

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Análisis y diseño estructural de un edificio de
viviendas multifamiliares de 6 pisos con muros
de ductilidad limitada**

Xiomara Luz Nicolle Egoabil Apolinarez

Para optar el Título Profesional de
Ingeniera Civil

Huancayo, 2019

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

ASESOR

Mg. Ing. Natividad Antonieta Arévalo Sánchez

AGRADECIMIENTO

A mi asesora, Ing. Natividad Sánchez Arévalo, por su constancia y paciencia.

A la Arq. Rocío Huamaní Araujo por el planteamiento arquitectónico de la edificación y sobre todo por su amistad.

A Jordy, por su apoyo incondicional y exigencia.

A mis amigos y familiares por su apoyo moral y motivación para la culminación de la tesis.

DEDICATORIA

A Dios, por darme la dicha de vivir cada día.

A mis padres, Rosa y Raúl, por su amor, comprensión, paciencia y apoyo incondicional.

A Patrick por ser mi inspiración.

ÍNDICE

PORTADA	I
ASESOR	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
ÍNDICE	V
LISTA DE TABLAS	VII
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE ANEXOS	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
INTRODUCCIÓN	XV
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	23
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	23
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	23
1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	24
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	24
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	24
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	24
1.5. HIPÓTESIS.....	25
1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	25
1.5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA.....	25
1.6. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO.....	25
1.7. METODOLOGÍA.....	26
1.7.1. MÉTODO.....	26
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	28
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	28
2.1. BASES TEÓRICAS.....	31
2.1.1. EDIFICIOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	31
2.1.2. MATERIALES.....	33
2.1.3. MÉTODO DE DISEÑO GENERAL.....	34
2.2. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	35
CAPÍTULO III ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	37
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	37
3.2. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO.....	40
3.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	42
3.4. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES.....	43
3.4.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.....	43
3.4.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.....	45
3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	48
3.5.1. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	48
3.5.2. VIGAS.....	53
3.5.3. LOSA MACIZA.....	56
3.5.4. ESCALERA.....	59
CAPÍTULO IV METRADO DE CARGAS	60
4.1. METRADO DE CARGAS.....	60
4.1.1. METRADO DE LOSA MACIZA.....	60
4.1.2. METRADO DE ESCALERA.....	61

4.1.3.	METRADO DE VIGAS.....	65
4.2.	METRADO POR CARGAS DE SISMO.....	66
4.2.1.	METRADO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	66
4.3.	PESO DE LA ESTRUCTURA.....	67
CAPÍTULO V ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....		69
5.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	69
5.1.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA.....	69
5.2.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE SISMO.....	83
5.2.1.	PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	83
5.2.2.	CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ.....	86
5.2.3.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	91
5.2.4.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	97
5.2.5.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	101
5.2.6.	VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES.....	103
5.2.7.	SEPARACIÓN ENTRE BLOQUES.....	108
5.2.8.	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN.....	109
CAPÍTULO VI DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....		110
6.1.	DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	110
6.1.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	110
6.1.2.	DISEÑO POR CORTE.....	115
6.1.3.	EJEMPLOS DE DISEÑO DE MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	117
6.2.	DISEÑO LOSAS MACIZAS.....	144
6.2.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	144
6.2.2.	DISEÑO POR CORTE.....	145
6.2.3.	VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES.....	146
6.2.4.	EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA BIDIRECCIONAL.....	149
6.3.	DISEÑO DE VIGAS.....	155
6.3.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	156
6.3.2.	DISEÑO POR CAPACIDAD.....	159
6.3.3.	EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS.....	160
6.4.	DISEÑO DE ESCALERAS.....	165
6.4.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	165
6.4.2.	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE ESCALERA.....	167
6.5.	CIMENTACIÓN.....	167
6.5.1.	CIMENTOS CORRIDOS.....	167
6.5.2.	LOSA DE CIMENTACIÓN.....	171
6.5.3.	VIGA DE CIMENTACIÓN.....	182
CONCLUSIONES.....		187
RECOMENDACIONES.....		189
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		190
ANEXOS.....		191

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Densidad de muros en el Bloque 1	50
Tabla 2: Densidad de muros en el Bloque 2	52
Tabla 3: Metrado de Losa Típica – Bloque 1	60
Tabla 4: Metrado de Losa de baño – Bloque 1	61
Tabla 5: Metrado de Losa de Azotea – Bloque 1	61
Tabla 6: Resumen de metrados de vigas	65
Tabla 7: Metrado de MDL del Bloque 1	66
Tabla 8: Metrado de MDL del bloque 2	67
Tabla 9: Peso Total de la Estructura del Bloque 1	67
Tabla 10: Peso Total de la estructura del bloque 2	68
Tabla 11: Coeficientes para el cálculo de los momentos flectores de diseño de las losas apoyadas en vigas	71
Tabla 12: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo I	74
Tabla 13: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo II	76
Tabla 14: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo IV	78
Tabla 15: Parámetros Sísmicos del proyecto	83
Tabla 16: Zona Sísmica en Provincia de Concepción	83
Tabla 17: Categoría de Edificaciones y Factor Uso	85
Tabla 18: Coeficientes de Reducción	86
Tabla 19: CM de bloque 1	86
Tabla 20: CR - dirección X, bloque 1	87
Tabla 21: CR - dirección Y, bloque 1	88
Tabla 22: CM del bloque 2	90
Tabla 23: CR - dirección X, bloque 2	90
Tabla 24: CR - dirección Y, bloque 2	90
Tabla 25: Distribución de Fuerzas Cortantes por piso	92
Tabla 26: Momento torsor accidental en la dirección X	94
Tabla 27: Momento torsor accidental en la dirección Y	94
Tabla 28: Derivas para la dirección X - bloque 1	96
Tabla 29: Derivas para la dirección Y - bloque 1	96
Tabla 30: Derivas para la dirección X - bloque 2	96
Tabla 31: Derivas para la dirección Y - bloque 2	97
Tabla 32: Periodo Fundamental VS Aceleración Espectral	98
Tabla 33: Derivas en la dirección X – Bloque 1	99
Tabla 34: Derivas en la dirección Y – bloque 1	100
Tabla 35: Masa Participante para cada Periodo - bloque 1	101
Tabla 36: Verificación de irregularidad por piso blando en X	103

Tabla 37: Verificación de irregularidad por piso blando en YY	104
Tabla 38: Verificación de irregularidad por resistencia en X.....	104
Tabla 39: Verificación de irregularidad por resistencia en Y.....	104
Tabla 40: Verificación de Irregularidad por peso	105
Tabla 41: Resumen de Irregularidades	107
Tabla 42: Regularidad de las Edificaciones	108
Tabla 43: Cortante Estática, Dinámica y Factor de amplificación.....	109
Tabla 44: Cargas del primer nivel del muro M – 01	120
Tabla 45: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del primer nivel en el M - 01	121
Tabla 46: Diseño final de aceros del muro M-01 en la dirección en X.....	134
Tabla 47: Diseño final de aceros del muro M-01 en la dirección en Y.....	134
Tabla 48: Cargas del primer piso del muro M – 09	136
Tabla 49: Fuerzas y momentos últimos en el M - 09	137
Tabla 50: Distribución de aceros del M-09.....	143
Tabla 51: Deflexiones permitidas según Norma E0.60.....	148
Tabla 52: Datos de diseño para la losa maciza	149
Tabla 53: Diseño por flexión de losa maciza en la dirección X.....	150
Tabla 54: Diseño por flexión de losa maciza en la dirección Y.....	151
Tabla 55: Diseño por flexión de viga	161
Tabla 56: Espaciamientos para el diseño de la viga A	164
Tabla 57: Diseño por flexión de la escalera	166
Tabla 58: Cargas del análisis estructural del M-09.....	170
Tabla 59: Calculo del centro de gravedad en la losa de cimentación.....	172
Tabla 60: Simultaneidad de momentos en las 2 direcciones “X” y “Y” para cargas de gravedad .	175
Tabla 61: Simultaneidad de momentos para momentos en Y por cargas de sismo y momentos en X por cargas de gravedad.....	176
Tabla 62: Simultaneidad de momentos para momentos en X por cargas de sismo y momentos en Y por cargas de gravedad.	177
Tabla 63: Momentos en las direcciones X y Y del paño más cargado	179
Tabla 64: Diseño por flexión en la dirección X.....	180
Tabla 65: Diseño por flexión en la dirección Y.....	180
Tabla 66: Diseño por flexión de los momentos negativos de la viga de cimentación.....	183
Tabla 67. Diseño por flexión de los momentos positivos de la viga de cimentación	184

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Distribución de placas tectónicas que constituyen la superficie de la tierra	18
Figura 2: Mapa de intensidades sísmicas máximas en la escala de Mercalli Modificada para sismos históricos ocurridos entre los años 1960 y 2014.	20
Figura 3: Mapa de Isosistas del Sismo ocurrido el 01 de octubre del 1969	21
Figura 4: Vivienda de 6 pisos Av. Iquitos y Jr. Dos de mayo	22
Figura 5: Vivienda de 5 pisos en Av. Bolognesi y Av. Mariscal Cáceres	22
Figura 6: Vista Frontal del Edificio.....	37
Figura 7: Planta Primer Nivel	38
Figura 8: Corte A-A del edificio	38
Figura 9: Corte B-B del edificio	39
Figura 10: Informe de estudio de suelos	40
Figura 11: Extracto del informe del EMS - Clasificación de suelos	40
Figura 12: Extracto del informe del EMS – Análisis de cimentación.....	41
Figura 13: Extracto del informe del EMS - Análisis de Capacidad Portante.....	42
Figura 14: Piso Blando	44
Figura 15: Irregularidades geométricas verticales	44
Figura 16: Discontinuidad de los sistemas resistentes	45
Figura 17: Configuraciones que producen torsión	45
Figura 18: Modelos de estructuras con esquinas entrantes.	46
Figura 19: Discontinuidad de diafragma	46
Figura 20: Soluciones sismorresistente a las formas H, L, T, +.	47
Figura 21: Solución estructural al edificio proyectado.....	47
Figura 22: Separación de Bloques del edificio proyectado.....	48
Figura 23: MDL del Bloque 1.....	51
Figura 24: MDL del Bloque 2.....	52
Figura 25: Refuerzo diagonal en vigas entre muros	53
Figura 26: Vigas propuestas para el bloque 1	54
Figura 27: Vigas propuestas para el bloque 2	54
Figura 28: Ubicación de la viga de escaleras	55
Figura 29: Solución Bandeja en baños	57
Figura 30: Ubicación de losa unidireccional.....	58
Figura 31: Modelo de Escalera	62
Figura 32: CM y CV en primer tramo de la escalera.....	64
Figura 33: CM y CV en segundo tramo de la escalera	64
Figura 34: Franja central y de columna según el método del Joint Comité ASCE ACI -1940.....	70
Figura 35: Distribución de paños en la mitad del Bloque 1.....	72
Figura 36: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo I	73

Figura 37: Momentos en la direcciones X y Y del paño tipo I	74
Figura 38: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo II	75
Figura 39: Momentos en la direcciones X y Y del paño tipo II	76
Figura 40: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo IV	77
Figura 41: Momentos en la direcciones X y Y del paño tipo IV	78
Figura 42: Momentos en la dirección X - Bloque 1	79
Figura 43: Momento en la dirección Y - bloque 1	79
Figura 44: Momento en la dirección X - bloque 2	80
Figura 45: Momento en la dirección Y - Bloque 2	80
Figura 46: Distribución de paños en la mitad del Bloque 1	81
Figura 47: Idealización de la losa unidireccional.....	82
Figura 48: Coeficientes del ACI en la losa unidireccional	82
Figura 49: Momentos en Kg.m de la losa unidireccional	83
Figura 50: Ubicación del C.M. y C.R. del bloque 1	89
Figura 51: Ubicación del C.M. y C.R. del bloque 2	91
Figura 52: Excentricidades del bloque 1 en dirección X e Y.....	93
Figura 53: Momento torsor en el bloque 1	95
Figura 54: Espectro del proyecto	99
Figura 55: Diferencia de derivas entre el análisis estático y dinámico en la dirección X.....	100
Figura 56: Diferencia de derivas entre el análisis estático y dinámico en la dirección Y.....	101
Figura 57: Primer modo de Vibración (ETABS) - Bloque 1.....	102
Figura 58: Tercer modo de Vibración (ETABS) - Bloque 1.....	103
Figura 59: Masas por piso del proyecto	105
Figura 60: Verificación de irregularidad de discontinuidad del diafragma	106
Figura 61: Verificación de irregularidad por sistemas no paralelos	107
Figura 62: Separación entre los bloques 1 y 2.....	108
Figura 63: Diagrama de Interacción	111
Figura 64: Dirección de análisis y sentido del momento.....	112
Figura 65: Área de acero en bordes no confinados	115
Figura 66: Ubicación del Muro M-01 en el plano general	118
Figura 67: Distribución de aceros preliminar para el M- 01	120
Figura 68: Diagrama de Iteración en dirección X, M – 01.....	121
Figura 69: Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 01.....	122
Figura 70: Cálculo del momento nominal en la dirección X en el diagrama de iteración en el muro M-01	124
Figura 71: Valores de hw	126
Figura 72: Cálculo del momento nominal en la dirección Y en el diagrama de iteración en el muro M-01	129
Figura 73: Detallado final del muro M-01	134

Figura 74: Ubicación del muro M-09 en el plano general	135
Figura 75: Disposición de aceros preliminar del M-09	136
Figura 76: Diagrama de Iteración en dirección X, M - 09	137
Figura 77: Cálculo del momento nominal en la dirección X en el diagrama de iteración en el muro M-09	139
Figura 78: Detallado final del muro M-09	144
Figura 79: Paño más cargado del bloque 1 en la dirección X	149
Figura 80: Paño más cargado del bloque 1 en la dirección Y	151
Figura 81: Sección transformada para el cálculo del momento de inercia	154
Figura 82: Bloque rectangular equivalente	157
Figura 83: Refuerzo longitudinal en viga.....	158
Figura 84: Fuerzas cortantes en la viga	159
Figura 85: Refuerzo transversal en viga	160
Figura 86: Momentos en la viga del eje A.....	160
Figura 87: Distribución de aceros longitudinales en la viga del eje A.....	162
Figura 88: Carga uniformemente distribuida en la viga	162
Figura 89: Momentos y fuerzas cortantes probables de la viga	163
Figura 90: Idealización de la escalera.....	165
Figura 91: Momentos calculados en la escalera.....	165
Figura 92: Diseño de la escalera.....	166
Figura 93: Cimiento Corrido del muro M-09.....	169
Figura 94: Superposición de cimientos corridos de MDL	171
Figura 95: Representación de las cargas admisibles en la losa de cimentación.	172
Figura 96: Excentricidad calculada en la losa de cimentación	173
Figura 97: Representación de la losa de cimentación	174
Figura 98: Coeficientes positivos y negativos en el paño más cargado	179
Figura 99: Distribución de aceros en el paño mas crítico	181
Figura 100: Diagrama de momentos negativos del eje A	183
Figura 101: Diagrama de momentos positivos del eje A	183
Figura 102: Distribución de acero de la viga y losa de cimentación	184

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1: Metrados de estructura	192
Anexo 2: Resultados del análisis estructural de los muros de ductilidad limitada.....	197
Anexo 3: Diseño estructural de los muros de ductilidad limitada.....	213
Anexo 4: Planos de arquitectura	246
Anexo 5: Planos estructurales.....	255

RESUMEN

En la presente tesis se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 6 niveles con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, ya que todos los muros planteados en la arquitectura son portantes y de espesor de 10 cm, los que deben cumplir con las limitaciones de la Norma E0.60 (Concreto Armado).

El edificio se encuentra ubicado en el Departamento de Junín, Provincia de Concepción, debido a que se observan construcciones nuevas de 6 y 5 niveles, como alternativa de construcción se propone los edificios de muros de ductilidad limitada.

El edificio se encuentra en un suelo intermedio de capacidad portante de 2.39 kg/cm^2 a la altura de la profundidad de desplante, además por la ubicación pertenece a una zona sísmica de peligro medio alto con un coeficiente de $Z=3$, y el edificio pertenece a una categoría de edificaciones comunes.

Para el predimensionamiento de los muros, se propone una expresión en función de los parámetros de sitio, longitud, ancho y área de planta de la edificación.

Como la edificación se encuentra en una zona sísmica de peligro medio alto, se realiza el análisis estático y dinámico, cumpliendo con la distorsión máxima de entrepiso, 0.005 en ambos casos y en las dos direcciones (X y Y).

Se muestra de manera detallada el diseño por flexo compresión y fuerzas cortantes de los muros de ductilidad limitada, además de algunos consejos que pueden agilizar el diseño sin evadir las recomendaciones de la Norma E0.60 (Concreto Armado).

La cimentación elegida para el edificio fue de una platea de cimentación de 0.50 m de espesor y vigas de borde e interiores de $0.30 \times 1.10 \text{ m}$ (según lo estipulado en la Norma E0.60 (Concreto Armado)).

El análisis y el diseño de los elementos estructurales (Muros, losa, viga, escalera y cimentación) se realizaron según los requerimientos del reglamento nacional de construcciones en sus capítulos de E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto Armado).

ABSTRACT

In this thesis, the analysis and structural design of a 6-level multifamily building with the structural system of limited ductility walls was carried out, since all the walls raised in the architecture are bearing and 10 cm thick, which must comply with the limitations of Standard E0.60 (Reinforced Concrete).

The building is located in the Department of Junín, Province of Concepción, because new constructions of 6 and 5 levels are observed, as a construction alternative the buildings with limited ductility walls are proposed.

The building is located on an intermediate floor with a bearing capacity of 2.39 kg / cm² at the height of the depth of movement, in addition to the location it belongs to a seismic zone of medium high danger with a coefficient of $Z = 3$, and the building belongs to a category of common buildings.

For the pre-sizing of the walls, an expression is proposed based on the site parameters, the length, width and floor area of the building.

As the building is in a seismic zone of medium high danger, static and dynamic analysis is performed, complying with the maximum mezzanine distortion, 0.005 in both cases and in both directions (X and Y).

The design by Flexocompression and shear forces of the walls of limited ductility is shown in detail, as well as some tips that can speed up the design without evading the recommendations of Standard E0.60 (Reinforced Concrete).

The foundation chosen for the building was a 0.30 m thick foundation plate and 0.35 x 0.90 m edge and interior beams (as stipulated in Standard E0.60 (Reinforced Concrete)).

The analysis and design of the structural elements (Walls, slab, beam, ladder and foundation) were carried out according to the requirements of the national construction regulation in its chapters of E.020 (Loads), E.030 (Earthquake Resistant Design) , E .050 (Soils and Foundations) and E.060 (Reinforced Concrete).

INTRODUCCIÓN

Actualmente en la ciudad de Concepción se presencia un crecimiento importante en comercio, población, y sobre todo en salud, pues en la ciudad se encuentra el Hospital de Enfermedades Neoplásicas, evidenciándose así en la construcción de edificios de 5 y 6 pisos, los que funcionan como hospedaje o departamentos en alquiler; estos edificios son de sistemas estructurales convencionales, en su mayoría son duales, por ello se propone la construcción de edificios con muros de ductilidad limitada ya que tiene la misma función de vivienda.

Los edificios con muros de ductilidad limitada son edificaciones donde la resistencia sísmica y de gravedad está aportada por muros de concreto de espesores reducidos, lo mismos que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes, en su mayoría el refuerzo horizontal y vertical están distribuidos en una sola capa; además según estudios, los edificios con muros de ductilidad limitada, presentan un diseño eficiente que junto con procesos modulados permiten reducir los tiempos y costos de construcción.

El análisis y el diseño de los elementos estructurales (Muros, losa, viga, escalera y cimentación) se realizaron según los requerimientos del reglamento nacional de construcciones en sus capítulos de E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto Armado).

