	3/8"	0.15
3/8"	0.10	3/8"	0.10
3/8"	0.08	3/8"	0.08
3/8"	0.05	3/8"	0.05
3/8"	0.04	3/8"	0.04
3/8"	0.03	3/8"	0.03
3/8"	0.02	3/8"	0.02

DETALLE DE ESTRIBOS
1:50

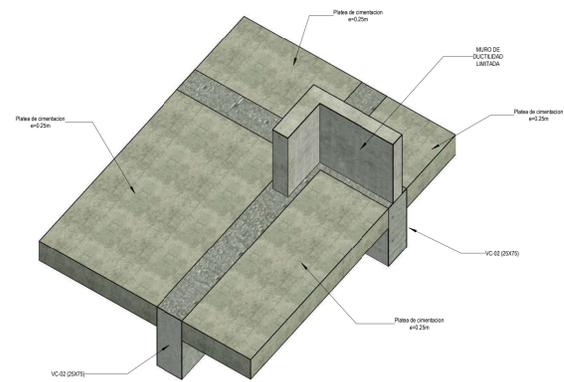
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
CONCRETO ARMADO		
PLATEA DE CIMENTACION		f _c : 210 Kg/cm ²
VIGA DE CIMENTACION		f _c : 210 Kg/cm ²
MUROS DE C4+		f _c : 175 Kg/cm ²
LOSA MACIZA		f _c : 175 Kg/cm ²
ACERO		f _y : 4200 Kg/cm ²
SOBRECARGAS		
DORMITORIOS	:	200 Kg/m ²
PASILLOS Y SSHH	:	200 Kg/m ²
AZOTEA	:	100 Kg/m ²
CORREDOR	:	200 Kg/m ²
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)		
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	:	0.80m
TIPO DE SUELO	:	GM
CAPACIDAD PORTANTE	:	σ ₁ : 2.87 Kg/cm ² (SEGUN E.M.S.)
RECUBRIMIENTOS		
LOSA DE CIMENTACION	:	3.00 cm.
VIGA CIMENTACION	:	5.00 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	:	4.00 cm.
ESCALERA Y LOSAS	:	4.00 cm.
NOTAS GENERALES		
- Vistar columnas armadas a los muros en forma detada.		
- Evitar empalmes y trabajos en zonas de máximo esfuerzo.		
- Curar concreto por via humeda.		