La investigación pretende determinar los criterios estructurales para diseñar un edificio considerando los muros de ductilidad limitada como sistema estructural y realizar el análisis sísmico y el diseño estructural de manera didáctica, para que futuros profesionales puedan tener una base y seguir investigando este sistema estructural; para cumplir con los objetivos planteados se estructuró la tesis en 6 capítulos:

En el capítulo I, se muestra el planteamiento y formulación del problema, objetivos planteados, justificación, hipótesis y delimitación del estudio.

En el capítulo II, se presenta el marco teórico, se describe los antecedentes del problema, bases teóricas y la definición de términos básicos.

En el capítulo III, se tiene la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales que intervienen en la estructura. Se realiza la propuesta de predimensionamiento de muros de ductilidad limitada. Se realiza la verificación previa de irregularidades.

En el capítulo IV, se realiza el metrado de cargas.

El capítulo V concerniente al análisis estructural por cargas de gravedad en el caso de losas macizas bidireccionales y unidireccionales y el análisis sísmico (estático y dinámico) para la edificación, se realiza la verificación de irregularidades y se hallan los desplazamientos para las dos direcciones (X y Y).

Y por último se tiene el Capítulo VI donde se realiza el diseño de los elementos estructurales en la edificación (Muros, losa, viga, escalera y cimentación).

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde años pasados se viene construyendo edificaciones con el sistema estructural de muros portantes, en los años 1985 y 1986 se hizo más notable la construcción de muros de concreto armado ya que el precio del cemento se mantuvo estable; sin embargo, el proceso constructivo requería de encofrados metálicos y pocas empresas disponían.

Como lo menciona el Ing. Antonio Blanco Blasco, en el año 2001 se impulsa nuevamente la construcción de edificaciones con muros de concreto armado debido que este sistema ayuda en el tiempo de ejecución de obra y al tener muros de espesores más delgados se incrementa los espacios útiles en las viviendas, ideología base en viviendas multifamiliares con áreas reducidas (1).

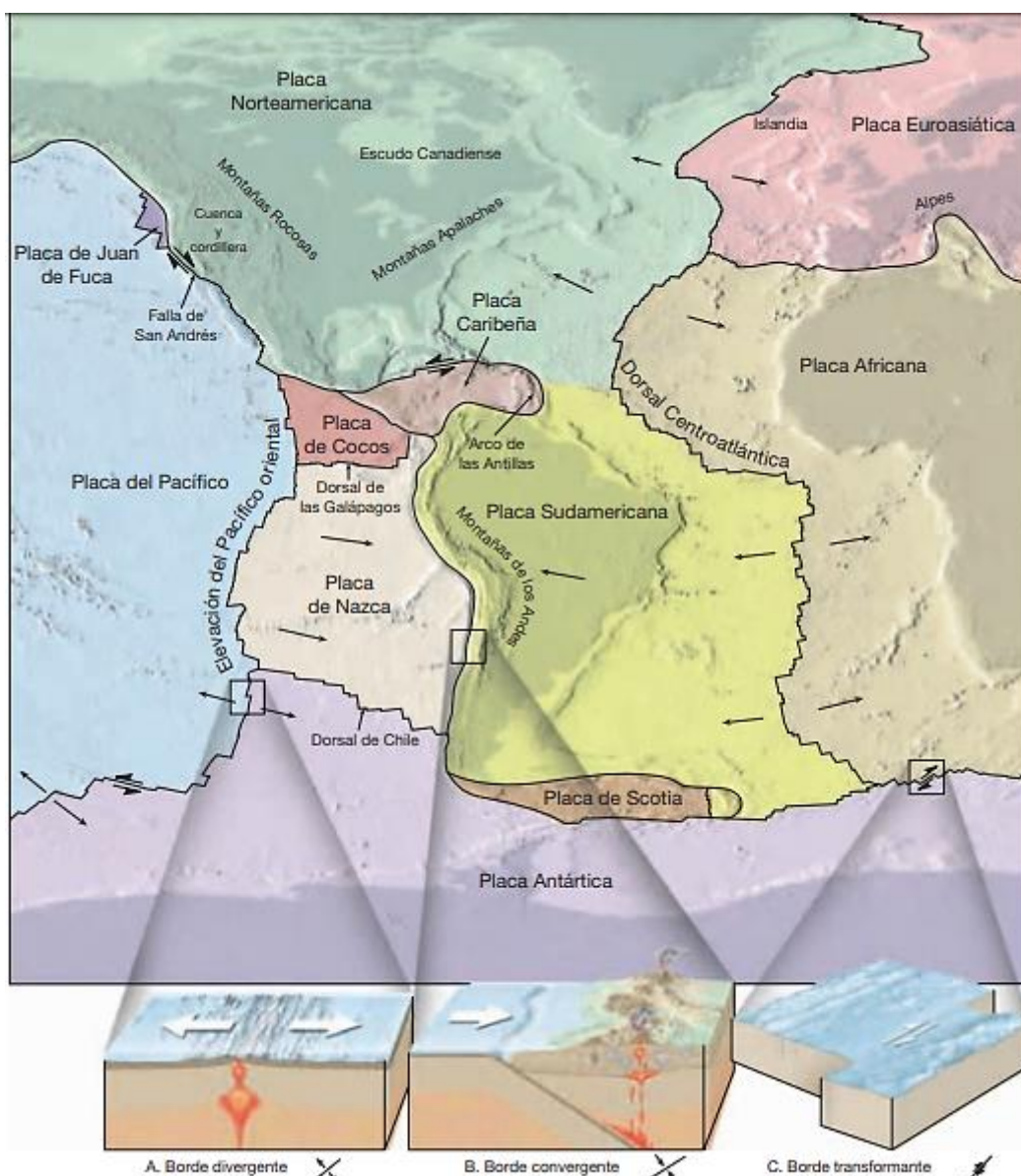
Según estudios de Capeco y el Instituto Nacional de Estadística e Informática, para el año 2016 el Perú tuvo un déficit nacional habitacional de 1.8 millones de viviendas y en los próximos 20 años las 35 principales ciudades del Perú requerirán más de 2.4 millones de viviendas (2).

Por otro lado, el Perú se encuentra ubicado en el borde de dos placas convergentes (figura 1); las placas de Nazca y Sudamericana; cuando la placa de Nazca trata de introducirse por debajo de la placa Sudamericana (subducción) provoca un choque entre estas y el movimiento originado produce una liberación de inmensas cantidades de energía en forma de ondas (3), produciéndose así los sismos en el Perú.

En el caso del Departamento de Junín, se encuentra ubicada la Falla del Huaytapallana, la que es catalogada como una falla sísmicamente activa en la cartografía de la Neotectónica Nacional, cuya última liberación de energía fue en el año 1969.

Por estas razones el requerimiento de construir viviendas debe estar ligado a la seguridad sísmica de estas.

Figura 1: Distribución de placas tectónicas que constituyen la superficie de la tierra



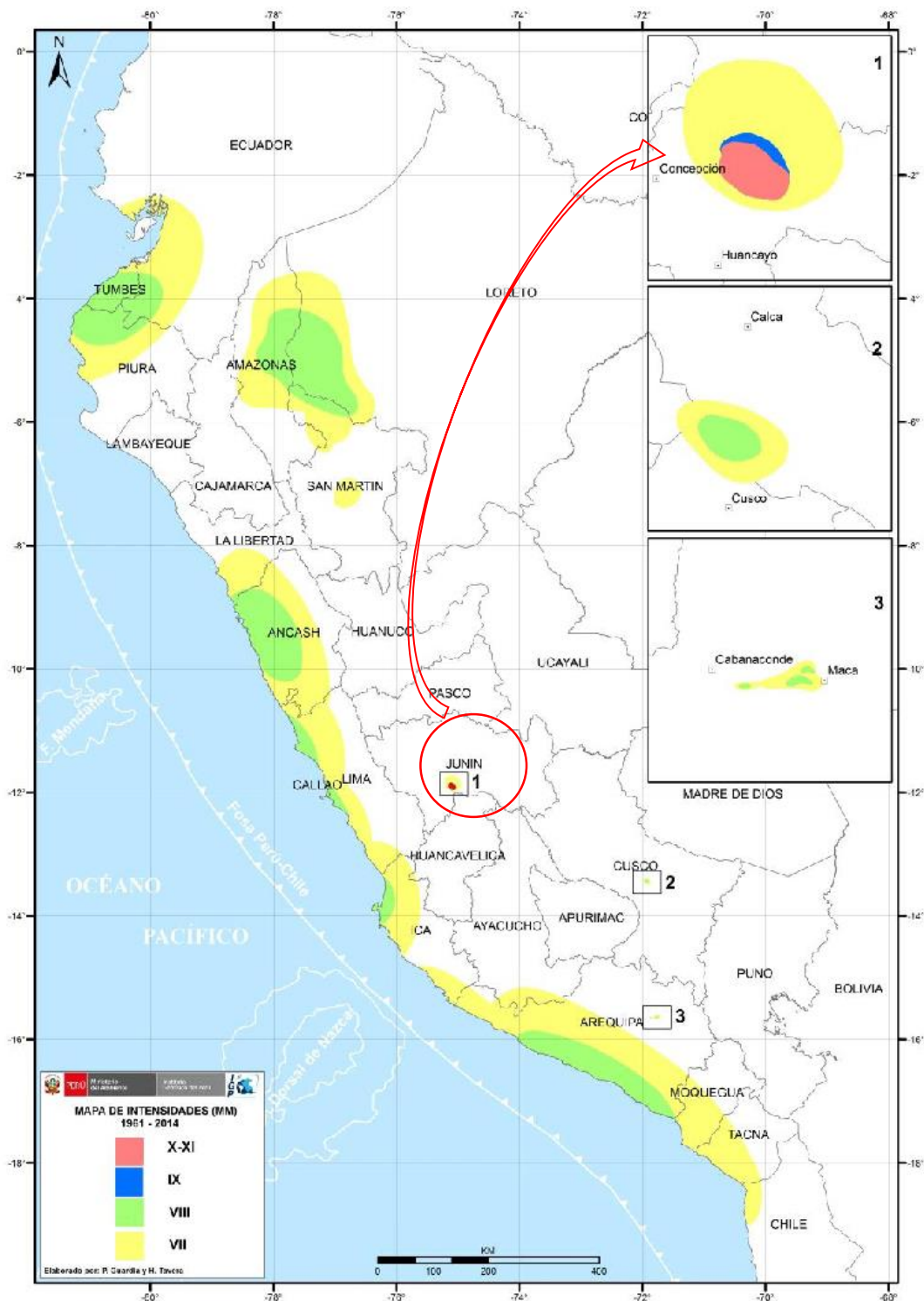
Fuente: Ciencias de la tierra de Edward J. Tarbuck y Frederick K. Lutgens, pág. 53.

En el Perú, a lo largo de su historia sísmica, se tienen registros que muestran los daños producidos por este desastre inminente e impredecible, se citarán algunos de mayor envergadura registrados por el Instituto Nacional de Defensa Civil (4):

- 31 de mayo de 1970: Terremoto en el Callejón de Huaylas, Ancash, con una magnitud 7.8 y gran aluvión dejó 67 mil muertos y 150 mil heridos. .
- 16 de febrero de 1979: Terremoto en el Departamento de Arequipa con una intensidad máxima del grado VII en la escala Internacional de Intensidades Sísmica M.K.S. ocasionó daños graves en edificios relativamente modernos como el Hospital Regional N°2 y el Programa académico de Arquitectura y el pabellón Nicholson del Campus de la Universidad de San Agustín.
- 23 de julio de 1988: Terremoto en el Valle del Colca en Arequipa, 6.2 grados en la escala de Richter, dejando 323 viviendas derrumbadas.
- 12 de noviembre de 1996: Terremoto en los departamentos de Ica, Arequipa, Ayacucho y Huancavelica, registrando una magnitud de 6.4 en la escala de Richter, hubo 5346 viviendas destruidas y 12700 viviendas afectadas, registrando la destrucción del 90% de viviendas.
- 23 de junio de 2001: Terremoto con una intensidad máxima de VIII, originó varios miles de post – sacudidas o replicas en los departamentos de Moquegua, Tacna y Arequipa.
- 25 de setiembre de 2005: Sismo de magnitud de 7 en la escala de Richter localizado al NE de Moyobamba.
- 15 de agosto de 2007: Sismo reciente y de magnitud en la escala de Richter de 7 grados, epicentro ubicado al Oeste de Pisco.
- 07 de marzo del 2017: registrando una intensidad de IV en la escala de Mercalli Modificada.

En la Provincia de Concepción se tiene registrado uno de los mayores sismos con una intensidad de X en la Escala de Mercalli Modificada y con una magnitud de 6.2 en la escala de Richter, registrado el 01 de octubre de 1969 en la ciudad de Concepción; y las evidencias geológicas suponen que se debió a la liberación de energía de la Falla del Huaytapallana, donde hubo 130 personas fallecidas y varios heridos; en la figura 2, se observa la intensidad alrededor de la Provincia de Concepción.

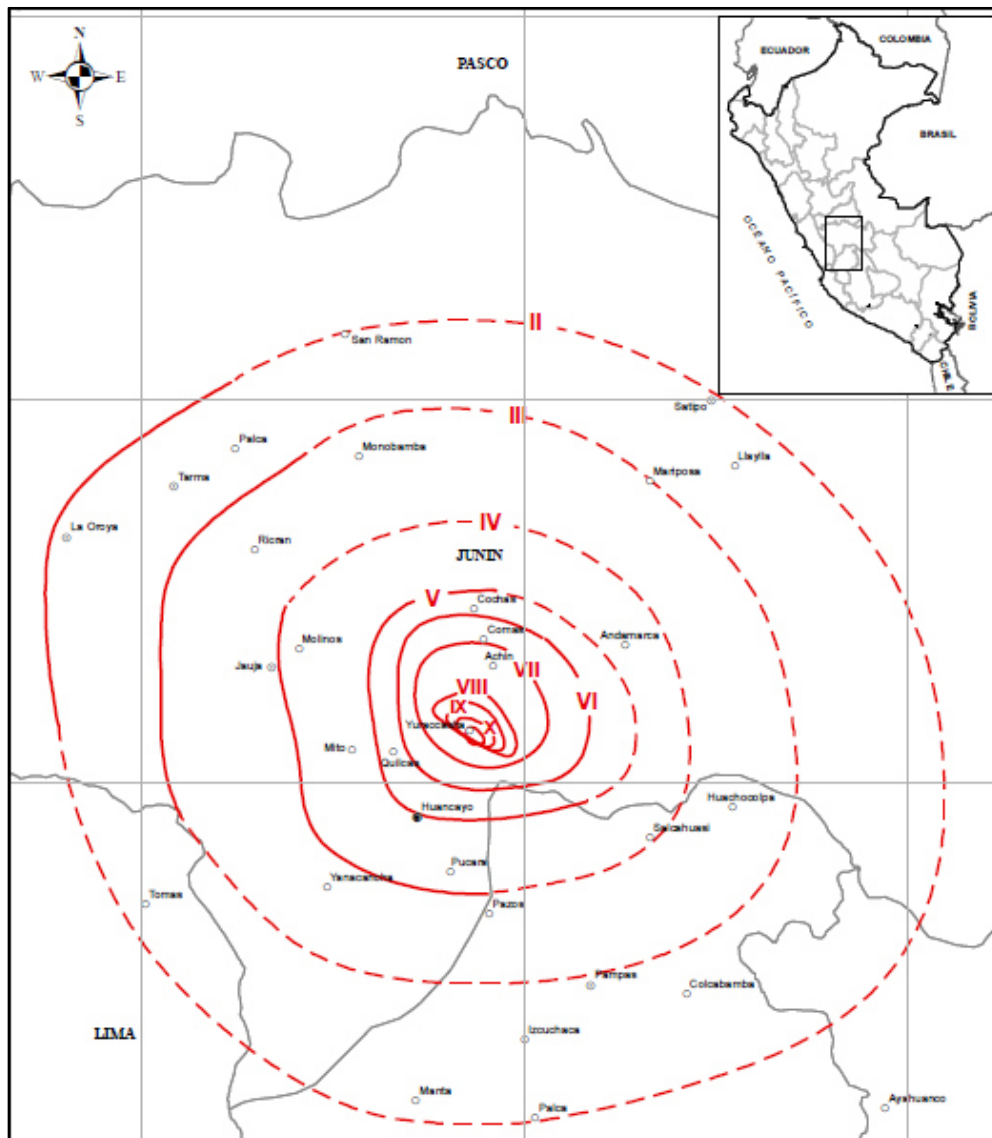
Figura 2: Mapa de intensidades sísmicas máximas en la escala de Mercalli Modificada para sismos históricos ocurridos entre los años 1960 y 2014.



Fuente: Evaluación Del Peligro Asociado A Los Sismos de Hernando Tavera, pág. 13

Como se observa en la figura 3, varios distritos de Concepción resultaron afectados, teniendo como magnitudes IV, V, VII, IX y X en los distritos de Concepción, dañando así varias viviendas de adobe, adobón y piedra.

Figura 3: Mapa de Isosistas del Sismo ocurrido el 01 de octubre del 1969



Fuente: Catálogo de Isosistas para Sismos Peruanos de Hernando Tavera, pág. 94

Teniendo en cuenta que Concepción es una ciudad en constante crecimiento y ya se evidencian edificios de 5 y 6 pisos con sistemas estructurales de pórticos y muros portantes, construidos en varios casos de manera informal y sin los adecuados criterios de configuración estructural; como se muestran en la figura 4; al no tener la adecuada rigidez

en el primer nivel podría ocasionarse una falla por piso blando, y en la figura 5 se puede observar que las dimensiones de las columnas no aportan rigidez en la dirección que se muestra y las dimensiones de las vigas no son las adecuadas.

Figura 4: Vivienda de 6 pisos Av. Iquitos y Jr. Dos de mayo



Fuente: Propia

Figura 5: Vivienda de 5 pisos en Av. Bolognesi y Av. Mariscal Cáceres



Fuente: Propia

Es evidente que el peligro sísmico es una amenaza constante e impredecible, que provoca muertes y deja viviendas e instituciones importantes dañadas, por tanto, es responsabilidad de la Ingeniería Civil proyectar y construir estructuras capaces de soportar las fuerzas originadas por los sismos, además de las cargas de gravedad.

Por las razones expuestas en esta tesis se desarrollará el análisis y diseño estructural de un edificio de viviendas multifamiliares de 6 pisos con el sistema estructural de muros de ductilidad limitada, ubicado en el distrito de Concepción, evaluando y analizando los elementos estructurales más convenientes y de la manera más didáctica para que pueda servir como guía en futuros diseños en las ciudades aledañas.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

Después de lo explicado, se define el problema general:

¿Cuáles son los criterios estructurales para diseñar un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuáles son los criterios de configuración estructural de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción?
- ¿Cuáles son los criterios para elegir los elementos estructurales adecuados en un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción?
- ¿Cuál es la alternativa de cimentación más apropiada en el diseño de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural?
- ¿Será posible optimizar los materiales en la etapa del diseño de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción?

1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar los criterios estructurales para diseñar un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural ante sollicitaciones dinámicas y estáticas cumpliendo las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, en el Distrito de Concepción.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los criterios de configuración estructural de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción.
- Determinar los elementos estructurales adecuados en un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción.
- Determinar el tipo de cimentación más apropiado para el diseño de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural.
- Optimizar los materiales en la etapa de diseño de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, en el distrito de Concepción.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

El sistema de muros de ductilidad limitada está siendo muy utilizado en la actualidad debido a la facilidad que la industria propone, la disponibilidad de encofrados metálicos, uso de concreto premezclado y la reducción de tiempo y costo frente a un sistema de muros de albañilería.

Además, para satisfacer la necesidad de viviendas en las distintas provincias que estudios de SENCICO e INEI mostraron, los edificios con muros de ductilidad limitada son una excelente opción y necesitan ser estudiadas y ejemplificadas para un posterior diseño.

Por ello esta tesis aportará con pautas y criterios para el diseño de un edificio multifamiliar con el sistema de muros de ductilidad de manera que pueda ayudar a profesionales y estudiantes a tomar mejores decisiones.

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL

Para realizar un correcto diseño de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, se tiene en cuenta los siguientes criterios estructurales: Interacción suelo - estructura, sistemas resistentes, rigidez estructural, torsión y una adecuada configuración estructural.

1.5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA

- Los criterios para una buena configuración estructural de un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, son: simplicidad, simetría, resistencia, monolitismo, continuidad, rigidez lateral y diafragma rígido.
- Los elementos estructurales adecuados en un edificio de seis pisos considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural, son: Losas macizas, muros de ductilidad limitada, vigas, y platea de cimentación.
- El tipo de cimentación que sea más óptimo, referente al análisis, diseño, proceso constructivo y precios, será la platea de cimentación.
- Se podrá optimizar los materiales en la etapa de diseño de un edificio de seis pisos en el Distrito de Concepción, considerando los muros de ductilidad limitada como tipo de sistema estructural.

1.6. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO

En la presente tesis, se trata los siguientes temas: Configuración estructural, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis estructural con el programa ETABS, diseño estructural manual y detallado final de los elementos estructurales que el sistema

de muros de ductilidad limitada comprende, tales como: losas macizas, vigas, muros ductilidad limitada, escaleras y cimentación.

1.7. METODOLOGÍA

1.7.1. MÉTODO

Método General:

Proyecto de Ingeniería.

Método Específico:

Paso 1: Recolección de información para el proyecto:

Comportamiento estructural de los muros de ductilidad limitada frente a sismos severos en Perú.

Comportamiento de los muros de ductilidad limitada en condiciones de servicio y funcionamiento.

Paso 2: Definición de las características del proyecto

Ubicación del proyecto

Definición del modelo arquitectónico.

Obtención del estudio de mecánica de suelos

Paso 3: Estructuración y predimensionamiento de los elementos del proyecto

Mediante el uso de la norma E.030, Diseño Sismorresistente, se propondrá una estructuración óptima.

Se propondrá una metodología de predimensionamiento de muros de ductilidad limitada en base a la información obtenida.

Se realizará el predimensionamiento de elementos estructurales como losa maciza, viga y escalera.

Paso 4: Metrado de Cargas

Para las vigas se tomará en cuenta el método del sobre.

Paso 5: Análisis y modelación estructural del proyecto

Se realizará un análisis estático y dinámico del proyecto mediante el uso del software ETABS V16.

Paso 6: Diseño estructural

El diseño se realizará utilizando el método de resistencia de manera que la estructura pueda incursionar en un rango inelástico.

El diseño se realizará de los siguientes elementos: Losa maciza, muros de ductilidad limitada, vigas y escaleras

Paso 7: Análisis y diseño de la cimentación del proyecto

El diseño de la cimentación se realizará mediante cálculos manuales

Se realizará la comprobación de los diseños con el uso del software SAFE V14.

Paso 8: Evaluación y aceptación del diseño estructural del proyecto

Corrección y optimización en el diseño.

Aprobación del diseño final.

Paso 9: Detallado final de las estructuras del proyecto.

Se realizará el detallado de la parte estructural, muros, vigas, losa y cimentación.

Paso 10: Análisis y discusión de resultados.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

El uso de Muros de ductilidad limitada (MDL) como sistema estructural viene siendo un sistema de bajo costo y de tiempos reducidos por esa razón se tiene incidencia en su estudio, evidenciadas en tesis, artículos y actualización de algunas normas, los que se utilizan como referencia en el desarrollo de la tesis, a continuación:

Tesis internacionales

- **Almeida F.** (2015), desarrollo la tesis “Análisis Experimental de Muros Delgados de Hormigón Armado para Viviendas de Baja Altura”, de la Pontificia Universidad Católica de Chile, cuyos objetivos fueron analizar el comportamiento sísmico de muros delgados de hormigón armado con malla de refuerzo central única y evaluar el tipo de acero y la cuantía de refuerzo en el comportamiento sísmico de los muros. Teniendo como resultados que el comportamiento de los muros con malla electrosoldadas fue frágil debido a que la capacidad de elongación de la malla en limitada. Todos los muros fallaron por corte, que es la falla que se espera en este tipo de muros. También se concluyó en que la rigidez del muro incrementa a medida que se aumenta la cuantía de la malla.
- **Chillagana A.** (2013), desarrolló 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” de la Universidad Central de Ecuador; que tiene como objetivo establecer un conjunto de normas y

especificaciones del código del ACI y de la norma ecuatoriana de la construcción, que se puedan aplicar en el sector de la construcción con muros de ductilidad limitada. Se menciona que la estructura analizada tiene una adecuada rigidez lateral ya que los valores de desplazamientos son menores a los permitidos por la norma ecuatoriana, también que el sistema de ductilidad limitada conlleva menor tiempo de ejecución, menor mano de obra, y menos costo con relación al sistema tradicional en un porcentaje de 15% aproximadamente. Se utiliza en el proyecto losas macizas de dos direcciones para distribuir adecuadamente las cargas de gravedad y sismo, también se utilizó las losas de cimentación con nervaduras.

- **Briceño Z. y Carreras G. (2013)**, desarrollaron la tesis “Análisis y Diseño de Muro Estructurales de Concreto, Considerando las Experiencias de los Terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011” de Universidad Católica Andrés Bello; en la que evalúa la norma de diseño de su país, sin embargo se rescata los comentarios sobre el proceso constructivo tipo túnel, que usualmente se realiza. Además, realiza una comparación de los métodos para calcular la distancia a compresión o el valor C, que define si el muro necesita o no confinamiento en los extremos.

Tesis nacionales

- **Vargas C. y Terrazos M. (2016)**, desarrollaron la tesis “Diseño Estructural de un Edificio de 7 Pisos con Muros de Ductilidad Limitada” de la Pontificia Universidad Católica Del Perú; donde se desarrolló un cuadro comparativo del análisis sísmico con la norma sismorresistente 2016 para definir los parámetros y consideraciones generales. Se empleó la superposición espectral en el análisis sísmico con la norma E.030 (2003) obteniendo derivas correspondientes a 2‰ y 1.13‰ en la dirección XX y YY respectivamente y con la nueva norma E.030 (2016) se obtuvo 3.04‰ en XX y 1.69‰ en YY. La cimentación es una platea de 40 cm de espesor, los muros con un espesor de 10 y 15cm y las losas de 10cm a excepción del área de los baños que tiene 20cm.
- **Maco S. (2014)**, desarrollo la tesis “Análisis y Diseño de una Edificación Multifamiliar De Siete Pisos Con Muros De Ductilidad Limitada” en la Pontificia Universidad Católica del Perú; donde utilizó el software ETABS permitiéndole optimizar los resultados del análisis sísmico debido a las constantes iteraciones que se realizaron para llegar al mejor resultado. También menciona que no fue necesario el uso de vigas peraltadas debido a que los muros aportaron gran rigidez en las dos direcciones, cumpliendo de manera amplia las derivas máximas en los pisos. Se debe

tener en consideración las instalaciones sanitarias ya que requerirá de un espesor mayor de la losa, en este caso se utiliza una losa maciza de 0.20 m. Para la cimentación utilizaron una platea de cimentaciones debido a la gran cantidad de cimientos corridos y la superposición de estos.

- **Granados S. y López W.** (2012), desarrollaron la tesis “Diseño de un Edificio de Muros de Ductilidad Limitada de Cinco Niveles” en la Pontificia Universidad Católica del Perú; ambos realizaron el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Chorrillos, complementando la respuesta del edificio ante dos acelerogramas peruanos, los de la Molina del 9 de noviembre de 1974 y de Pisco del 15 de agosto del 2007. Obteniendo las siguientes conclusiones; se adicionó vigas de acoplamiento para redistribuir los esfuerzos en los muros en el eje X, se determinó que el edificio tenía una clasificación de regular, se obtuvo desplazamientos relativos menores a los máximos permitidos por la norma, se verificó que no es necesario confinar los extremos de los muros, y la respuesta al análisis de tiempo historia con los acelogramas peruanos mostraron que un muro podría incursionar en el rango inelástico si ocurriera un sismo en la dirección X.
- **Zabaleta C.** (2009), desarrolló la tesis “Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada de una Vivienda Multifamiliar en la Ciudad de Trujillo” en la Universidad Privada Antenor Orrego, cuyo objetivo fue analizar ambos sistemas estructurales y así definir cuál de los dos ofrece un adecuado comportamiento frente a un sismo en la construcción de viviendas multifamiliares. Dando como conclusión general que ambos sistemas presentan adecuados comportamientos estructurales frente a un sismo, pero resaltando que los muros de ductilidad limitada tienen la ventaja de ser más económicos, tener menores tiempos de ejecución e impactos económicos. Asimismo, indica que los desplazamientos laterales máximos de entrepiso del sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) son menores en un 3.51% y 12.30% a comparación del sistema de albañilería confinada (AC) en las direcciones X e Y, respectivamente, indicando así que los Muros de ductilidad limitada ofrecen mayor rigidez a la estructura. Respecto a la evaluación económica concluyeron que el sistema de MDL es 24.59% menor que el sistema de AC y el tiempo de ejecución para el sistema de MDL es 50% menor, indicando que se podría construir en 48 días, mientras que el sistema de AC utilizaría 96 días para la construcción del mismo edificio. Para la cimentación se utiliza las plateas de cimentación recurriendo al análisis del modelo dinámico de D.D. Barkan O.A. Savinov y la Norma Rusa.

Artículos

- **Blanco B.** menciona en su artículo “Los Edificios de Muros Delgados De Concreto Y Las Nuevas Normas Para Su Diseño” a partir del año 2001 gracias al impulso del Gobierno se vuelven a utilizar los muros portantes como sistema estructural, surgiéndose problemas en las normas E.030 y E.060 por ello en el año 2003 se hacen ajustes a la norma de diseño sismorresistente introduciendo el término de muros de ductilidad limitada. Se menciona también el uso de las losas de transferencia cuando se tiene sótanos.
- **Muñoz y Tinman**, en el artículo Edificios Integrales de Concreto Armado para Viviendas Económicas, muestran recomendaciones para el proceso constructivo de los edificios con muros de ductilidad limitada, como la resistencia temprana, las instalaciones sanitarias y eléctricas en muros, en losas. Todavía se menciona las losas de transferencia y la altura de los edificios, que en la actual norma no se permiten.
- Actualizaciones de las normas E0.30 (Diseño Sismorresistente) y E0.60 (Concreto Armado), que se verán en el desarrollo de la tesis.

2.2. BASES TEÓRICAS

Para los diseños se recurre a la Norma Técnica Peruana E0.60 (Concreto Armado) y estudios realizados la Pontificia Universidad Católica del Perú, para ello se presenta un resumen de los conceptos generales, sin embargo, los diseños específicos de los elementos estructurales (Muros de ductilidad limitada, vigas, losa maciza, escalera y cimentación) serán tratados en el capítulo VI – Diseño en concreto armado.

2.2.1. EDIFICIOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

2.2.1.1. DEFINICIÓN

Se tiene las definiciones según los siguientes autores:

NORMA E0.30 (Diseño Sismorresistente): Son edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de gravedad están aportadas por muros de concreto con espesores

reducidos, sin extremos confinados y con refuerzo dispuesto en una sola capa.

ALEJANDRO MUÑOZ, define a las estructuras de muros de ductilidad limitada como edificios multifamiliares de 5 a 8 pisos con departamentos de mediano y bajo costo, de arquitectura modesta. Cada nivel con departamentos modulares alrededor de 80 m².

RAÚL DELGADO, dice que las estructuras de muros de ductilidad limitada son edificios de muros portantes tanto para solicitaciones de gravedad como sísmicas, generalmente no tienen vigas y las losas se apoyan directamente sobre los muros.

Se puede concluir que los muros de ductilidad limitada, son del tipo de sistema estructural donde las solicitaciones de carga por sismo y gravedad son alcanzadas por muros de concreto armado en ambas direcciones, estos no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes, los mismos que prescinden de extremos confinados y el refuerzo vertical y horizontal están distribuidos en una sola capa. Teniendo como sistema de piso a las losas macizas o aligeradas.

2.2.1.2. CONSIDERACIONES EN LA NTP

La Norma E0.30 (Diseño Sismorresistente) da ciertas consideraciones de Uso de este tipo de sistema estructural, los que se detallan a continuación:

Altura máxima de construcción: 8 pisos.

Categoría para su aplicación: En edificios de Categoría C y en las zonas sísmicas 1, 2, 3 o 4 y en edificios de categoría B en la zona sísmica 1.

Coefficiente de reducción: Para muros de ductilidad limitada se utilizará $R = 4$.

Regularidad en edificaciones: En las zonas 4 y 3, no se permiten irregularidades extremas, en la zona 2 no se permite irregularidad extrema excepto en edificios de 2 pisos y para la zona 1 no se tiene restricciones.

Sótanos: son permitidos en estructuras donde los muros de ductilidad limitada tienen continuidad hasta llegar a la cimentación, o si este se encuentra contiguo al edificio, caso contrario no son permitidos.

2.2.1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MDL

Las consideraciones para definir las ventajas y desventajas de este sistema, se basa en la experiencia de los profesionales:

En una entrevista realizada al Dr. Genner Villareal, considera que los muros de ductilidad limitada pueden reducir hasta en un 50% el tiempo en procesos constructivos y reduce costos (5).

Considera también que, en el comportamiento sísmico a larga duración, de 80 o 90 segundos, no tiene un comportamiento óptimo, atribuyendo esta conclusión a las malas prácticas constructivas, y en consecuencia generando fisuras en su plano.

En un estudio que realizaron los Ing. Delgado y Rodriguez, mencionan que los edificios con muros de ductilidad limitada típicos de 5 a 7 pisos podrían quedar con un daño irreparable para un sismo de intensidad mayor o igual a IX en la escala de Mercalli Modificada; sin embargo para un sismo frecuente los daños serían reparables (6).

2.2.2. MATERIALES

Los materiales los describe la Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 21.10.1:

A. Concreto:

La resistencia a la compresión mínima para el diseño de muros de ductilidad limitada es de 17 MPa = 173.5 kg/cm².

B. Acero de refuerzo:

Se menciona que en los muros se podrán usar mallas electrosoldadas de alambres corrugados como refuerzo repartido hasta 3 pisos y, en el caso de mayor número

de pisos, se podrá usar mallas sólo en los pisos superiores, se deberá usar acero ASTM grado 420 en el tercio inferior de la altura.

Sin embargo un estudio del Ing. Adolfo Gálvez, recomienda la concentración de barras dúctiles o de un diámetro mayor al refuerzo vertical en los extremos de los muros, en las intersecciones de muros y alrededor de vanos que no se encuentren aislados arquitectónicamente (7).

2.2.3. MÉTODO DE DISEÑO GENERAL

2.2.3.1. DISEÑO POR RESISTENCIA

El Ing. Ottazi menciona a este método como el diseño por estados límites, considerando particular atención a los estados límites últimos, pero no dejando de lado los estados límites de servicio los cuales se verifican después del diseño de los refuerzos de acero (8).

Por otro lado, la Norma E.060 (Concreto Armado), menciona que:

- Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas amplificadas.
- Las estructuras y los elementos estructurales también deberán garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de cargas de servicio.

Siendo:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n$$

Donde:

- $\phi R_n =$
Resistencia de Diseño o Resistencia Suministrada o Proporcionada
- $\phi =$ *Factor de Reducción de Resistencia*
- $R_n =$
Resistencia Nominal, basadas en las características propias del elemento.
- $S_1, S_2, S_3 \dots =$
Efecto de las cargas de servicio nominales (Viva, muerta, sismo, etc.)
- $C_1, C_2, C_3 \dots =$ *Factores de Carga o Amplificación.*

A. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

La Norma E.060 (Concreto Armado) proporciona los siguientes factores ϕ de reducción de resistencia:

Flexión sin carga axial = 0.90

Carga axial y carga axial con flexión = 0.90

Cortante y torsión = 0.85

Compresión y Flexocompresión = 0.70

Aplastamiento = 0.70

B. FACTORES DE CARGA

Las combinaciones de carga para las diferentes solicitudes de carga, las proporciona la Norma E0.60 (Concreto Armado), las que se muestran serán utilizadas en el proyecto:

Cargas muertas y vivas: $U = 1.4CM + 1.7 CV$

Cargas de sismo: $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$

$U = 0.9CM \pm CS$

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Se presenta la definición de los términos usados a lo largo de la investigación:

- **EMDL:** Edificios de muros de ductilidad limitada.
- **MDL:** Muros de ductilidad limitada
- **EMS:** Estudio de mecánica de suelos.
- **Magnitud:** cantidad de energía liberada durante un sismo. Se suele medir utilizando la escala de Richter.
- **Intensidad:** efectos que tuvieron las ondas sísmicas en la superficie terrestre. Se mide utilizando la Escala de Intensidad Mercalli Modificada.

- **Estados Límites Últimos:** involucra el colapso total o parcial, es un estado límite que debe tener una probabilidad muy baja ya que su ocurrencia puede conducir a la pérdida de vidas humanas y económicas, las más comunes son: Agotamiento, colapso progresivo, inestabilidad, fatiga.
- **Estados Límites de Servicio:** involucra un mal funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio, y puede tener una mayor probabilidad de ocurrencia ya que no incide en la pérdida de vidas humanas, y son: Deflexiones excesivas, fisuraciones excesivas, vibraciones y corrosión de la armadura de refuerzo.
- **Ductilidad:** es la propiedad que define la posibilidad de la estructura o algunos de sus componentes estructurales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su resistencia o rigidez.
- **Deriva:** relación entre el desplazamiento lateral máximo dividido por la altura de entre piso, con este factor se determina si las derivas se encuentran dentro de lo establecido por la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030).
- **Muro de Corte:** placas o muros que reciben cargas horizontales paralelas a la cara del muro, las que generan importantes esfuerzos cortantes a la estructura.
- **Viga:** elemento estructural que conecta dos muros y de longitudes reducidas, estas vigas ayudan a disipar la energía y trabaja fundamentalmente a flexión.
- **Losa:** elemento estructural que hace factible la existencia de los pisos y techos de la edificación, puede estar dispuesta en una dirección o dos direcciones y trabajaba fundamentalmente como diafragma rígido, puesto que mantiene la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo.
- **Cimentación:** conjunto de elementos estructurales (zapatas y vigas, losa y vigas, cimientos corridos, etc.) cuya función es transmitir las cargas del edificio al suelo de fundación.

CAPÍTULO III

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura en proyecto es un edificio de viviendas multifamiliares de 6 niveles como se aprecia en la figura 6, con una área total de 400 m², y 306.20 m² de área techada, los estacionamientos se encuentran alrededor del edificio.

La altura de entrepiso es de 2.4 m y una altura total de 14.4 m.