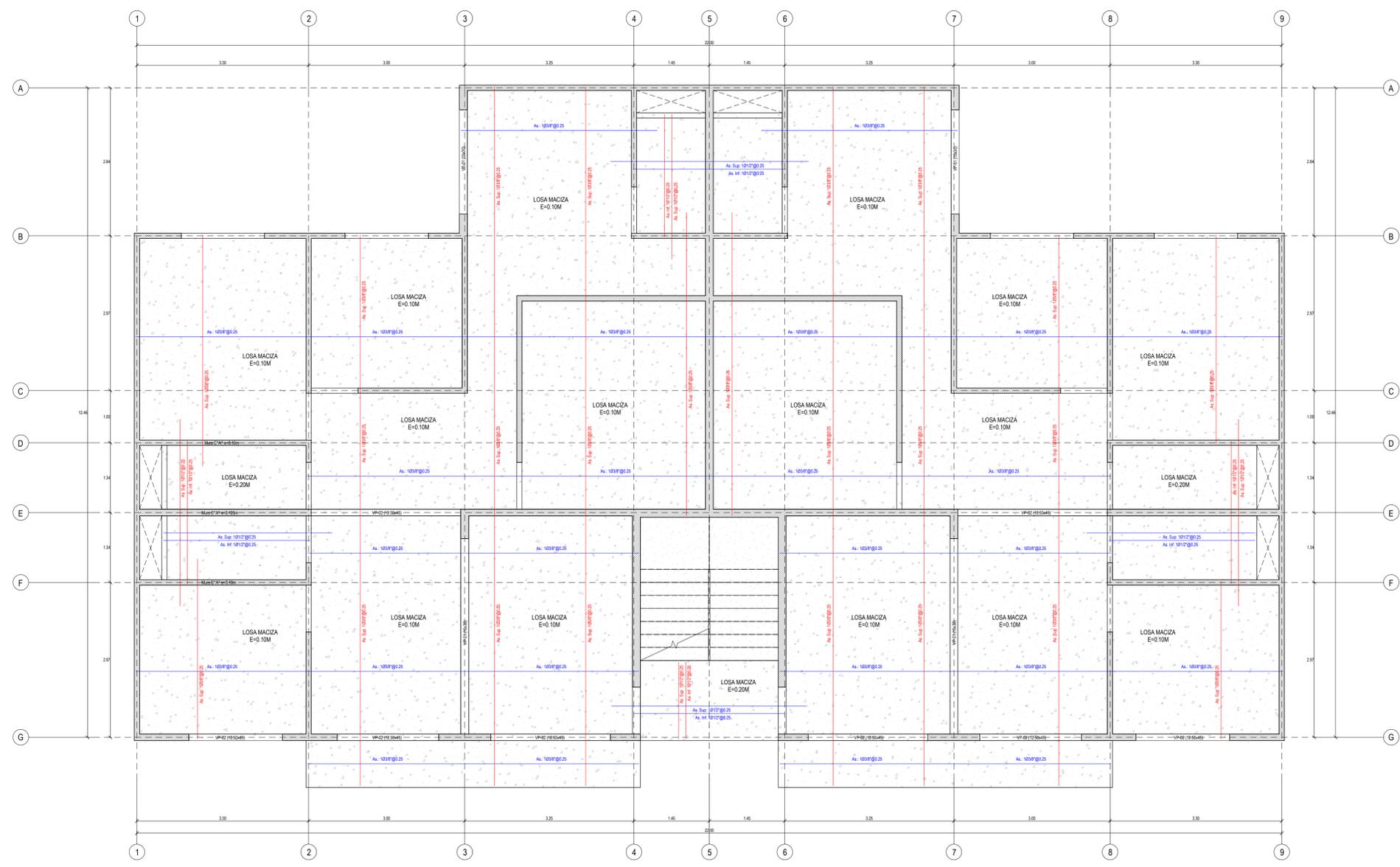
VISTA 3D CIMENTACIONES



VISTA 3D VIGAS DE CIMENTACION EXTREMAS



VISTA 3D DE VIGAS DE CIMENTACION INTEREDIAS



**PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL**

PARAMETROS SISMICOS PARA LA VIVIENDA MULTIFAMILIAR - MDL

Factor de Zona : $Z = 0.45$ (Tacna)
 Uso e Importancia : $U = 1.00$
 Coeficiente Sísmico : $C = 2.50$ máx. ($C = 2.5 Tp/T$)
 Tipo de suelo : Grava Limosa (GM, según E.M.S.)
 $q_{adm} = 2.87 \text{ kg/cm}^2$, altura mín. de excavación = 0.80m.
 Factor de Terreno : $S = 1.05$ (Suelo Intermedio)
 $Tp = 0.60 \text{ seg.}$
 $TL = 2.00 \text{ seg.}$
 $g = 9.81 \text{ m/seg.}^2$

Gravedad : 1.00
 la (altura) : 1.00
 lp (planta) : 1.00

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:
 Ro DX : 4 (MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA)
 Ro DY : 4 (MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA)

PERIODO FUNDAMENTAL:
 X-X : 0.103 s.
 Y-Y : 0.086 s.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE:
 Estático : 257,230.00 kg
 Dinámico : 231,881.00 kg

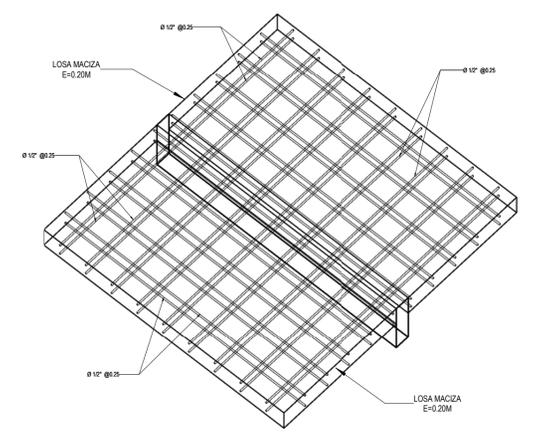
DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL, DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO
 DISTORSIONES MAX. DE ENTREPISO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Desplz. Max ult nivel (cm)		Desplazamiento Relativos max (cm)		Distorsiones de Entrepiso max	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	0.17	0.11	0.17	0.11	0.000504	0.000328

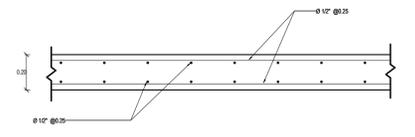
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO	
PLATEA DE CIMENTACION	$f_c : 210 \text{ Kg/cm}^2$
VIGA DE CIMENTACION	$f_c : 210 \text{ Kg/cm}^2$
MUROS DE C/A	$f_c : 175 \text{ Kg/cm}^2$
LOSA MACIZA	$f_c : 175 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO	$f_y : 4200 \text{ Kg/cm}^2$
SOBRECARGAS	
DORMITORIOS	: 200 Kg/m ²
PASILLOS Y SSHH	: 200 Kg/m ²
AZOTEA	: 100 Kg/m ²
CORREDOR	: 200 Kg/m ²
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	: 0f. 0.80m
TIPO DE SUELO	: GM
CAPACIDAD PORTANTE	: $q_t : 2.87 \text{ Kg/cm}^2$ (SEGUN E.M.S.)
RECLUBRIMIENTOS	
LOSA DE CIMENTACION	: 3.00 cm.
VIGA CIMENTACION	: 5.00 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
ESCALERA Y LOSAS	: 4.00 cm.
NOTAS GENERALES	
- Vaciar columnas amarradas a los muros en forma dentada.	
- Evitar empalmes y traslapes en zonas de máximo esfuerzo.	
- Curar concreto por vía húmeda.	

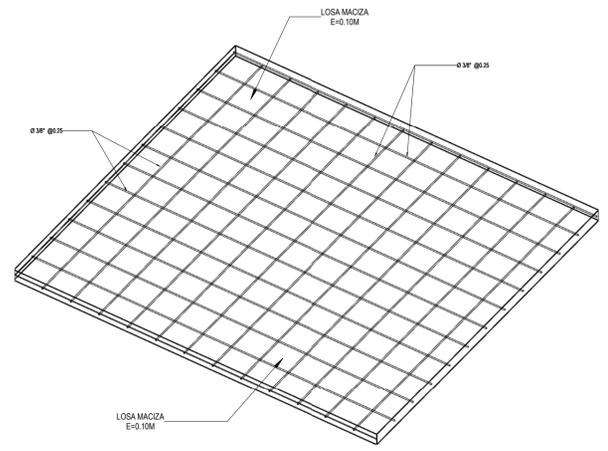
ALIGERADO TÍPICO 1ER, 2DO Y 3ER NIVEL
7:50