Figura 6: Vista Frontal del Edificio



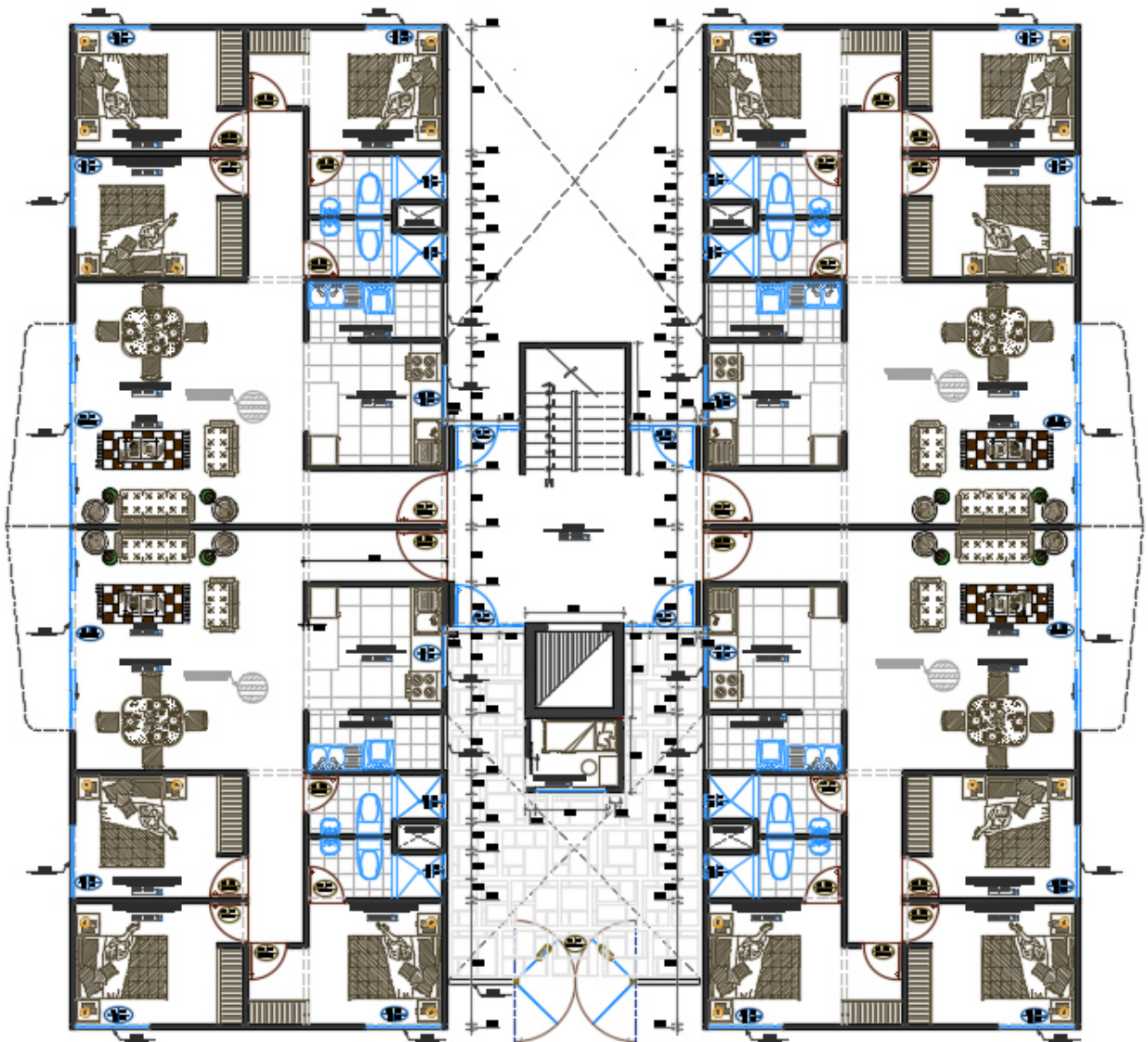
Fuente: Propia

Consta de un ingreso, el que llega a un ascensor y una escalera para el acceso a los niveles superiores. Los pisos superiores son típicos y cada nivel tiene 4 departamentos con un área de 75 m². El último nivel, azotea, será destinado a zona de parrillas.

Los departamentos cuentan con 02 dormitorios, un dormitorio principal con baño privado, una sala – comedor, 01 baño completo para uso común, una cocina y un patio de servicio.

En la figura 7 se muestra el plano arquitectónico del primer piso, en las figuras 8 y 9 se muestra los cortes A-A y B-B del edificio proyectado.

Figura 7: Planta Primer Nivel



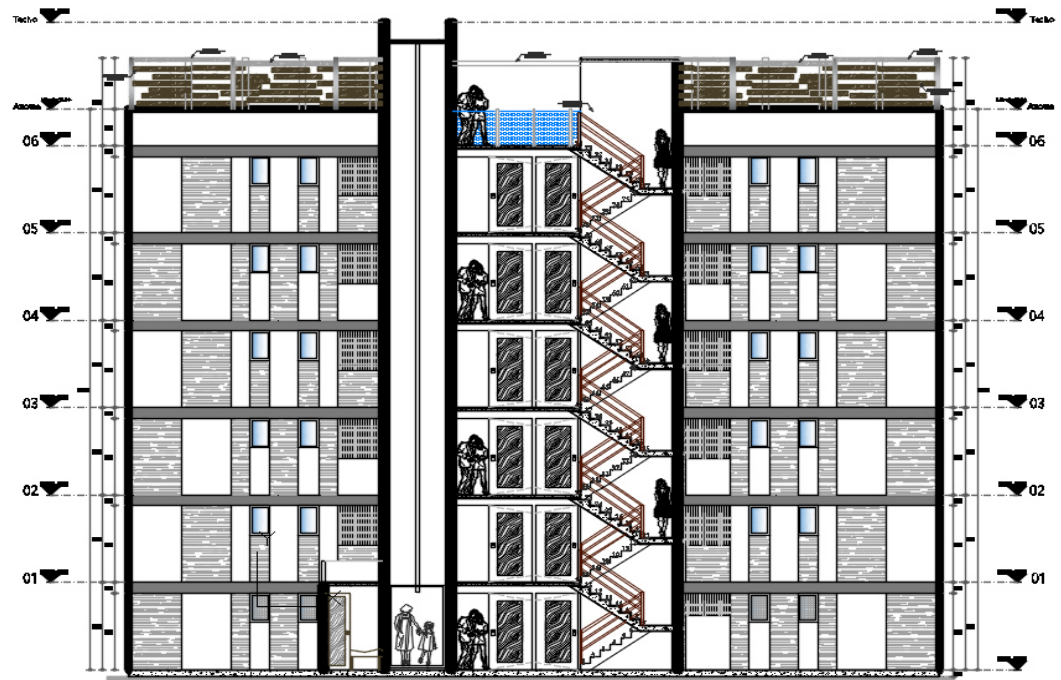
Fuente: Propia

Figura 8: Corte A-A del edificio



Fuente: Propia

Figura 9: Corte B-B del edificio



Fuente: Propia

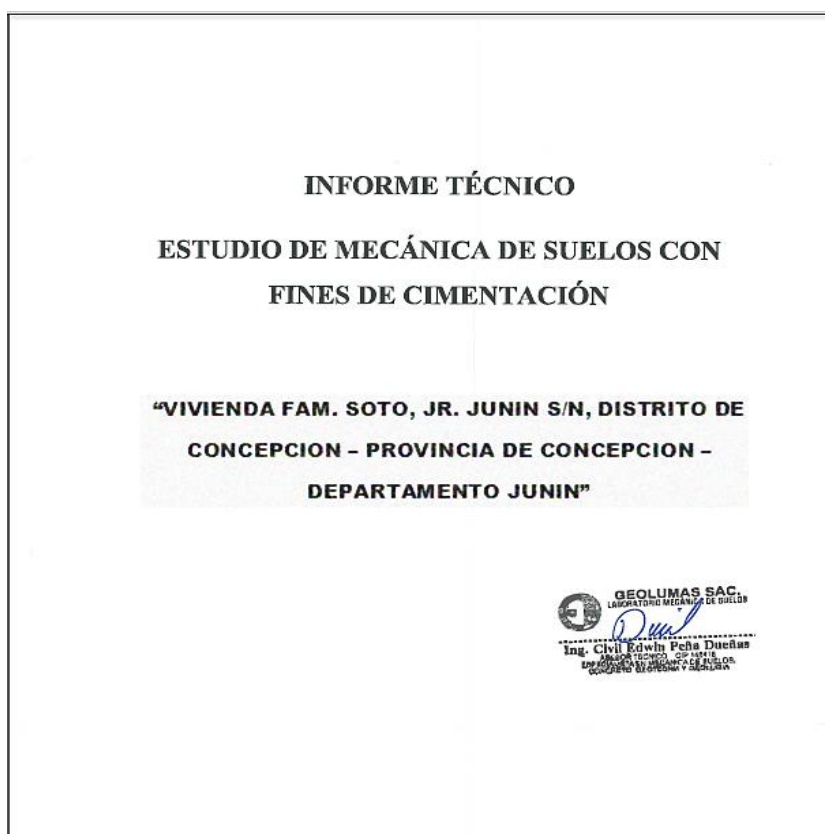
3.2. CARACTERÍSTICAS DEL SITIO

El edificio se encuentra ubicado en la provincia de Concepción, distrito de Concepción, departamento de Junín, según la zonificación mencionada en el Anexo N° 01 de la actual Norma de Diseño Sismorresistente E0.30, por lo tanto se considera en la zona 3.

Con el estudio de suelos de una construcción aledaña se determinó que el suelo es de tipo intermedio (S2), con una capacidad portante de **2.39 kg/cm²** a una profundidad de 1.60 m.

En las figuras 10, 11, 12 y 13, se muestra el estudio de suelos facilitado por el Sr. Arturo Soto, quien tiene la construcción de una vivienda a lado del proyecto.

Figura 10: Informe de estudio de suelos



Fuente: Estudio de Mecánica de suelos del Sr. Arturo Soto

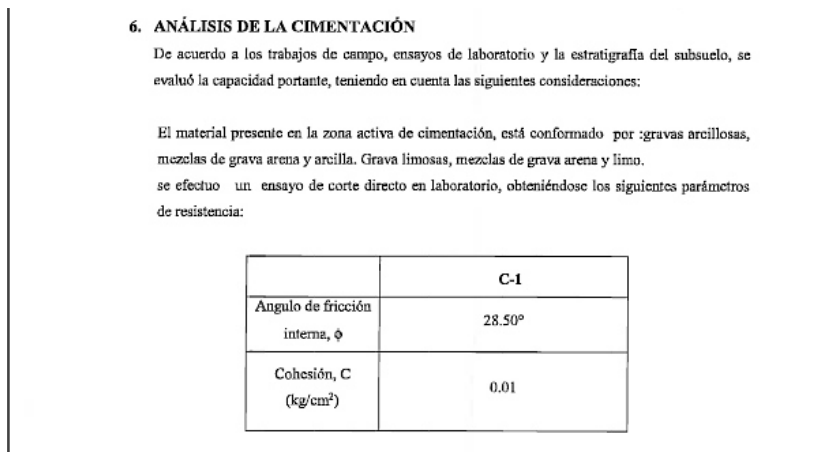
Según el estudio de suelos se tiene que en una profundidad hasta 0.80m el terreno es grava arcillosa con mezclas de arena y arcilla color marrón oscuro, y de 0.80 a 3.00 metros el terreno es una grava limosa con mezclas de arena y limo color marrón claro.

Figura 11: Extracto del informe del EMS - Clasificación de suelos



Fuente: Estudio de Mecánica de suelos del Sr. Arturo Soto

Figura 12: Extracto del informe del EMS – Análisis de cimentación



Fuente: Estudio de Mecánica de suelos del Sr. Arturo Soto

Figura 13: Extracto del informe del EMS - Análisis de Capacidad Portante

CALICATA :
MUESTRA :

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	28.50	grados
Cohesión	0.01	kg/cm2
Peso unitario de sobrecarga	1.75	gr/cm3
Peso unitario del suelo de cimentación	1.75	gr/cm3
Relación Ancho/Largo (B/L)	0.1	Forma:
Profundidad de fondo de cimentación	3.00	m
Profundidad de desplante	3.00	m
Posición de nivel freático	50	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GM	
Cota de terreno	3250	msnm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	26.89
Nq:	15.58
Ny:	18.03

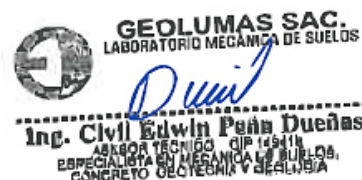
C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.058
Sq:	1.0543
Sy:	0.96

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
			W	W'		
0.90	3,249.20	1.50	1	1	4.96	1.62
1.00	3,249.00	1.50	1	1	5.43	1.81
1.20	3,248.80	1.50	1	1	6.01	2.00
1.40	3,248.60	1.50	1	1	6.58	2.19
1.60	3,248.40	1.50	1	1	7.16	2.39
1.80	3,248.20	1.50	1	1	7.73	2.58
2.00	3,248.00	1.50	1	1	8.31	2.77
2.20	3,247.80	1.50	1	1	8.88	2.96
2.40	3,247.60	1.50	1	1	9.46	3.15
2.60	3,247.40	1.50	1	1	10.03	3.34
2.80	3,247.20	1.50	1	1	10.60	3.53
3.00	3,247.00	1.50	1	1	11.18	3.73

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.62 kg/cm2 y 3.73 kg/cm2, valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia



Fuente: Estudio de Mecánica de suelos del Sr. Arturo Soto

3.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El término de configuración estructural, se refiere a la forma global del edificio como el tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos estructurales y los componentes no estructurales (9).

Para la configuración estructural se toma en cuenta las recomendaciones de la norma para diseño sismorresistente E0.30 y la recomendación del Ing. Antonio Blanco Blasco.

Se recomienda que la estructuración sea más simple y limpia posible de manera que el análisis sísmico sea lo más cercano a la realidad; para ello se tiene ciertos criterios a tomar en cuenta (10):

- **Simplicidad y Simetría**, esto ayuda que la estructura se comporte mejor frente a un sismo, porque es posible predecir el comportamiento con un mayor nivel de precisión y al tener simetría no se tendrá efectos torsionales.
- **Resistencia y Ductilidad**, para garantizar su estabilidad es necesario que tenga una adecuada resistencia en ambas direcciones, para que las cargas puedan transferirse de manera adecuada las trayectorias deben ser continuas y con suficiente resistencia y rigidez, con este criterio se prepara la estructura para ingresar a una etapa plástica sin llegar a la falla y garantiza que la falla se produzca por fluencia de acero y no por compresión de concreto.
- **Hiperestaticidad y Monolitismo**, al tener rótulas plásticas se logra una mayor capacidad resistente, ya que estas disipan de manera más óptima la energía sísmica.
- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura**, la estructura debe ser continua tanto en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigidez de manera de no se presenten concentraciones no deseadas de esfuerzos.
- **Rigidez Lateral**, es necesario proveer a la edificación de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en ambas direcciones, de manera que pueda resistir fuerzas horizontales sin tener desplazamientos importantes, desplazamientos que se controlan con la Norma de Diseño Resistente E0.30.

3.4. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

En la Norma de Diseño Sismorresistente, Capítulo 3, se presenta casos para definir si una estructura presenta o no irregularidades, los cuales son:

3.4.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

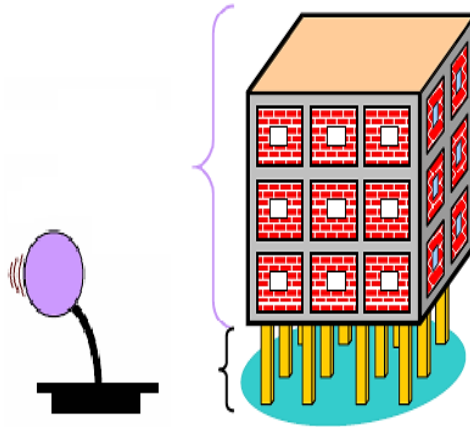
Se describe cada caso de manera general para luego ser desarrolladas en el Capítulo V (Análisis Estructural).

PISO BLANDO, Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la

rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

En la figura 14 se muestra de manera gráfica lo descrito.

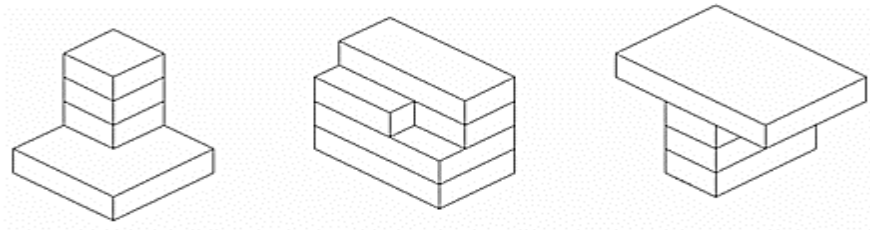
Figura 14: Piso Blando



Fuente: Ing. Natividad Sánchez Arévalo

- a. **IRREGULARIDAD DE MASA**, esta condición se presenta cuando entre los pisos adyacentes tienen una diferencia del 50%. Este criterio no se aplica en azoteas ni sótanos.
- b. **IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL**, la dimensión en planta de la estructura tiene que ser igual en todos los pisos o varias en el rango de 1.3 veces el piso adyacente, la figura 15 muestra las irregularidades según este caso.

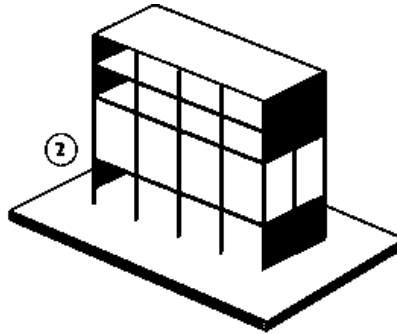
Figura 15: Irregularidades geométricas verticales



Fuente: ¿Qué es el daño sísmico? - UCR - <http://www.lis.ucr.ac.cr/25>

- c. **DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES**, cuando se tiene un desalineamiento vertical de los elementos que resistan más del 10% o 25% de la fuerza cortante como se muestra en la Figura 16.

Figura 16: Discontinuidad de los sistemas resistentes

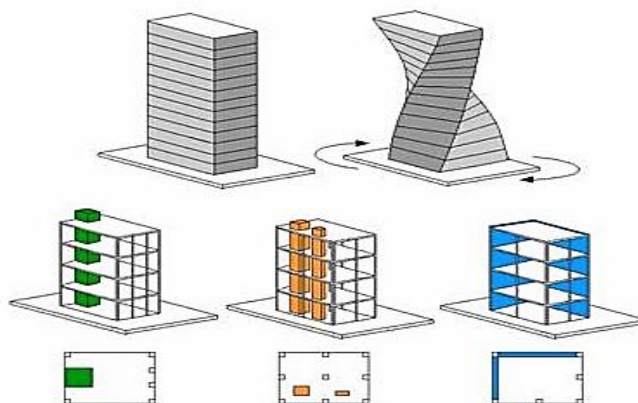


Fuente: ¿Qué es el daño sísmico? - UCR - <http://www.lis.ucr.ac.cr/25>

3.4.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- a. **IRREGULARIDAD TORSIONAL**, este criterio, a nivel de estructuración es muy poco predecible, sin embargo existen ciertos criterios que ayudan a tener un pronóstico de torsión como los que se muestran en la figura 17:

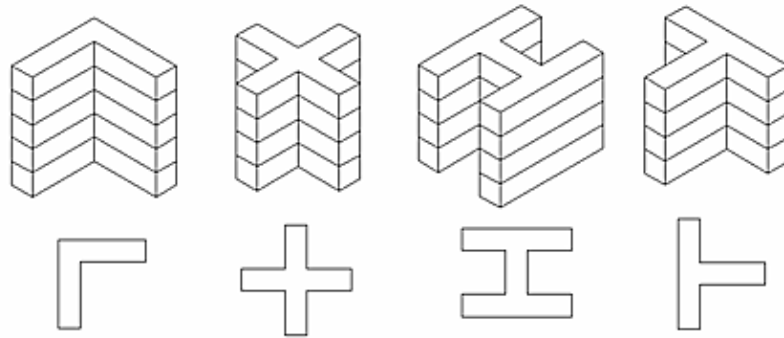
Figura 17: Configuraciones que producen torsión



Fuente: ¿Qué es el daño sísmico? - UCR - <http://www.lis.ucr.ac.cr/25>

- b. **ESQUINAS ENTRANTES**, cuando las esquinas entrantes son mayores al 20% de la longitud total.

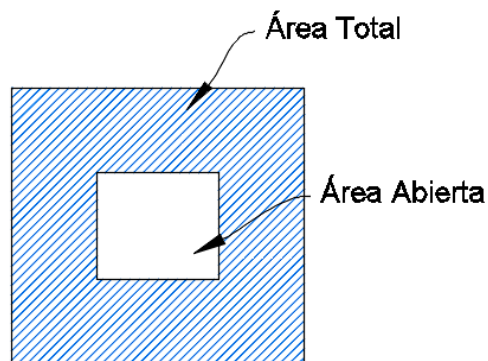
Figura 18: Modelos de estructuras con esquinas entrantes.