VISTA 3D DE LOSA MACIZA E=0.20M



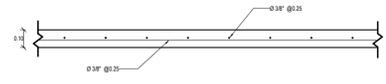
DETALLE DE LOSA MACIZA E=0.20M
7:20



VISTA 3D DE LOSA MACIZA E=0.10M



DETALLE DE ESTRIBOS
7:50



DETALLE DE LOSA MACIZA E=0.10M
7:20

PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
PLANO DE ALIGERADOS

ESCALA:
 INDICADA

FECHA:
 FEBRERO 2021

DIBUJO:
 BACH: DENIS KENYO
 QUISPE FLORES

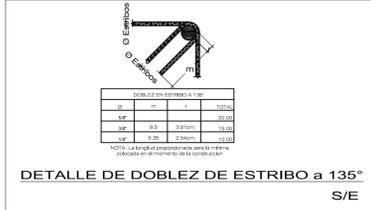
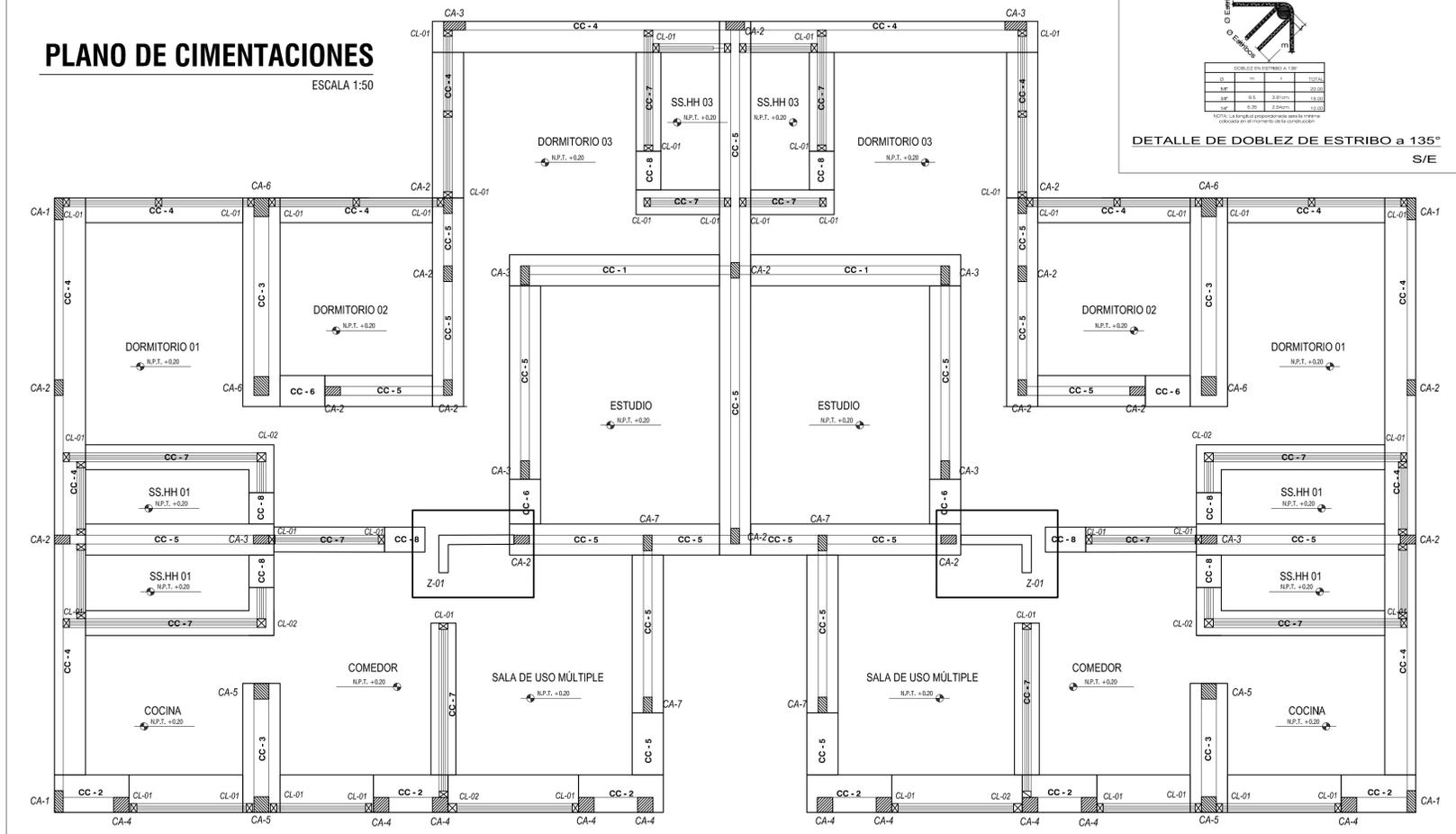
BACH: RUSVELL RENE
 HUISA CHURA

LAMINA:
E-04

**PLANOS ESTRUCTURAS
(ALBAÑILERÍA CONFINADA)**

PLANO DE CIMENTACIONES

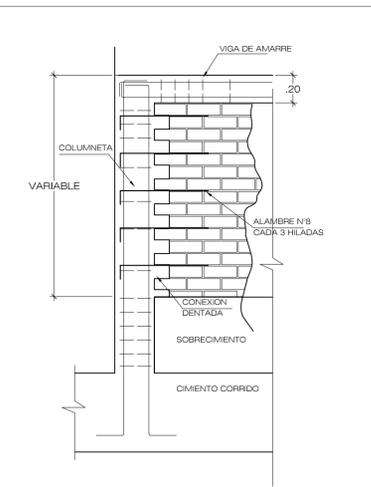
ESCALA 1:50



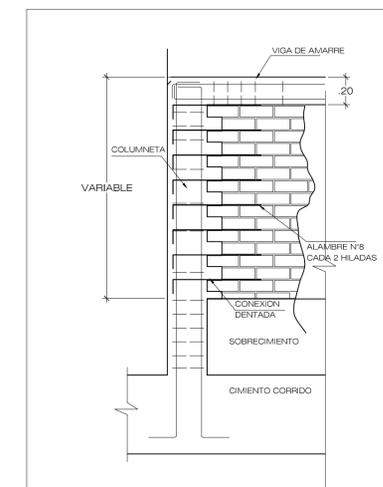
CUADRO DE COLUMNETAS

ESC: 1/25

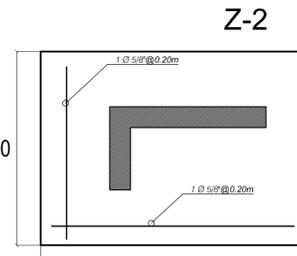
	CA-1	CA-2	CA-3	CA-4	CA-5	CA-6	CA-7	CL-01	CL-02
ESTRIBOS 1ER PISO	6 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	6 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	6 Ø 1/2" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 1/2" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	6 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	2 # 8mm 1 @ 5 cm Rto. @ 20 cm	2 Ø 8mm 1 @ 5 cm Rto. @ 20 cm
ESTRIBOS 2,3 Y 4 PISO	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 8mm 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	4 Ø 3/8" 1 @ 5 cm 7 @ 7.5 cm Rto. @ 20 cm	2 Ø 1/4" 1 @ 5 cm Rto. @ 20 cm	2 Ø 1/4" 1 @ 5 cm Rto. @ 20 cm