Fuente: ¿Qué es el daño sísmico? - UCR - <http://www.lis.ucr.ac.cr/25>

- c. **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA**, cuando las áreas de las aberturas son mayores que el 50% del área bruta del diafragma.

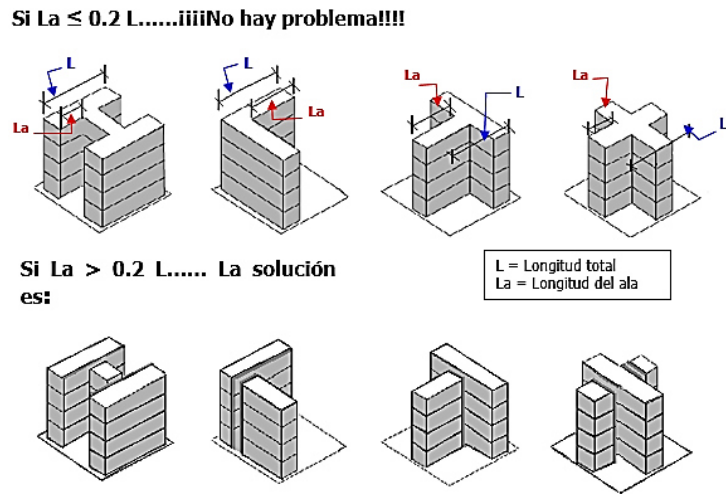
Figura 19: Discontinuidad de diafragma



Fuente: Propia

Teniendo en cuenta las recomendaciones y criterios descritos por la Ing. Sánchez, para la estructura en análisis, se recurre a las soluciones sismorresistente a las formas H, L, T, + (11) . (Figura 20).

Figura 20: Soluciones sismorresistente a las formas H, L, T, +.



Fuente: Tesis Criterios Estructurales para la Enseñanza los Alumnos de Arquitectura de la Ing. Natividad Sánchez, pág. 166.

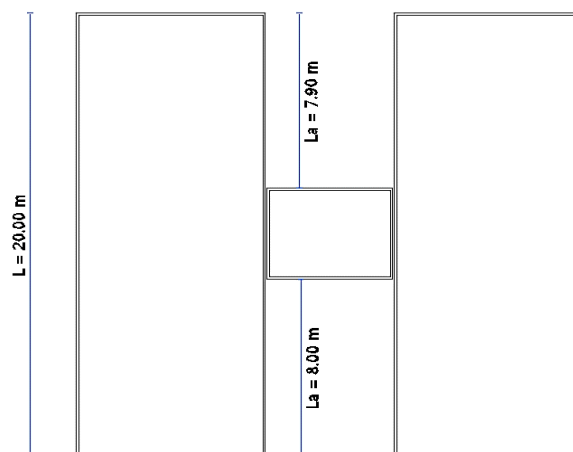
Se menciona que:

Si, $L_a > 0.2L$; la solución es separar los bloques con una junta sísmica.

Se verifica: $7.9 m > 0.2 * 20m$

$7.9 m > 4 m$

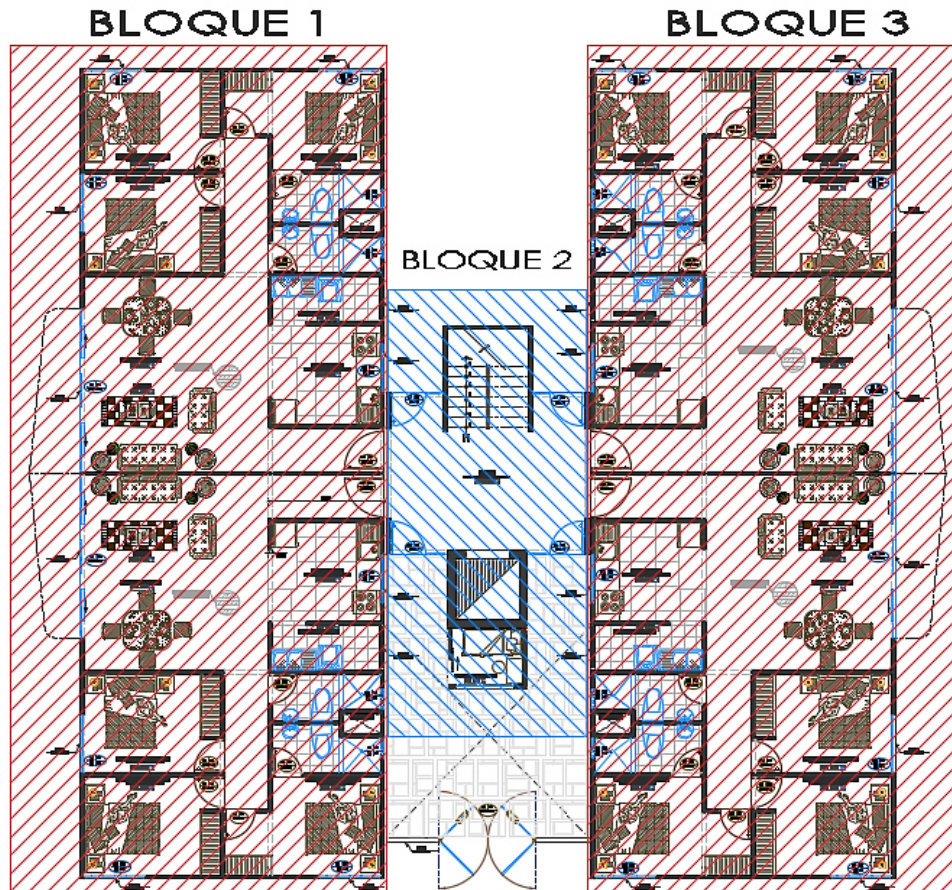
Figura 21: Solución estructural al edificio proyectado



Fuente: Propia

Entonces la estructura se separa en 3 bloques, figura 22, los bloques 1 y 3 donde se encuentran los departamentos y el bloque central 2 donde se encuentra la caja de escaleras y ascensor. Los bloques se encuentran separados con juntas sísmicas, las que serán tratadas en el capítulo V.

Figura 22: Separación de Bloques del edificio proyectado



Fuente: Propia

3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.5.1. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Los muros de ductilidad limitada son los que resisten la fuerza cortante generadas por el sismo, por ello se verifica la densidad de estos a fin de que sean los necesarios teniendo un ancho de 10 cm.

Se propone una **expresión para el cálculo de densidad de muros** de concreto considerando la fuerza basal y la resistencia a fuerza cortante resistente de los muros, con el aporte de los procedimientos realizados por el Ing. Genner Villareal y el Ing. San Bartolomé (12).

Se tiene la expresión para la fuerza basal:

$$V = \frac{ZUCSP}{R}$$

Siendo:

R: Coeficiente de reducción con un valor de 4, por ser un sistema de muros de ductilidad limitada.

Z, U, S: Valores de acuerdo al proyecto

P: Peso de la edificación (Considerando 0.80 Tn/m x N° pisos x área de edificación)

Y la fuerza cortante resistente de los muros, V_{rp} , es:

$$V_{rp} = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times A_p$$

Donde:

A_p , área de cada muro, definida por su espesor y el peralte efectivo (Longitud multiplicado por un factor 0.8).

Seguimos el siguiente procedimiento, teniendo en cuenta que el aporte del concreto debe ser mayor a la cortante producida por el sismo.

Nota:

Para una resistencia al concreto de 210 kg/cm².

$$\frac{ZUCSP}{R} \leq \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times A_p$$

$$\frac{ZUCSP}{R} \leq \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times 0.8L \times t$$

$$\frac{ZUS(2.5)(800)(Area)(N)}{4} \leq 0.85 \times 0.53 \times 10^4 \times \sqrt{210} \times 0.8L \times t$$

$$ZUSN500(Area) \leq 52240(L x t)$$

$$\frac{ZUSN}{104.48} \leq \frac{\sum(L x t)}{AreaPlanta}$$

$$\frac{ZUSN}{104} \leq \frac{\sum(L x t)}{AreaPlanta}$$

Por lo tanto, para una resistencia al concreto de 175 kg/cm² se tiene la siguiente expresión, la que se usa para la verificación de densidad de muros en el proyecto:

$$\frac{ZUSN}{77} \leq \frac{\sum(L x t)}{AreaPlanta}$$

BLOQUE 1:

Con los parámetros descritos en el capítulo V, se verifica la densidad de muros mostrados en la tabla 1 que corresponde al bloque 1 (figura 23).

Teniendo como valor de comparación: $\frac{ZUSN}{77} = 0.031$

Tabla 1: Densidad de muros en el Bloque 1

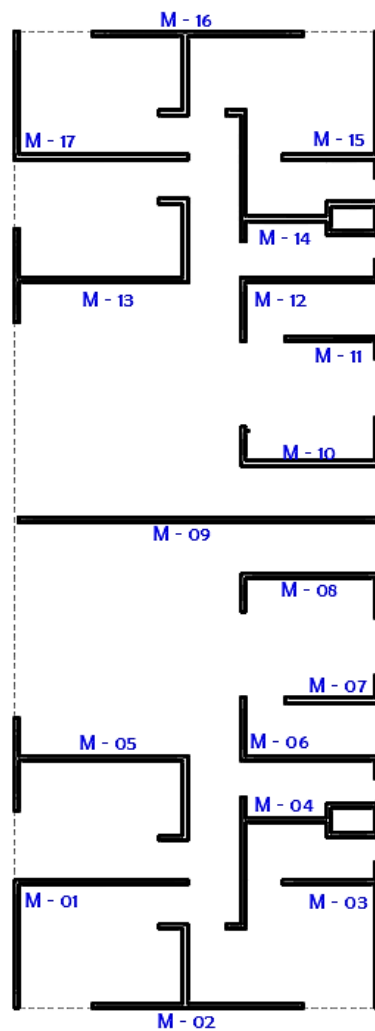
MUROS	ESPESOR - t (m)	Nº VECES	L en X (m)	L*t (X)	L en Y (m)	L*t (Y)
M - 01	0.1	1	3.55	0.355	3.53	0.353
M - 02	0.1	1	4.9	0.49	1.73	0.1725
M - 03	0.1	1	2	0.2	2.99	0.299
M - 04	0.1	1	4.35	0.435	4.98	0.498
M - 05	0.1	1	4.15	0.415	4.83	0.4825
M - 06	0.1	1	2.85	0.285	2.66	0.26625
M - 07	0.1	1	1.95	0.195	0.8	0.08
M - 08	0.1	1	2.85	0.285	1.7	0.17
M - 09	0.1	1	7.5	0.75	0	0
M - 10	0.1	1	2.85	0.285	1.7	0.17
M - 11	0.1	1	1.95	0.195	0.8	0.08
M - 12	0.1	1	2.85	0.285	2.6625	0.26625
M - 13	0.1	1	4.15	0.415	4.825	0.4825
M - 14	0.1	1	4.35	0.435	4.98	0.498
M - 15	0.1	1	2	0.2	2.99	0.299

M - 16	0.1	1	4.9	0.49	1.725	0.1725
M - 17	0.1	1	3.55	0.355	3.53	0.353
			Σ Áreas	6.07		4.6425
			Lt/Área	0.0405		0.0310

Se observa que en la dirección XX la densidad de muros es correcta ya que $0.0403 > 0.031$.

De igual manera en la dirección YY la densidad de muros es correcta ya que $0.0311 > 0.031$.

Figura 23: MDL del Bloque 1



Fuente: Propia

BLOQUE 2

De igual manera se verifica la densidad de muros con el parámetro descrito anteriormente: $\frac{ZUSN}{77} = 0.031$

Para ello se obtiene la tabla 2:

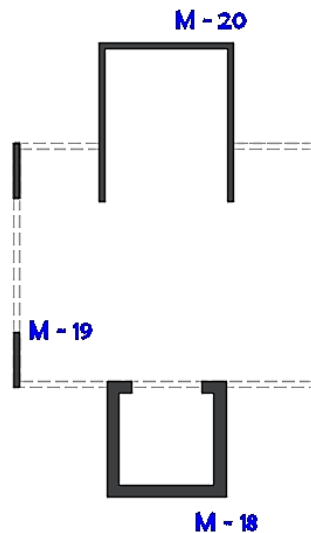
Tabla 2: Densidad de muros en el Bloque 2

MUROS	ESPESOR - t (m)	N° VECES	L en X (m)	L*t (XX)	L en Y (m)	L*t (YY)
M - 18	0.2	1	2.54	0.508	3.5	0.7
M - 19	0.1	4	0	0	0.9	0.36
M - 20	0.1	1	2.2	0.22	4.9	0.49
Σ Áreas				0.728		1.55
Lt/Área				0.0310		0.0660

Se observa que en la dirección XX la densidad de muros es correcta ya que $0.0310 = 0.031$.

De igual manera en la dirección YY la densidad de muros es correcta ya que $0.0660 > 0.031$.

Figura 24: MDL del Bloque 2



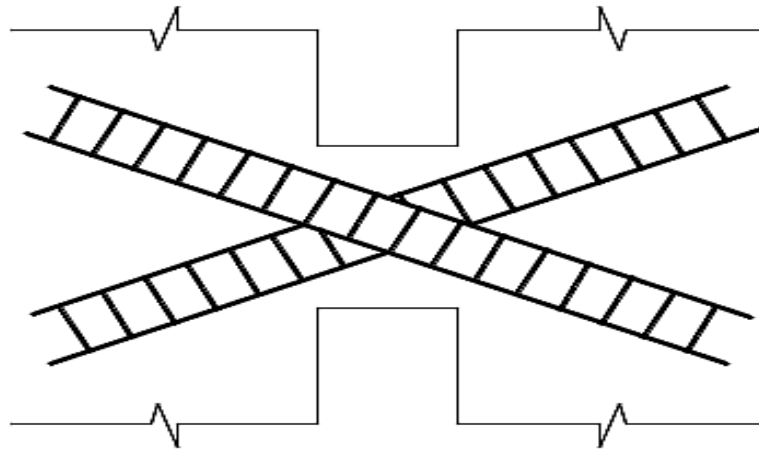
Fuente: Propia

3.5.2. VIGAS

Según la Norma E0.60 (Concreto Armado), se tendrá dos comportamientos de la viga dependiendo de la relación entre longitud y peralte, como a continuación se muestra:

- Si la relación entre longitud y peralte es mayor a dos, entonces deben cumplir con los requisitos establecidos en un diseño por flexión.
- Si la relación entre longitud y peralte es menor a dos, entonces deben reforzarse con barras diagonales, como se muestra en la figura 25:

Figura 25: Refuerzo diagonal en vigas entre muros

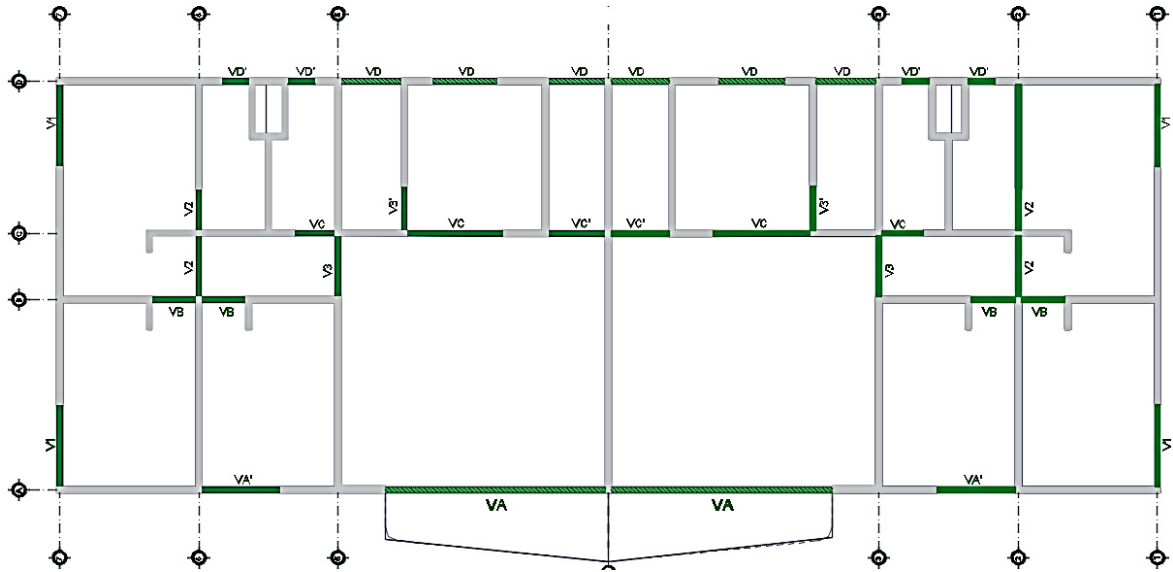


Fuente: Propia

Las vigas propuestas tendrán el funcionamiento de viga dintel, y estas son las encargadas de recibir el peso de los elementos que hay sobre las aberturas, en este caso de la losa y poder transmitirlo a los elementos laterales, los muros (12).

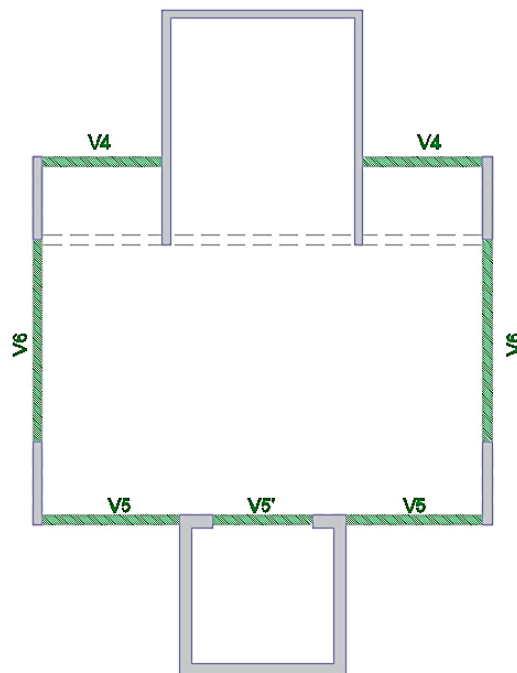
Las vigas se colocaron en las zonas de ventanas y puertas para soportar las cargas del alféizar y en las puertas como refuerzo a la losa maciza, como se muestra en las figuras 26 y 27, correspondientes a los bloques 1 y 2:

Figura 26: Vigas propuestas para el bloque 1



Fuente: Propia

Figura 27: Vigas propuestas para el bloque 2



Fuente: Propia

El peralte de las vigas en el proyecto es de 0.25 m, analizando la relación de luz libre y peralte, se tiene:

$$\frac{Ln}{h} = \frac{4.00}{0.25} = 16$$

Por lo tanto, el diseño para las vigas se realizará con las condiciones establecidas en un diseño por flexión.

El ancho de las vigas será de 10 cm para no interferir con las condiciones arquitectónicas del proyecto.