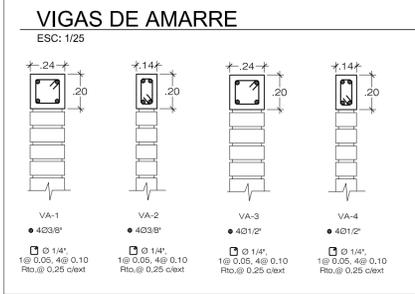
DETALLE DE COLUMNETAS MURO DE E=0.14m



DETALLE DE COLUMNETAS MURO DE E=0.24m



DETALLE DE ZAPATAS ESC: 1/25



ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)
CIMENTO CORRIDO:
CONCRETO ORNAMENTAL COMERCIAL
MEZCLA 1:10:100 kg/cm³ + 30% P.G. MÁX. 6"

CONCRETO ARMADO
ZAPATAS: f_c = 210 kg/cm²
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS: f_c = 210 kg/cm²
LOSAS ALBERGADA: f_c = 210 kg/cm²
SABALLES EXTERNA: f_c = 210 kg/cm²
COCINA: f_c = 210 kg/cm²
MORTERO: f_c = 140 kg/cm²

TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE: 2.37 Kg/cm² a una profundidad de 1.00m.

RECUBRIMIENTOS
ZAPATAS: 5.00 cm
SOPRECIMIENTO ARMADO: 3.00 cm
VIGAS CHATAS Y LOSAS: 2.00 cm
COLUMNAS: 2.00 cm
VIGAS DE AMARRE: 2.00 cm

CURADO:
CUBO PULVERIZADO

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION:
REGLAMENTO NACIONAL DE ESPECIFICACIONES
MUROS NO PORTANTES

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES ANALISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS PARA LA VIVIENDA MULTIFAMILIAR - MCL
Factor de Zona: Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia: U = 1.00
Coeficiente Sísmico: C = 2.50 máx. (C = 2.5 T_p/T)
Tipo de suelo: Grava Limosa (GM según E.M.S.)
g_{max} = 0.87 kg/cm², altura máx. de excavación = 1.00m.
Factor de Terreno: S = 1.05 (Suelo Intermedio)
T_p = 0.60 seg.
T_L = 2.00 seg.
g = 9.81 m/seg.
Ia (altura): 1.00
I_p (altura): 0.90

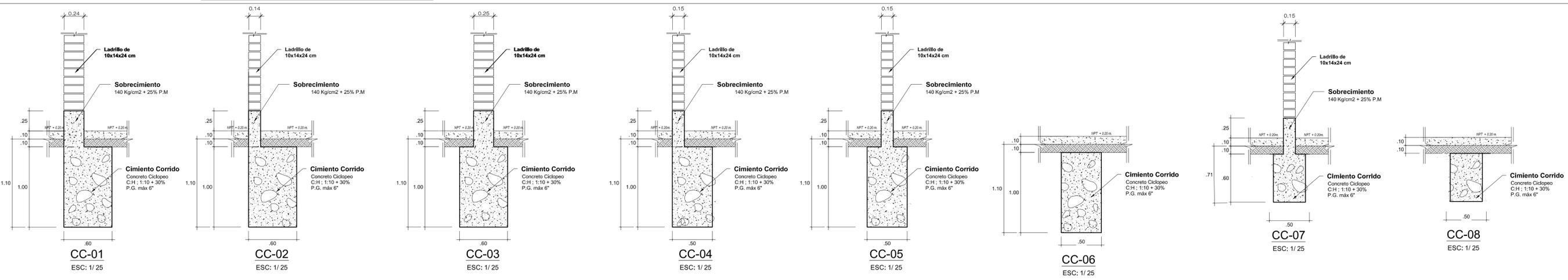
SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE:
Ro Dx: 3 (MURO DE ALBAÑILERIA CONFINADA)
Ro Dy: 3 (MURO DE ALBAÑILERIA CONFINADA)

PERIODO FUNDAMENTAL:
X-X: 0.154 s. Y-Y: 0.086 s.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE:
Estático: 188.801.00 kg
Dinámico: 202.955.00 kg
X-X: 209.270.00 kg Y-Y: 209.270.00 kg

DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL, DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO DISTORSIONES MAX. DE ENTREPISO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Desplaz. Max ult nivel (cm)	Desplazamiento Relativo max (cm)	Distorsiones de Entrepiso max
X-X	0.4367	0.395	0.001
Y-Y	0.4367	0.395	0.009