Por lo tanto las dimensiones para las vigas serán:

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$b = 0.10 \text{ m}$$

Excepto para el eje A entre 3 y 4, por tener una longitud mayor las dimensiones serán de:

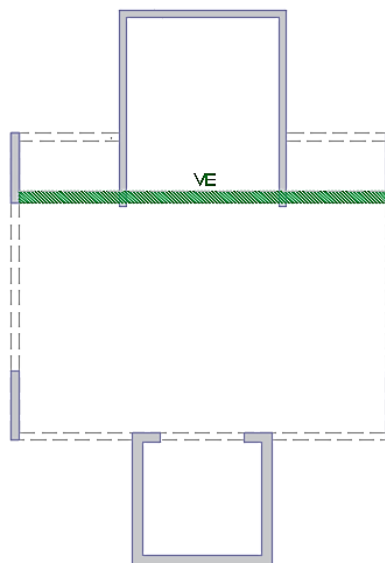
$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 0.10 \text{ m}$$

3.5.2.1. VIGA DE ESCALERA

La viga de escalera estará ubicada en el bloque 2, como se muestra en la Figura 28:

Figura 28: Ubicación de la viga de escaleras



Fuente: Propia

Tomando en consideración las recomendaciones del Ing. Roberto Morales para losas bidireccionales apoyadas en vigas, el predimensionamiento de la viga estará definida mediante la siguiente expresión (13):

$$h = \frac{Ln}{12} \text{ (para una relación entre luz menor y mayor } \leq 0.67)$$

Por lo tanto las dimensiones para la viga de escalera serán:

$$h = 0.166 \approx 0.20 \text{ m}$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

3.5.3. LOSA MACIZA

En el proyecto se tiene definidas dos tipos de losas:

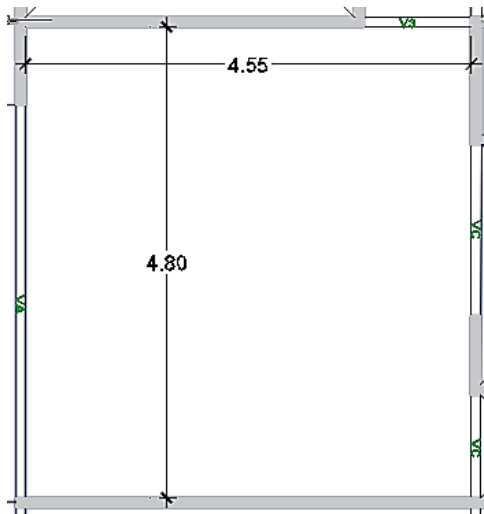
- **LOSAS BIDIRECCIONALES:** son losas que transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos. Este comportamiento se observa en losas en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que 2 (14).
- **LOSAS UNIDIRECCIONALES:** por consiguiente, las losas unidireccionales tendrán una relación entre la mayor y menor dimensión mayor a 1.

3.5.3.1. LOSAS BIDIRECCIONALES:

Se toma las recomendaciones del Ing. Antonio Blanco, donde menciona que el espesor de la losa se halla calculando el perímetro del paño y dividiéndolo entre 180 (10).

Para ello se toma el paño de mayor dimensión del bloque 1, comprendido entre los ejes 3 – 4 y A – C.

Siendo:



$$h \geq \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

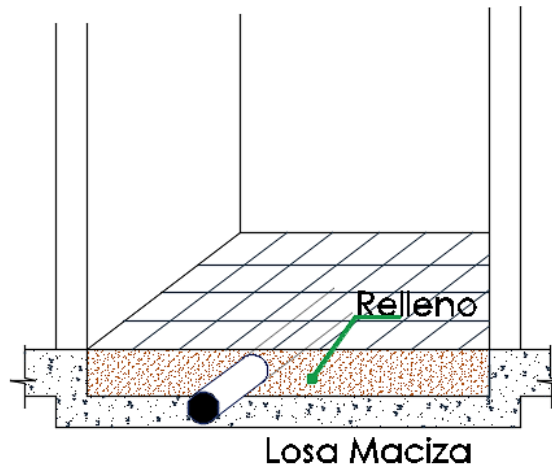
$$h \geq \frac{18.70 \text{ m}}{180} = 0.104 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\text{Luz corta}}{40}$$

$$h \geq \frac{4.55 \text{ m}}{40} = 0.114 \text{ m}$$

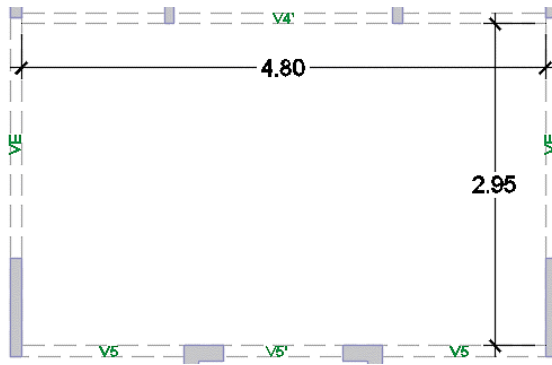
La losa tendrá un espesor de 12 cm, excepto para la zona de los baños, la cual será de 12 cm con un relleno de 13 cm por donde se realizarán las instalaciones sanitarias, siendo la losa dispuesta como se muestra en la figura 29.

Figura 29: Solución Bandeja en baños



Fuente: Adaptado de Diseñando y Construyendo con Albañilería del Ing. Héctor Gallegos Vargas.

Para el bloque 2, se tiene la losa maciza del hall, con las siguientes dimensiones:



$$h \geq \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$h \geq \frac{15.50 \text{ m}}{180} = 0.086 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{\text{Luz corta}}{40}$$

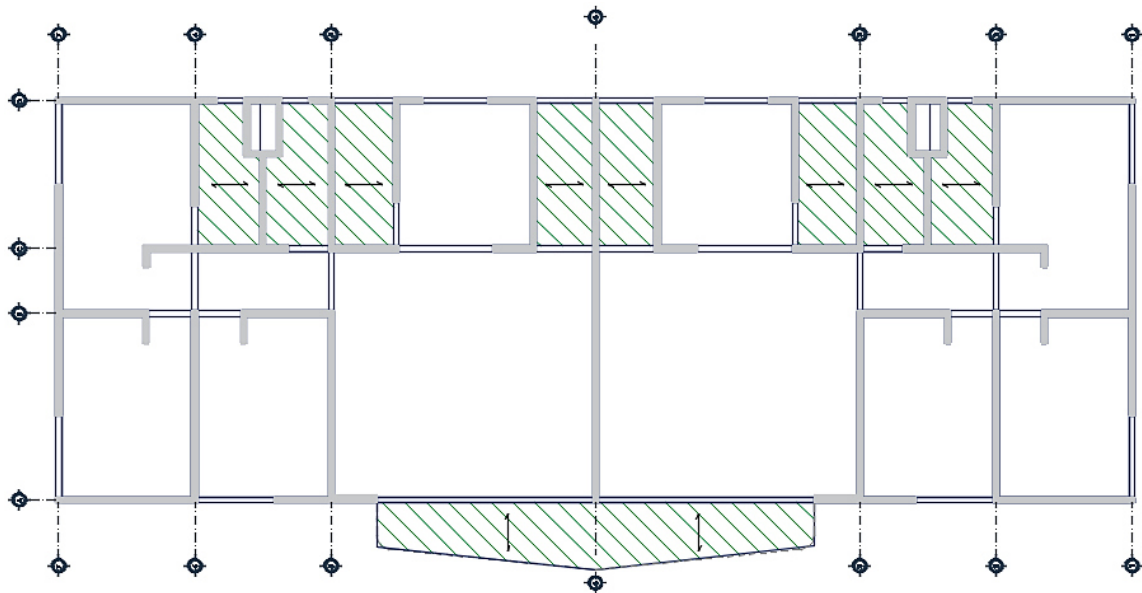
$$h \geq \frac{2.95 \text{ m}}{40} = 0.074 \text{ m}$$

La losa tendrá un espesor de 10 cm en la zona del Hall del bloque II.

3.5.3.2. LOSAS UNIDIRECCIONALES:

En el proyecto se tiene paños donde el análisis se realizará para una dirección, como se muestra en la Figura N° 30, sin embargo la disposición del refuerzo (Capítulo VI) se colocará en ambas direcciones:

Figura 30: Ubicación de losa unidireccional



Fuente: Propia

Para uniformizar la losa en todo el bloque 1, tendrá un espesor de 12 cm.

3.5.4. ESCALERA

Para el diseño de escalera se requiere los siguientes datos:

cp = Contrapaso = 0.175 m

p = Paso = 0.25 m

t = espesor de garganta

Para el espesor de garganta se considera la siguiente relación:

$$t = \frac{ln}{20} \text{ o } \frac{ln}{25}$$

$$t = 0.075 \text{ o } 0.06 \text{ m}$$

Se considera como espesor de garganta 15 cm.

Se aprueba los valores del contrapaso y paso, ya que cumple la siguiente condición, descrita en el Reglamento Nacional de construcción.

$$60 \text{ cm} \leq 2cp + p \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

CAPÍTULO IV

METRADO DE CARGAS

En el presente capítulo se muestra los metrados de cada elemento estructural, con el fin de calcular el peso de la estructura.

4.1. METRADO DE CARGAS

4.1.1. METRADO DE LOSA MACIZA

Se tiene losas macizas de 12 cm, en las tablas 3, 4 y 5, se muestra el metrado para carga viva y muerta, en los pisos típicos (1er al 5to piso) y azotea del bloque 1, los metrados del bloque 2 se muestran en el Anexo A.1.

Tabla 3: Metrado de Losa Típica – Bloque 1

LOSA TÍPICA					
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Total Carga (Ton/m)	
Peso Propio	2.4	0.12	1	0.288	Ton/m
Piso Terminado	0.1		1	0.100	Ton/m
			WD	0.388	Ton/m
Sobrecarga	0.2		1	0.200	Ton/m
			WL	0.200	Ton/m

$$\omega_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$\text{LOSA TIPICA: } \omega_u = 1.4 * 0.388 + 1.7 * 0.20 = \mathbf{0.8832 \text{ ton/m}}$$

Tabla 4: Metrado de Losa de baño – Bloque 1

LOSA TÍPICA					
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Total Carga (Ton/m)	
Peso Propio	2.4	0.25	1	0.600	Ton/m
Piso Terminado	0.1		1	0.100	Ton/m
			WD	0.700	Ton/m
Sobrecarga	0.2		1	0.200	Ton/m
			WL	0.200	Ton/m

$$\omega_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$\text{LOSA TÍPICA: } \omega_u = 1.4 * 0.700 + 1.7 * 0.20 = \mathbf{1.320 \text{ ton/m}}$$

Tabla 5: Metrado de Losa de Azotea – Bloque 1

LOSA AZOTEA					
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Total Carga	
Peso Propio	2.4	0.12	1	0.288	Ton/m
Piso Terminado	0.1		1	0.100	Ton/m
			WD	0.388	Ton/m
Sobrecarga	0.1		1	0.100	Ton/m
			WL	0.100	Ton/m

$$\omega_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

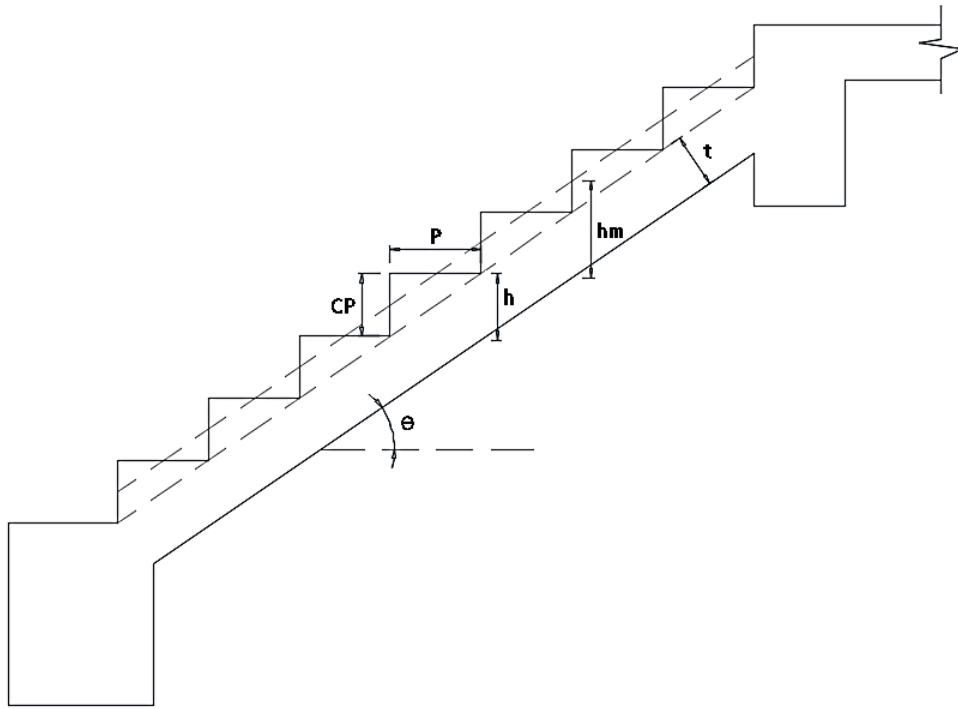
$$\text{LOSA AZOTEA: } \omega_u = 1.4 * 0.388 + 1.7 * 0.10 = \mathbf{0.7132 \text{ ton/m}}$$

4.1.2. METRADO DE ESCALERA

El siguiente metrado es único para el bloque 2.

Para el metrado de cargas de la escalera, se calculará el ancho equivalente (hm) de la garganta más los peldaños, tratándola como una losa uniformemente rectangular como se muestra en la figura 31:

Figura 31: Modelo de Escalera



Fuente: Adaptado de Diseño en Concreto Armado – Ing. Roberto Morales

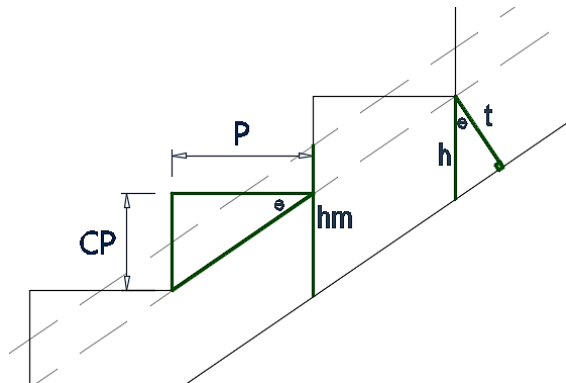
Donde:

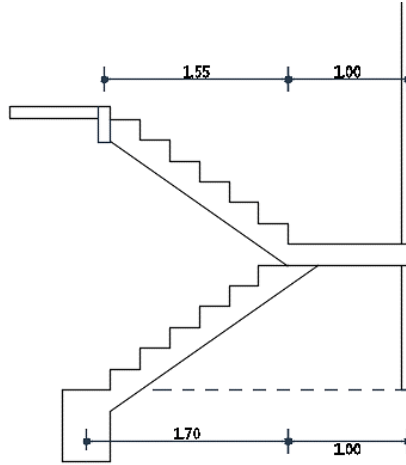
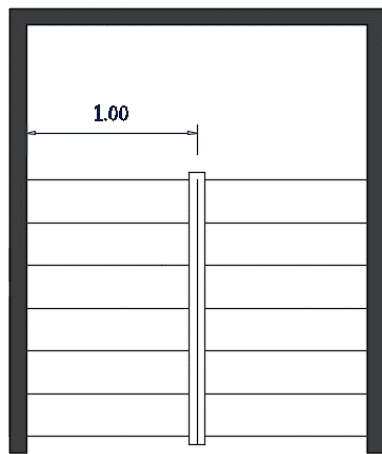
$$hm = h + \frac{CP}{2}$$

$$h = \frac{t}{\cos \theta}$$

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

Con los datos del proyecto





Ancho = 1.00 m
 CP = 0.171 m
 P = 0.25 m
 t = 0.15 m

$$\cos \theta = \frac{25}{\sqrt{25^2 + 17.1^2}} = 0.8254 \quad \rightarrow \quad h = \frac{15}{0.8254} = 18.173$$

$$hm = 18.173 + \frac{17.1}{2} = 26.723$$

Según la Norma E.020 del RNE, se mencionan las cargas mínimas según los usos u ocupaciones, para el caso del proyecto se tienen una carga viva de 0.40 ton/m².

Por lo tanto las cargas para el tramo inclinado son:

Carga Muerta = 0.741 ton/m

$$\text{Peso propio: } 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2672 \text{ m} \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.641 \text{ ton/m}}$$

$$\text{Acabados: } 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.10 \text{ ton/m}}$$

Carga Viva = 0.400 ton/m

$$S/C: 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.40 \text{ ton/m}}$$

Se halla las cargas para el descanso:

Carga Muerta = 0.510 ton/m

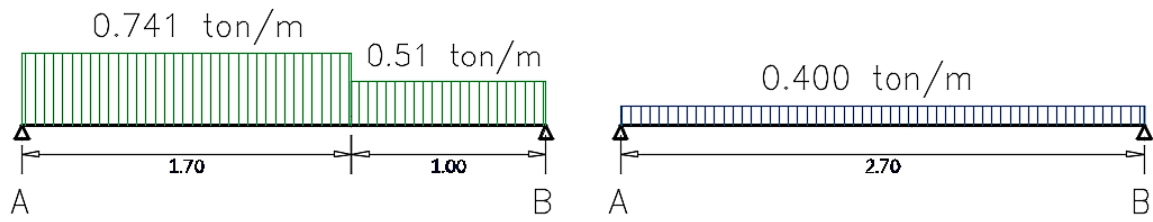
$$\text{Peso propio: } 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.171 \text{ m} \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.410 \text{ ton/m}}$$

$$\text{Acabados: } 0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.10 \text{ ton/m}}$$

Carga Viva = 0.400 ton/m

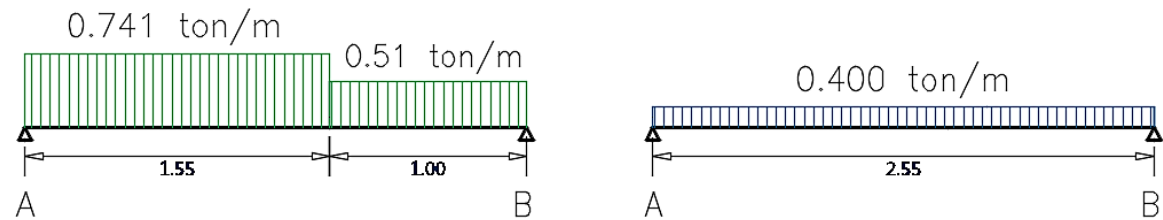
$$S/C: 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = \mathbf{0.40 \text{ ton/m}}$$

Figura 32: CM y CV en primer tramo de la escalera



Fuente: Propia

Figura 33: CM y CV en segundo tramo de la escalera



Fuente: Propia

EN EL PRIMER TRAMO:

Para la carga muerta:

Se obtiene las reacciones en A y B por equilibrio de fuerzas:

$$R_A = 0.9485 \text{ ton}$$

$$R_B = 0.8115 \text{ Ton}$$

Para la carga viva:

Se obtiene las reacciones en A y B por equilibrio de fuerzas:

$$R_A = 0.540 \text{ ton}$$

$$R_B = 0.540 \text{ Ton}$$

EN EL SEGUNDO TRAMO:

Para la carga muerta:

Se obtiene las reacciones en A y B por equilibrio de fuerzas:

$$R_A = 0.8994 \text{ ton}$$

RB = 0.7591 Ton

Para la carga viva:

Se obtiene las reacciones en A y B por equilibrio de fuerzas:

RA = 0.540 ton

RB = 0.540 Ton

4.1.3. METRADO DE VIGAS

Para el metrado de las vigas se utiliza el método del sobre, considerando las cargas muertas y vivas definidas en el proyecto, en la tabla 6 se muestra el resumen del metrado de las vigas de los bloques 1 y 2 y en el Anexo A.1.2 se tiene los detalles.

A continuación, se muestran los metrados:

Tabla 6: Resumen de metrados de vigas

VIGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	
Viga V1 entre A y B	0.360	0.155	ton /m
Viga V1 entre C y D	0.382	0.166	ton /m
Viga V2 entre B y C	0.498	0.241	ton /m
Viga V2 entre C y D	0.568	0.277	ton /m
Viga eje V3 entre B y C	0.618	0.302	ton /m
Viga V3' entre C y D	0.496	0.240	ton /m
Viga VA entre 2 y 3 - 5 y 6	0.295	0.121	ton /m
Viga VA entre 3 y 4 - 4 y 5	1.055	0.509	ton /m
Viga VB entre 1 y 2 - 6 y 7	0.539	0.262	ton /m
Viga VB entre 2 y 3 - 5 y 6	0.469	0.226	ton /m
Viga VC entre 2 y 3 - 5 y 6	0.335	0.156	ton /m
Viga VC entre 3 y 4 - 4 y 5	0.772	0.382	ton /m
Viga VC' entre 3 y 4 - 4 y 5	0.637	0.313	ton /m
Viga VD' entre 2 y 3 - 5 y 6	0.429	0.070	ton /m
Viga VD 1 entre 3 y 4 - 4 y 5	0.333	0.055	ton /m
Viga VD 2 entre 3 y 4 - 4 y 5	0.375	0.070	ton /m
Viga VD 3 entre 3 y 4 - 4 y 5	0.163	0.075	ton /m
Viga VE	2.402	1.386	ton /m
Viga V4	0.189	0.090	ton /m
Viga V5	0.421	0.226	ton /m
Viga V6	0.325	0.170	ton /m

4.2. METRADO POR CARGAS DE SISMO

4.2.1. METRADO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Con los fines de estimar el peso de la estructura se calcula los pesos en toneladas de cada muro, como se muestra en la tabla 7 para el bloque 1 y la tabla 8 para el bloque 2.

BLOQUE 1

Tabla 7: Metrado de MDL del Bloque 1

MUROS	Peso Específico (Ton/m3)	Espesor (m)	Longitud (m)	Altura (m)	Peso (Ton)
M - 01	2.4	0.1	6.18	2.3	3.41
M - 02	2.4	0.1	6.62	2.3	3.65
M - 03	2.4	0.1	4.99	2.3	2.75
M - 04	2.4	0.1	8.33	2.3	4.60
M - 05	2.4	0.1	7.77	2.3	4.29
M - 06	2.4	0.1	4.61	2.3	2.54
M - 07	2.4	0.1	2.5	2.3	1.38
M - 08	2.4	0.1	4.55	2.3	2.51
M - 09	2.4	0.1	7.5	2.3	4.14
M - 10	2.4	0.1	4.55	2.3	2.51
M - 11	2.4	0.1	2.5	2.3	1.38
M - 12	2.4	0.1	4.61	2.3	2.54
M - 13	2.4	0.1	7.77	2.3	4.29
M - 14	2.4	0.1	8.33	2.3	4.60
M - 15	2.4	0.1	4.99	2.3	2.75
M - 16	2.4	0.1	6.62	2.3	3.65
M - 17	2.4	0.1	6.18	2.3	3.41
TOTAL PESO (TON)					54.43

BLOQUE 2

Tabla 8: Metrado de MDL del bloque 2

MUROS	Peso Específico (Ton/m3)	Espesor (m)	Longitud (m)	Altura (m)	Peso (Ton)
M - 18	2.4	0.2	6.7	2.30	7.40
M - 19	2.4	0.1	3.6	2.30	1.99
M - 20	2.4	0.1	7.2	2.30	3.97
TOTAL PESO (TON)					13.36

4.3. PESO DE LA ESTRUCTURA

Con los ítems anteriores se halla el Peso Total de la Estructura, considerando el 25 % de la carga viva, mencionada en el acápite de estimación del Peso de la Norma E0.30 (Diseño Sismorresistente), obteniendo un total de **823.79 Ton** como peso de la estructura para el bloque 1.

Tabla 9: Peso Total de la Estructura del Bloque 1

BLOQUE 1				
CARGA MUERTA				
	Total Carga (Ton/m2)	Área (m2)	N° Pisos	Peso Total (Ton)
LOSA MACIZA	0.388	141.30	6	328.94
LOSA MACIZA (Baños)	0.700	11.12	6	46.71
VIGAS	5.20		6	31.22
TABIQUERÍA	2.95		6	17.68
MDL	59.55		6	357.33
CARGA VIVA - 25%				
	Total Carga (Ton/m2)	Área (m2)	N° Pisos	Peso Total (Ton)
LOSA MACIZA (1 a 5 piso)	0.200	152.42	5	38.11
LOSA MACIZA (Azotea)	0.100	152.42	1	3.81
TOTAL				823.79

Para el peso total se considera el metrado de los muros de ductilidad, la losa y las escaleras, también se considera el 25% de la carga viva. Obteniendo un total de **167.16 ton** como peso de la estructura del bloque 2.

Tabla 10: Peso Total de la estructura del bloque 2

BLOQUE 2				
CARGA MUERTA				
	Total Carga (Ton/m2)	Área (m2)	Nº Pisos	Peso Total (Ton)
LOSA MACIZA	0.388	16.39	6	38.16
LOSA MACIZA ASCENSOR Y ESCALERA	0.388	7.22	1	2.80
VIGAS	1.68		6	10.06
MDL	13.36		6	80.15
MDL CM	11.37		1	11.37
ESCALERAS	15.80		1	15.80
CARGA VIVA - 25%				
	Total Carga (Ton/m2)	Área (m2)	Nº Pisos	Peso Total (Ton)
LOSA MACIZA	0.200	18.4	6	5.52
LOSA MACIZA (CM Y E)	0.500	7.22	1	0.90
ESCALERAS	9.60		1	2.40
TOTAL				167.16

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el siguiente capítulo se abordó el análisis estructural por cargas de gravedad, comprendida por la losa maciza, y el análisis estructural por cargas de sismo, para analizar el comportamiento de los muros de ductilidad limitada en el siguiente capítulo.

5.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE GRAVEDAD

5.1.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA

5.1.1.1. LOSA BIDIRECCIONAL

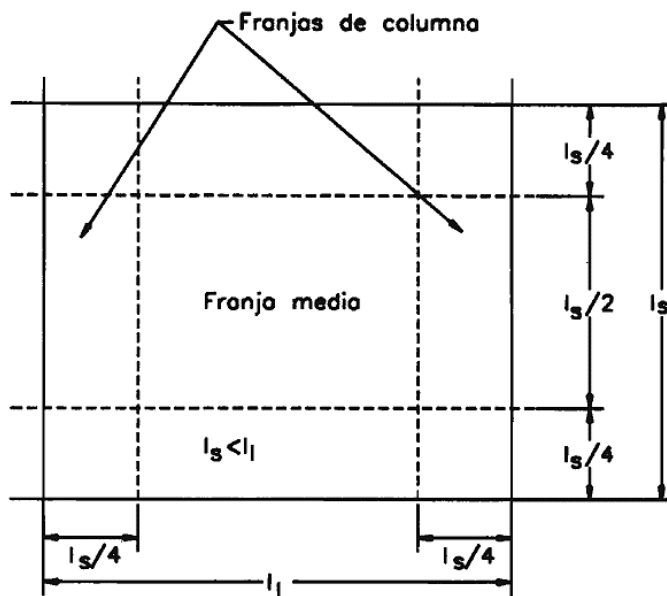
Para realizar el análisis estructural de losa maciza bidireccional se utilizó las tablas del Joint Comité ASCE ACI – 1940, debido a que Ferguson recomienda su uso por ser uno de los métodos más sencillos y posiblemente uno de los más aproximados (15).

A. TABLAS DE JOINT COMITÉ ASCE ACI – 1940.

PROCEDIMIENTO:

Se divide en franjas de diseño (franjas de columna y franja central) como se muestra en la figura 34.

Figura 34: Franja central y de columna según el método del Joint Comité ASCE ACI -1940



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto de Teodoro E. Harmsen, pág. 407.

Se evalúa la relación de luces y condiciones de borde del paño de la losa con la siguiente expresión:

$$m = \frac{l_s}{l_l}$$



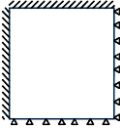
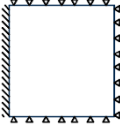
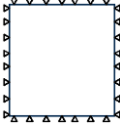
Donde:

l_s = Luz menor del paño analizado medido de centro a centro de los apoyos o luz libre más dos veces el espesor de la losa, el que sea menor.

l_l = Luz mayor del paño analizado medido de centro a centro de los apoyos o luz libre más dos veces el espesor de la losa, el que sea menor.

Para luego utilizar los coeficientes propuestos por el Joint Comité ASCE ACI -1940, adaptada a en tabla 11:

Tabla 11: Coeficientes para el cálculo de los momentos flectores de diseño de las losas apoyadas en vigas.

Momentos	Luz corta						Luz larga	
	Valor de m							
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	<0.5		
Panel interior								
	Momento negativo en:							
	Extremo continuo	0.033	0.04	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
	Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
	Momento positivo	0.025	0.03	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo								
	Momento negativo en:							
	Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
	Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.0331	0.035	0.042	0.021
	Momento positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos								
	Momento negativo en:							
	Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.09	0.049
	Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
	Momento positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos								
	Momento negativo en:							
	Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.09	0.098	0.058
	Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
	Momento positivo	0.044	0.05	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos								
	Momento negativo en:							
	Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
	Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
	Momento positivo	0.05	0.057	0.064	0.072	0.08	0.083	0.05

Se determina los momentos flectores en la franja central.

Con la relación obtenida se ingresa a la tabla 11, y se obtienen los coeficientes para momentos positivos y negativos, en la franja central, con la siguiente expresión:

$$M = C \omega_u L_s^2$$

C = Coeficiente de momentos indicado en la tabla 11.

ω_u = Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

L_s = Luz menor del paño analizado medido de centro a centro de los apoyos o luz libre más dos veces el espesor de la losa, el que sea menor.

Se determina los momentos flectores en la franja de columna.

Y para la franja de columna, el momento son los 2/3 del momento de la franja central (14).

En la figura 35 se puede observar los diferentes paños a analizar, se tiene losas bidireccionales en los paños de TIPO I, II e IV.b para ello se utilizan los coeficientes propuestos por este método.

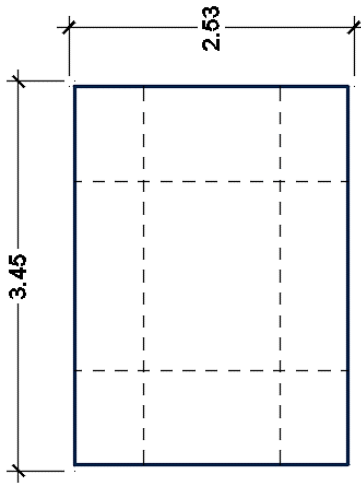
Figura 35: Distribución de paños en la mitad del Bloque 1



Fuente: Propia

TIPO I: Panel con dos extremos discontinuos

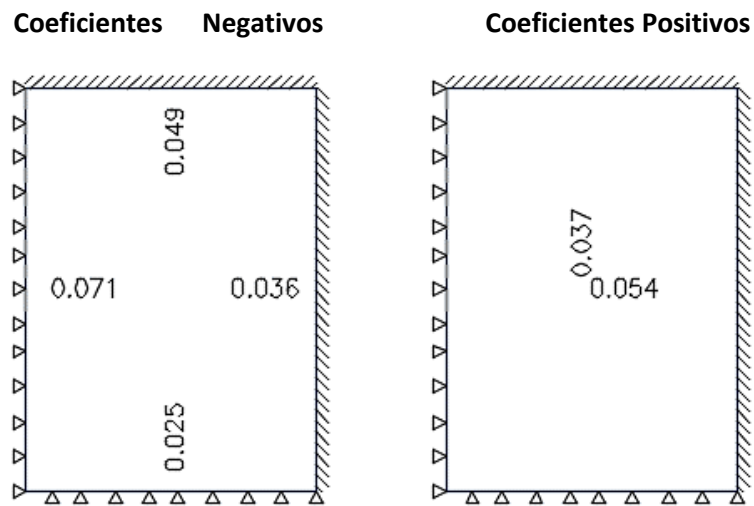
Se halla la relación entre la luz corta y la luz larga:



$$m = \frac{2.53}{3.45} = 0.73$$

Se toma el valor de $m = 0.70$ para usar los coeficientes de la tabla 11, obteniendo los valores como se muestra en la figura 36:

Figura 36: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo I



Fuente: Propia

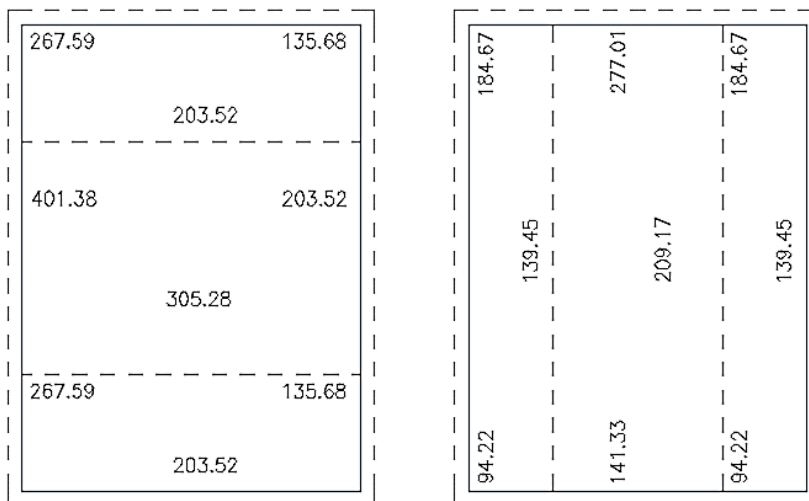
Estos valores al ser multiplicados por el peso calculado en el metrado y la luz corta, da como resultado los momentos en la franja central; para la franja de columna se multiplica por $2/3$, se realiza el cálculo para ambas direcciones, X y Y, como se muestra en la tabla 12.

Tabla 12: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo I

Momentos en la dirección X				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.071	883.2	2.53	401.38	267.59
	0.036	883.2	2.53	203.52	135.68
Positivo	0.054	883.2	2.53	305.28	203.52
Momentos en la dirección Y				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.049	883.2	2.53	277.01	184.67
	0.025	883.2	2.53	141.33	94.22
Positivo	0.037	883.2	2.53	209.17	139.45

Gráficamente se muestra en la figura 37 los siguientes momentos en ambas direcciones:

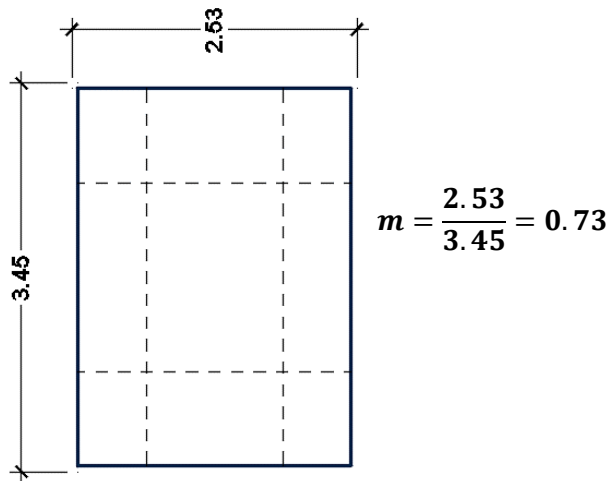
Figura 37: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo I



Fuente: Propia

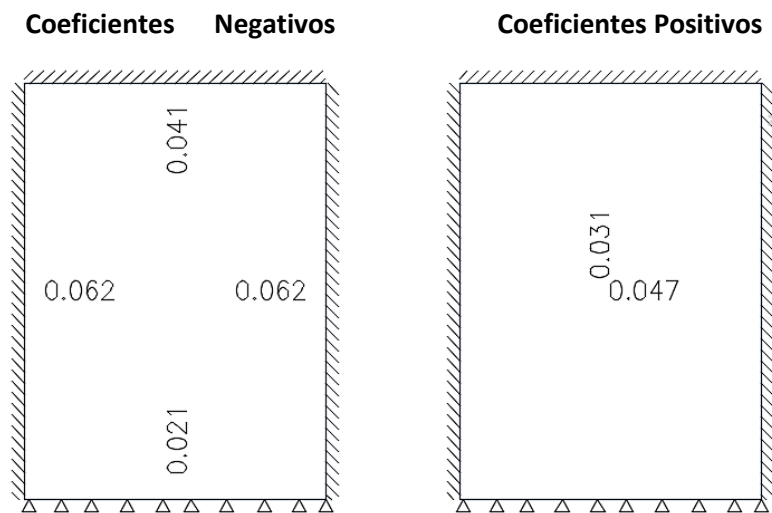
TIPO II: Panel con un extremo discontinuo

Se halla la relación entre la luz corta y la luz larga



Se toma el valor de $m = 0.70$ para usar los coeficientes de la tabla 11, obteniendo los valores como se muestra en la figura 38:

Figura 38: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo II



Fuente: Propia

Estos valores al ser multiplicados por el peso calculado en el metrado y la luz corta, da como resultado los momentos en la franja central; para la franja de columna se multiplica por $2/3$, se realiza el cálculo para ambas direcciones, X y Y, como se muestra en la tabla 13.

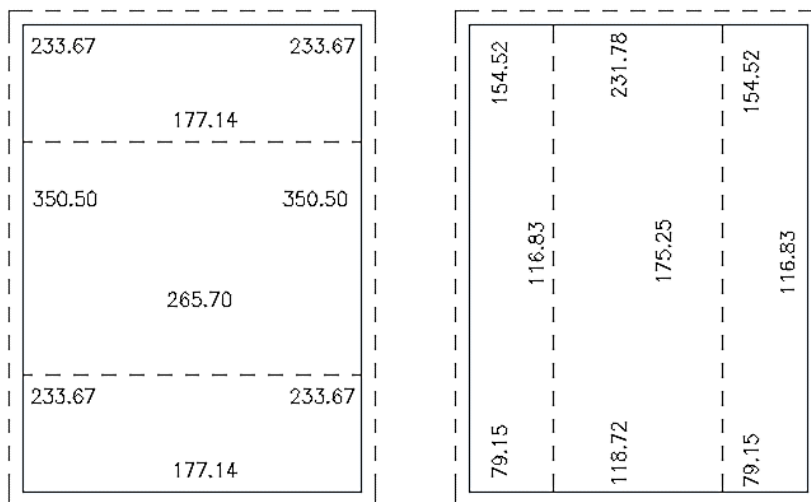
Tabla 13: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo II

Momentos en la dirección X				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.062	883.2	2.53	350.50	233.67
	0.031	883.2	2.53	175.25	116.83
Positivo	0.047	883.2	2.53	265.70	177.14

Momentos en la dirección Y				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.041	883.2	2.53	231.78	154.52
	0.021	883.2	2.53	118.72	79.15
Positivo	0.031	883.2	2.53	175.25	116.83

Gráficamente se muestra en la figura 39 los siguientes momentos en ambas direcciones:

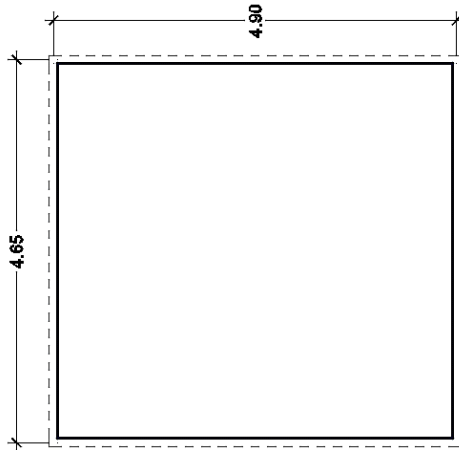
Figura 39: Momentos en la direcciones X y Y del paño tipo II