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

CIMENTACIONES

ESCALA: INDICADA

FECHA: Febrero 2020

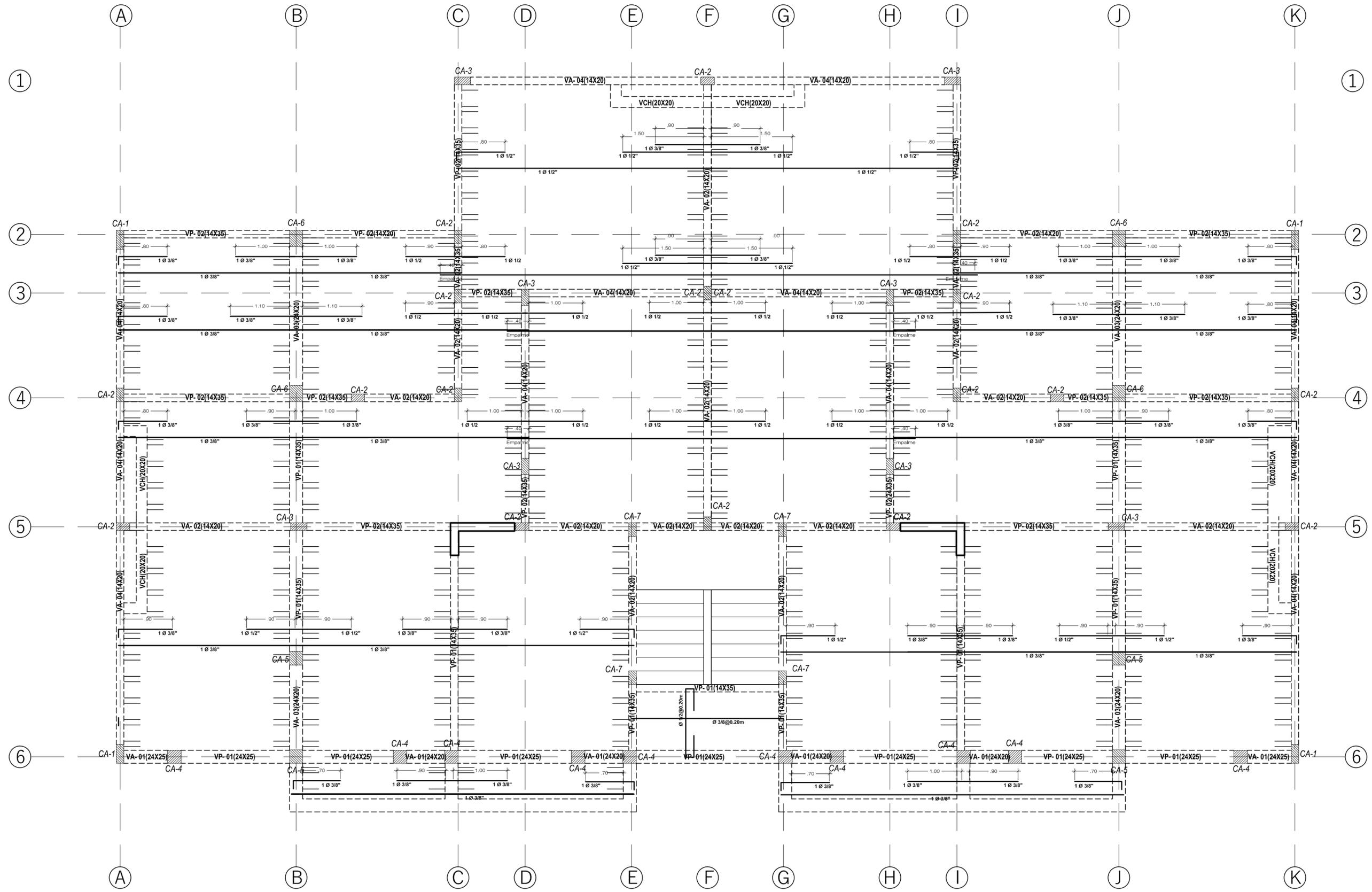
DIBUJO CAD:

BACH:DENIS KENYO
QUISPE FLORES

BACH:RUSVELL RENE
HUISA CHURA

LAMINA:

E-01



PLANTA DE VIGAS Y LOSAS - NIVEL 1,2,3
 ESC: 1/50

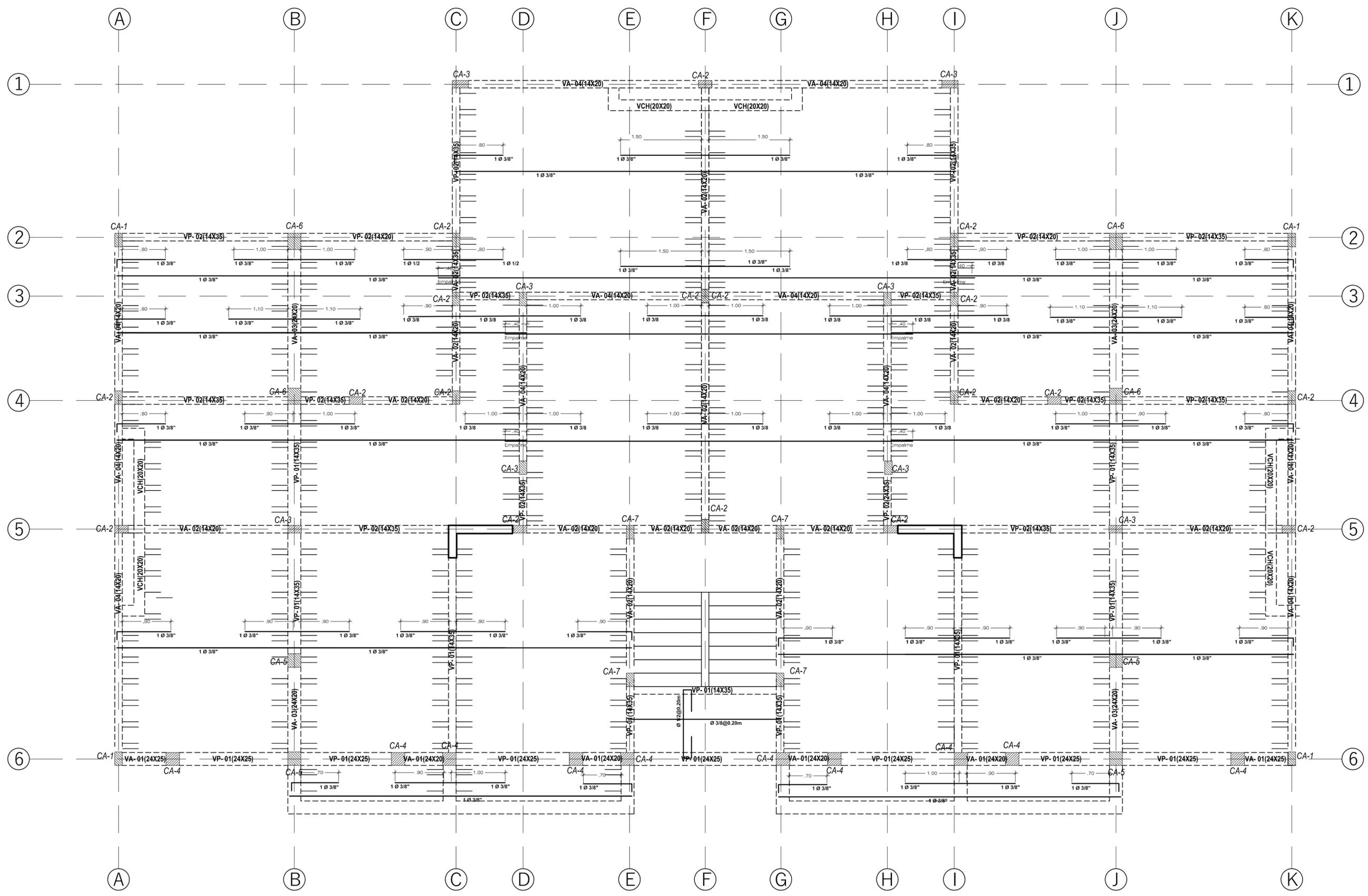
PROYECTO:
 "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERIA CONFINADA"

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS Y LOSAS NIVEL 1,2 Y 3

ESCALA: INDICADA
 FECHA: Febrero 2020

DEBIDO CAD:
 BACH: DEWIS KENYO QUISPE FLORES
 BACH: RUSVEL RENE HUISA CHURA



PLANTA DE VIGAS Y LOSAS – NIVEL 4

ESC: 1/50

PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA"

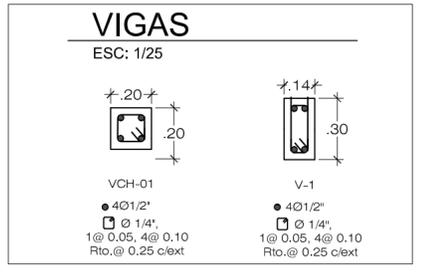
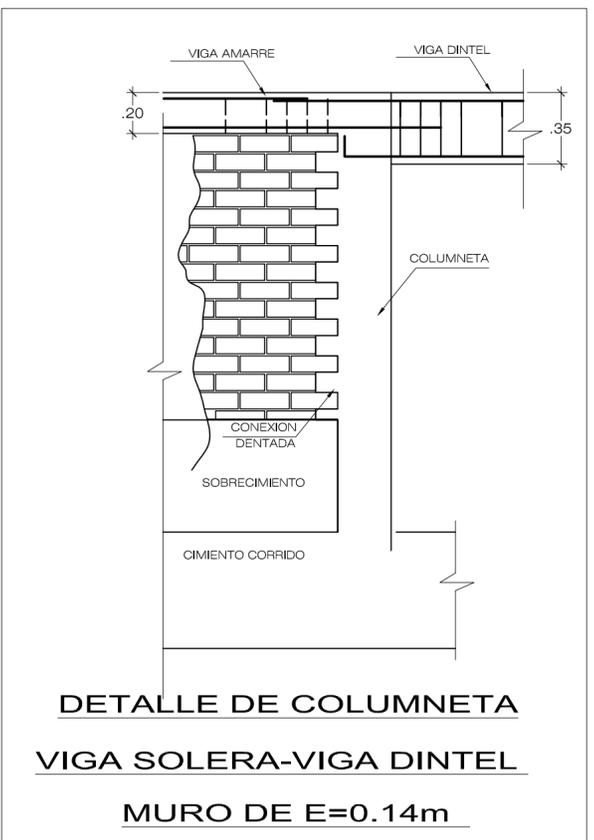
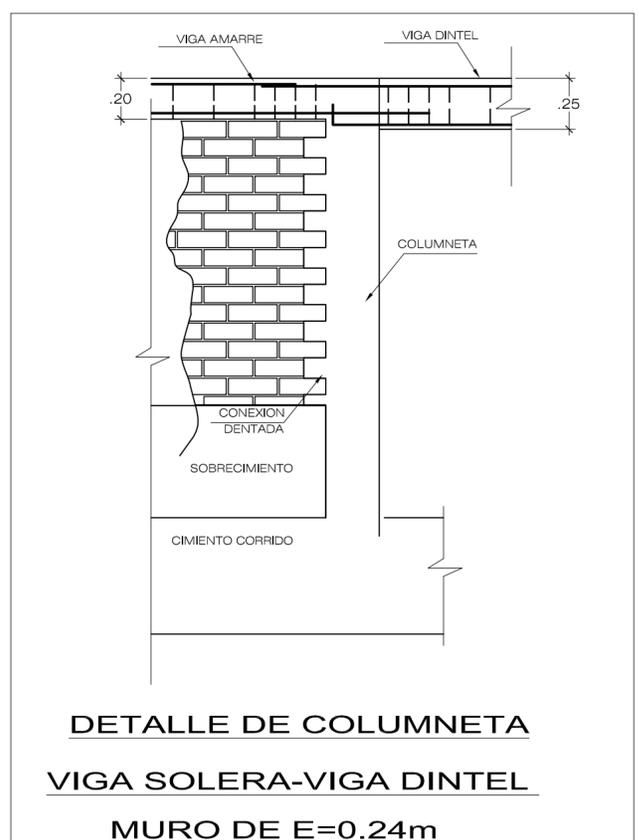
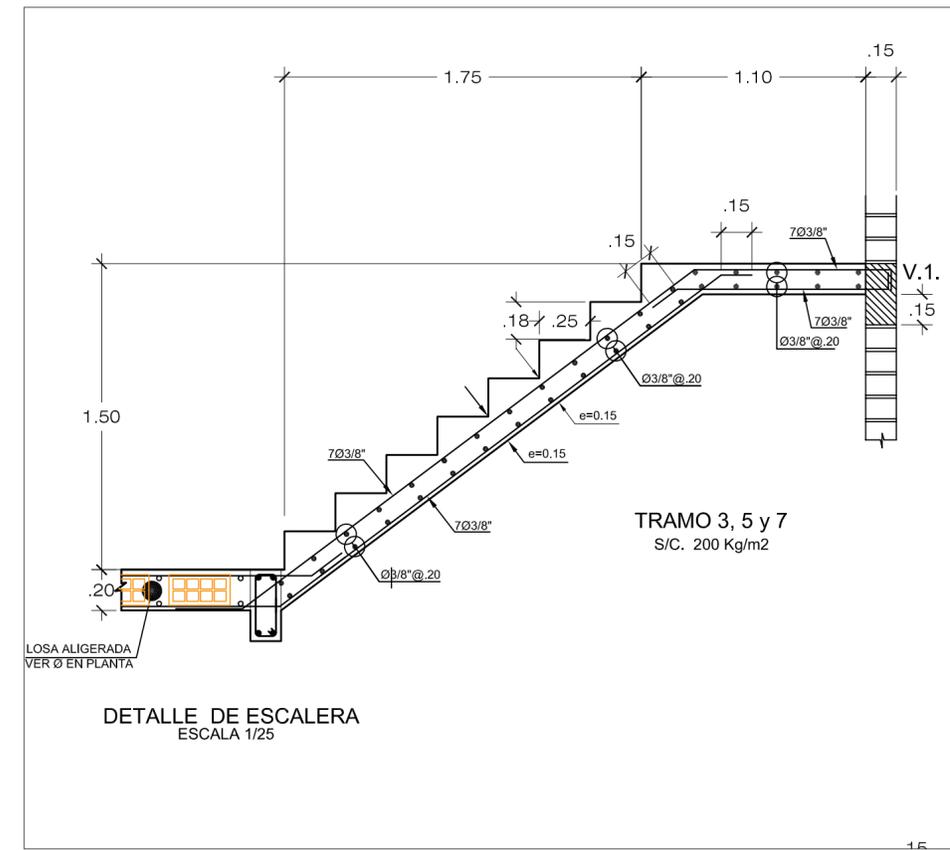
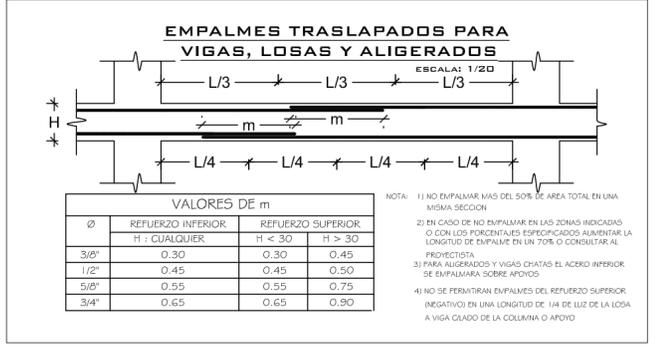
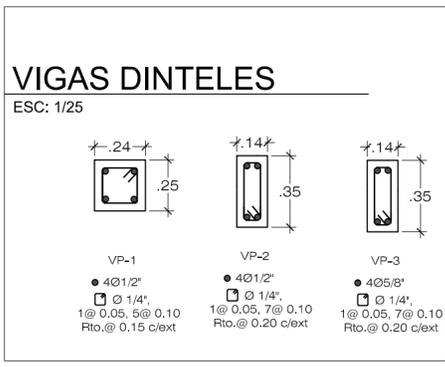
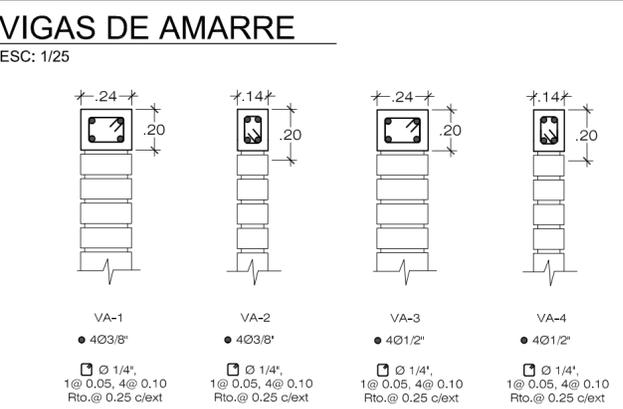
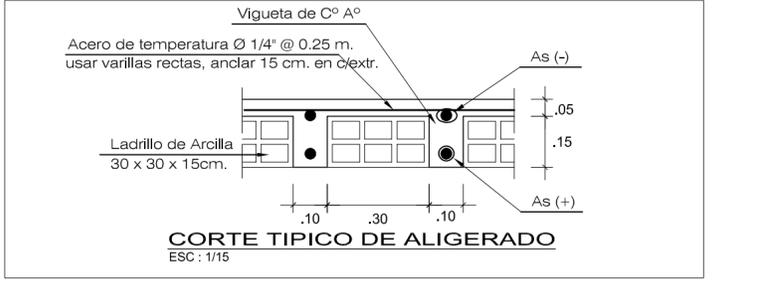
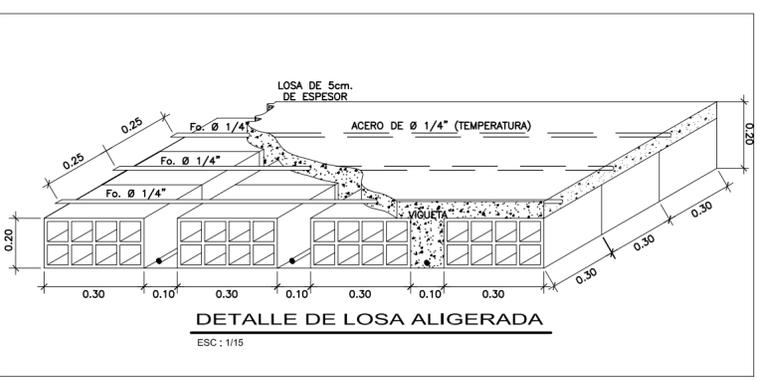
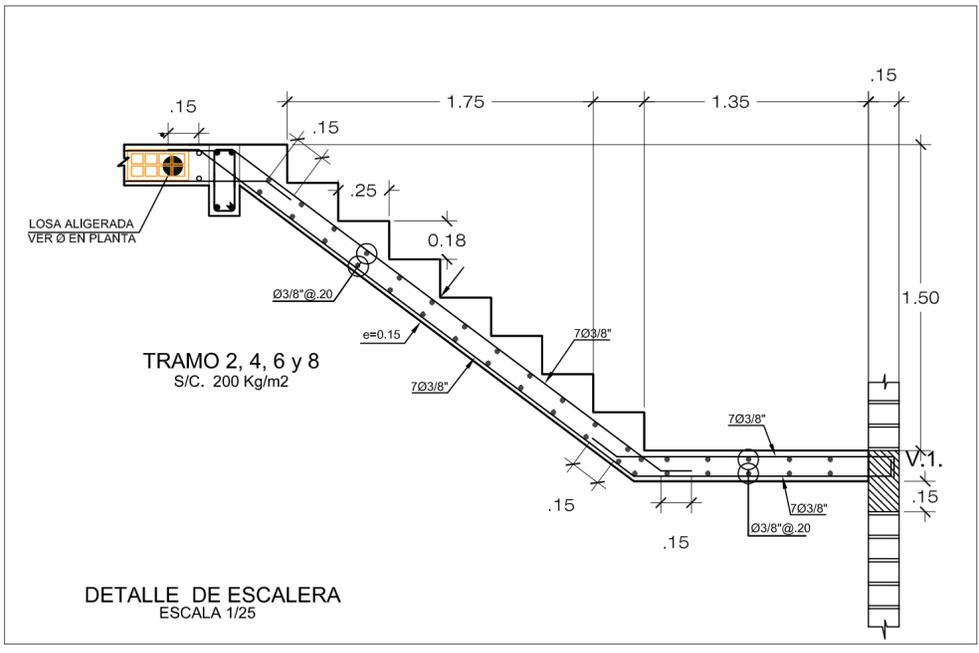
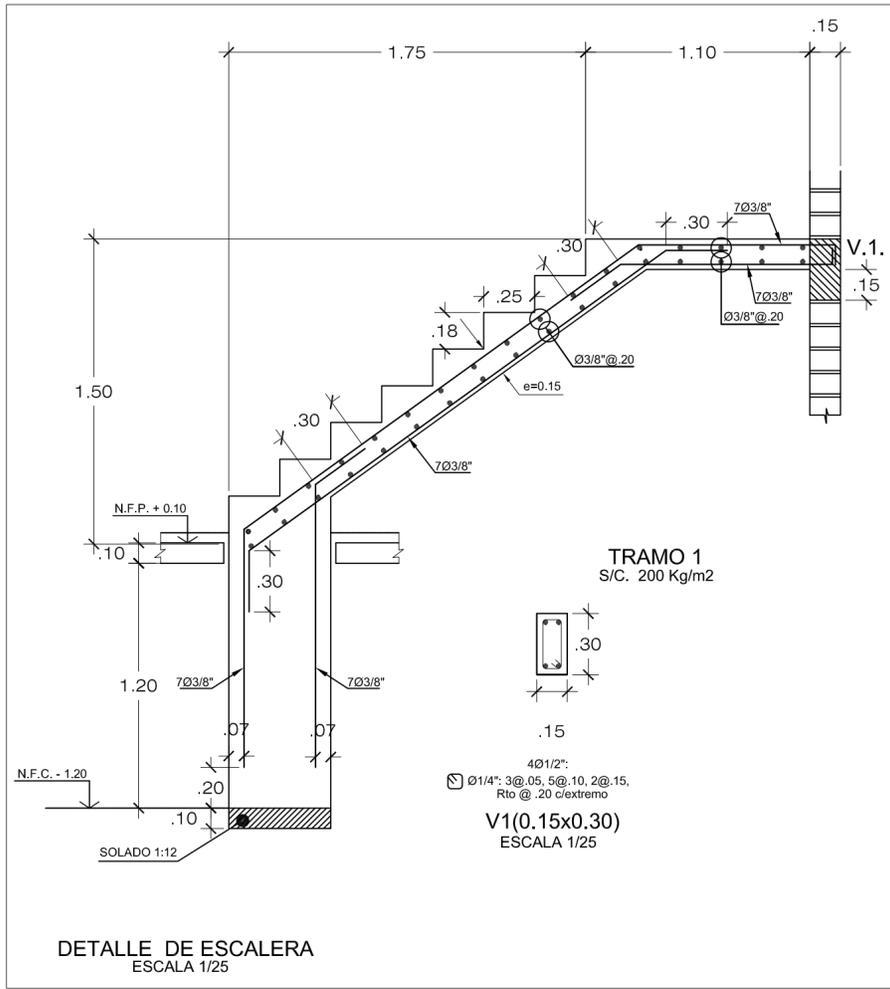
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS Y LOSAS NIVEL 4

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
Febrero 2020

DIBUJO CAD:
BACH:DENIS KENYO
QUISPE FLORES

BACH:RUSVELL RENE
HUISA CHURA



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE:
SOLADOS : Fc = 1:12 CEMENTO/HORMIGON
CIMENTO CORRIDOS : Fc = 1:10 CEMENTO/HORMIGON + 30% P. G. (MAX. Ø 8")
SOBRECIMENTOS : Fc = 1:8 CEMENTO/HORMIGON + 25% PAL (MAX. Ø 3")
FALSO PISO : Fc = 1:8 CEMENTO/HORMIGON

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:
ESFUERZO DEL TERRENO : 2.40 kg/cm²
TIPO DE SUELO : GRAVA MAL GRADUADA (GP)

CONCRETO ARMADO:
ACERO : fy = 4200 kg/cm² Acero Corrugado Grado 60
SOBRECIMIENTO : Fc = 1:75 kg/cm²
VIGAS : Fc = 1:75 kg/cm²
LOSA ALIGERADA : Fc = 2:10 kg/cm²
COLUMNA Y VIGA (de apoyo) : Fc = 1:75 kg/cm²

NOTA: UTILIZAR COMO TAMAÑO MAXIMO PIEDRA DE 12"

RECUBRIMIENTOS:
COLUMNAS Y VIGAS : 4.00 cm.
COLUMNAS Y VIGAS (de apoyo) : 2.50 cm.
LOSA ALIGERADA : 2.50 cm.
ZAPATAS : 5.00 cm.

ALBAÑILERIA CONFINADA:
LADRILLO CLASE IV SOLIDO, HERCULES I : Fm = 65 kg/cm²
DIMENSION DE LADRILLO : 10 cm x 14 cm x 24 cm.
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO : Fb = 130 kg/cm²
% MAXIMO DE VACIOS : 30% DEL VOLUMEN TOTAL
MORTERO (1:1 CEMENTO-ARENA) : 1:15 (CEMENTO-ARENA)
ESPESOR DE JUNTA ENTRE HEADAS : 1.1 cm. Min., 1.5 Max.

CURADO:
ZAPATAS : 15 DIAS MINIMO
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO : 7 DIAS MINIMO
FONDO DE VIGAS Y LOSAS : 14 DIAS MINIMO

NOTAS GENERALES:
- Vaciar columnas amarradas a los muros en forma dentada
- Colar empalmes y traslapes en zonas de máximo estiramiento
- Curar concreto por vía húmeda

CUADRO DE EMPALMES:
Longitud: mínimas en centros de anchos de barras en tracción (L.T.) y de barras de compresión (L.C.) y de traslapes de barras en tracción (L.C.).