Fuente: Propia

TIPO IV: Panel interior

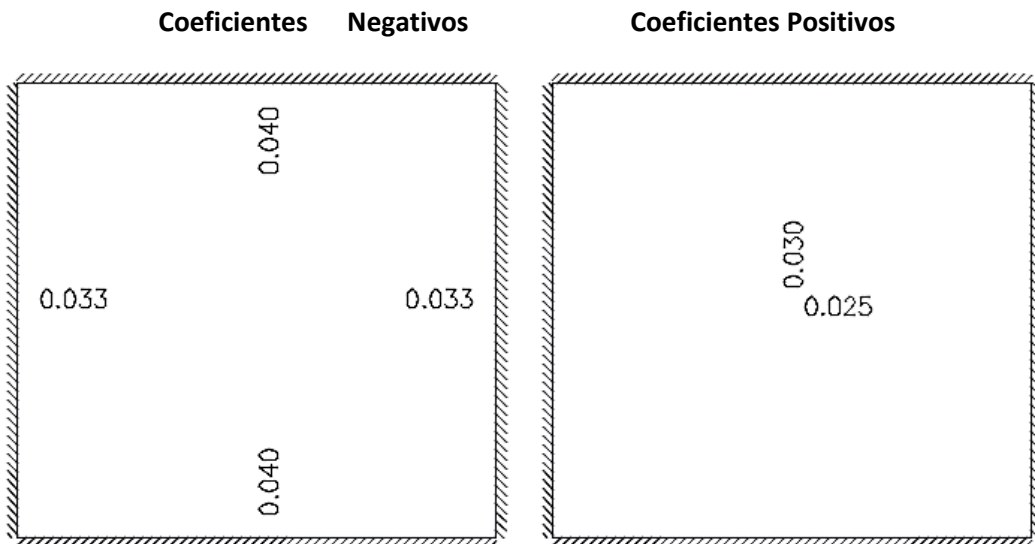
Se halla la relación entre la luz corta y la luz larga:



$$m = \frac{4.65}{4.90} = 0.94$$

Se toma el valor de $m = 0.90$ para usar los coeficientes de la tabla 11, obteniendo los valores como se muestra en la figura 38:

Figura 40: Coeficientes positivos y negativos en el paño tipo IV



Fuente: Propia

Estos valores al ser multiplicados por el peso calculado en el metrado y la luz corta, da como resultado los momentos en la franja central; para la

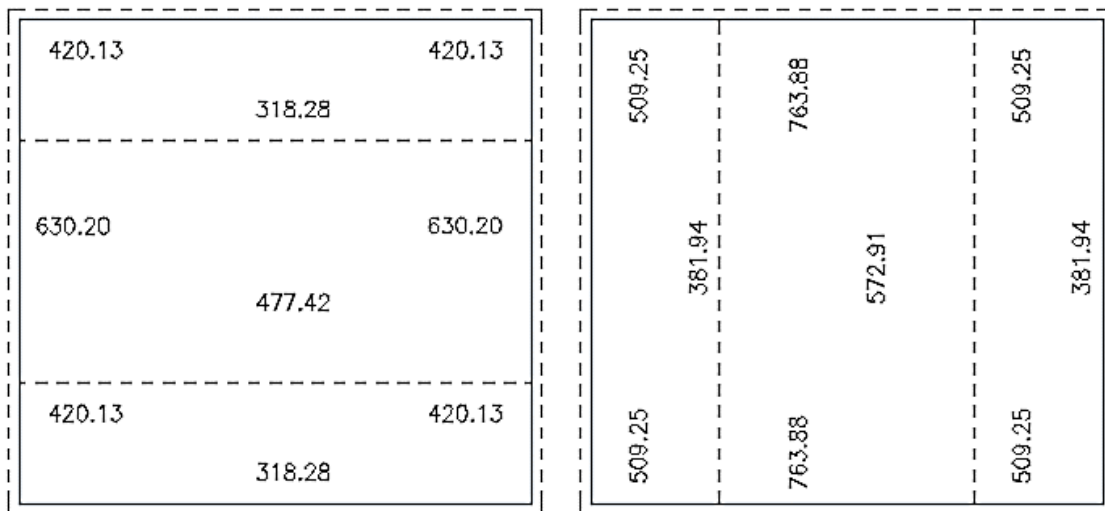
franja de columna se multiplica por 2/3, se realiza el cálculo para ambas direcciones, X y Y, como se muestra en la tabla 14.

Tabla 14: Momentos en las direcciones X y Y del paño tipo IV

Momentos en la dirección X				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.033	883.2	4.65	630.20	420.13
Positivo	0.025	883.2	4.65	477.42	318.28
Momentos en la dirección Y				Franja Central	Franja de columna
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m	Kg.m
Negativo	0.04	883.2	4.65	763.88	509.25
Positivo	0.03	883.2	4.65	572.91	381.94

Gráficamente se muestra en la figura 41 los siguientes momentos en ambas direcciones:

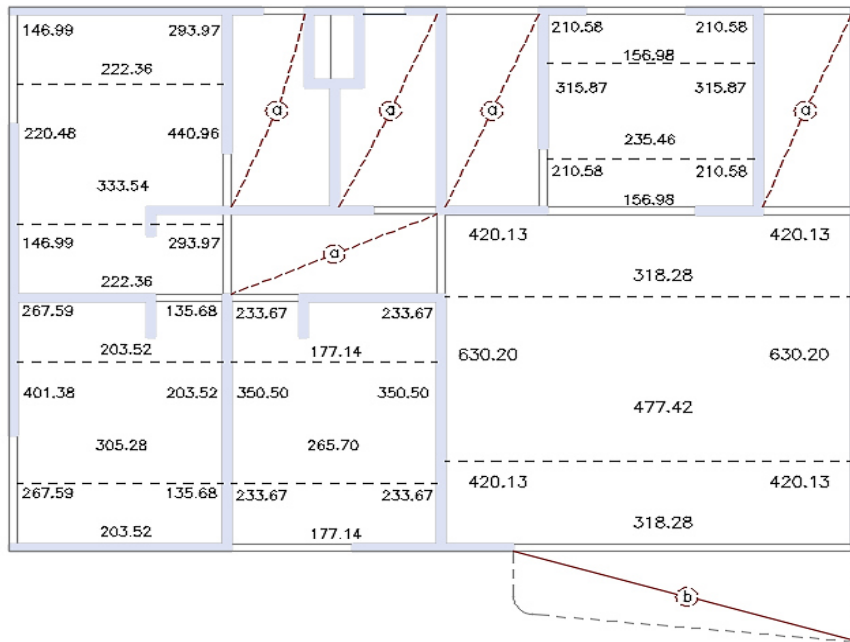
Figura 41: Momentos en la direcciones X y Y del paño tipo IV



Fuente: Propia

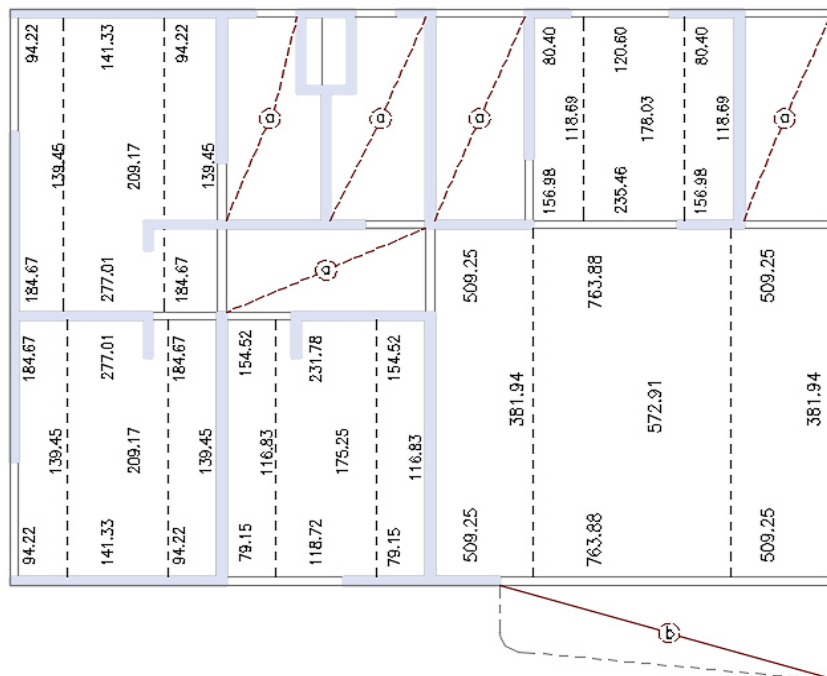
Con los coeficientes respectivos según el tipo se halla los momentos para cada paño, como se muestra en las figura 42, 43, 44 y 45; para ambos bloques:

Figura 42: Momentos en la dirección X - Bloque 1



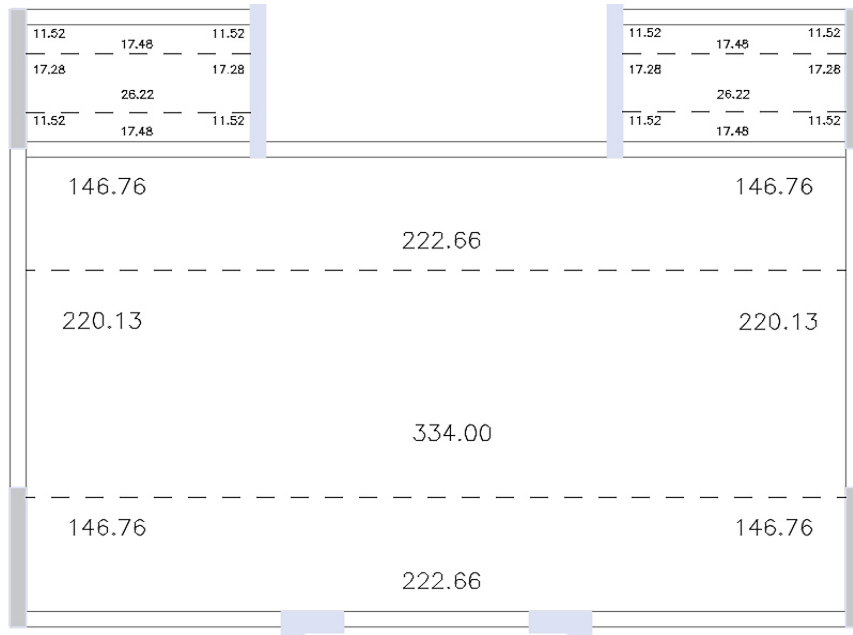
Fuente: Propia

Figura 43: Momento en la dirección Y - bloque 1



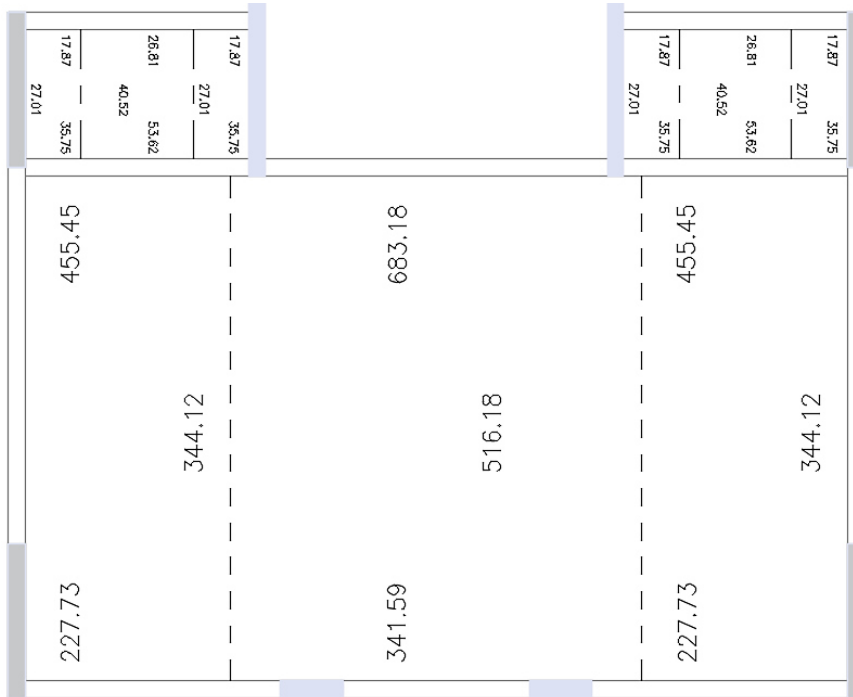
Fuente: Propia

Figura 44: Momento en la dirección X - bloque 2



Fuente: Propia

Figura 45: Momento en la dirección Y - Bloque 2



Fuente: Propia

5.1.1.2. LOSA UNIDIRECCIONAL

En el siguiente ítem se calcula los momentos de las losas unidireccionales del TIPO III y IV.a, figura 46, para ello se utilizarán los coeficientes del ACI.

Figura 46: Distribución de paños en la mitad del Bloque 1



Fuente: Propia

COEFICIENTES DEL ACI

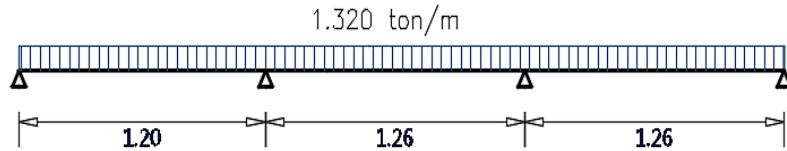
Este método permite trabajar en forma rápida y precisa con la garantía de obtener resultados confiables porque considera la alternancia de cargas, siempre y cuando se cumpla con las siguientes limitaciones (16):

- Se tiene dos o más tramos continuos
- Las luces de los tramos no deben exceder el 20% entre ellas.
- Las cargas son uniformemente distribuidas e iguales en todos los tramos
- La carga viva no exceda tres veces la carga muerta
- Los elementos son prismáticos y tienen una sección constante

PROCEDIMIENTO:

Se tiene la idealización de la losa de tipo III.a, III.b y III.c en la figura 47.

Figura 47: Idealización de la losa unidireccional



Fuente: Propia

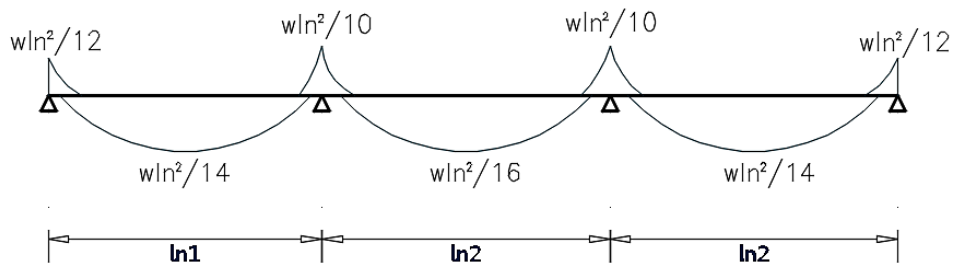
Se verifica las limitaciones mencionadas:

$$\text{Diferencia de luces: } \frac{1.26}{1.20} = 1.05 \approx 5\% \approx \text{menor a } 20\%$$

$$\text{Diferencia de cargas: } \frac{CV=200 \text{ kg/m}}{CM=700 \text{ kg/m}} = 0.29 \approx \text{menor a } 3$$

Por lo tanto, se puede utilizar los coeficientes del ACI, disponiéndose como sigue:

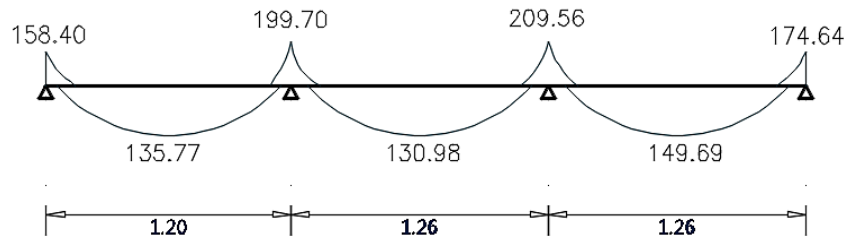
Figura 48: Coeficientes del ACI en la losa unidireccional



Fuente: Propia

Obteniendo los siguientes momentos:

Figura 49: Momentos en Kg.m de la losa unidireccional



Fuente: Propia

5.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS DE SISMO

5.2.1. PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO

En la tabla 15 se muestra el resumen de los parámetros, los cuales se describen cada uno de ellos posteriormente.

Tabla 15: Parámetros Sísmicos del proyecto

PARÁMETRO	VALOR
Z	0.35
U	1
S	1.15
R	4

5.2.1.1. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ:

Se tiene 4 zonas sísmicas definidas en el territorio peruano, el proyecto está ubicado en la Provincia de Concepción, Distrito de Concepción.

Tabla 16: Zona Sísmica en Provincia de Concepción

REGIÓN	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA
JUNÍN	CONCEPCIÓN	Andamarca	2
		Cochas	
		Comas	
		Mariscal Castilla	

Aco	
Chambara	
CONCEPCIÓN	
Heroínas Toledo	
Manzanares	
Matahuasi	3
Mito	
Nueve de Julio	
Orcotuna	
San José de Quero	
Santa Rosa de Ocopa	

* Adaptado de la NTP E0.30

Por lo tanto, el proyecto se encuentra en la zona 3, como lo muestra la tabla 16 resumida del Anexo N°01 de la Norma E.030.

Para la zona 3 se tiene que **Z = 0.35**

5.2.1.2. CONDICIONES GEOTÉCNICA:

La norma presenta cinco perfiles de suelo, las que se clasifican según la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, propiedades mecánicas y el periodo fundamental de vibración. De acuerdo a estudio de mecánica de suelos se tiene un suelo intermedio con capacidad portante de **2.39 kg/cm²** para el que le corresponde un valor de **S2 = 1.15, Tp = 0.6 y TL = 2.0.**

5.2.1.3. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA:

Según la norma indica C, el factor de amplificación sísmica dependerá de los periodos que tenga la edificación.

Por lo tanto, se usa las siguientes condiciones:

$$T < T_P \quad \rightarrow \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)$$

5.2.1.4. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES:

Según la tabla 17, Categoría de las edificaciones y Factor “U” compilada de la Norma E.030, el proyecto se define en la categoría C (Edificaciones comunes) por ser un edificio DE VIVIENDAS MULTIFAMILIARES, CON EL FACTOR DE USO U = 1.

Tabla 17: Categoría de Edificaciones y Factor Uso

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud.	Aislador sísmico si la zona sísmica es 4 y 3, como mínimo 1.5
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo y que pueda servir de refugio después de un desastre.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: VIVIENDAS , oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Criterio proyectista

* Adaptado de la NTP E0.30

5.2.1.5. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Según la Norma NTE E0.30 (Diseño Sismorresistente), clasifica a los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, los cuales se observan en la tabla 18.

Tabla 18: Coeficientes de Reducción

SISTEMAS ESTRUCTURALES	Coeficiente Básico De Reducción (R)
Material de Acero	8 a 6
Material de Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
Material de Albañilería Armada o Confinada	3
Material de Madera	7

* Adaptado de la NTP E0.30

Siendo así el valor de **R = 4**

5.2.2. CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ

El centro de gravedad o de masas es el punto donde las fuerzas inerciales se aplicarán por cada piso.

Para ello se calcula el peso del elemento (P) y los centroides para la dirección X y Y, como se muestra en las siguientes expresiones:

$$X_g = \frac{\sum P_i * X_i}{\sum P_i}$$

$$Y_g = \frac{\sum P_i * Y_i}{\sum P_i}$$

BLOQUE 1

Para el bloque 1, el centro de masas se ubica en dirección X a 4.43 m y en la dirección Y a 10 m, respecto a la intersección entre los ejes 1 y A (0; 0).

Tabla 19: CM de bloque 1

MDL	Pi	Xi	Yi	Pi*X	Pi*Y
M - 01	3411.4	1.83	1.31	6242.79	4468.88
M - 02	3654.2	3.64	0.41	13301.43	1498.24
M - 03	2754.5	7.06	1.93	19446.63	5316.15
M - 04	4598.2	5.82	3.46	26761.29	15909.63
M - 05	4289.0	1.85	4.78	7934.72	20501.61
M - 06	2544.7	5.8	5.26	14759.38	13385.23

M - 07	1380.0	6.53	6.58	9011.40	9080.40
M - 08	2511.6	6.11	8.71	15345.88	21876.04
M - 09	4084.8	3.8	10	15522.24	40848.00
M - 10	2511.6	6.11	11.29	15345.88	28355.96
M - 11	1380.0	6.53	13.43	9011.40	18533.40
M - 12	2544.7	5.8	14.74	14759.38	37509.17
M - 13	4289.0	1.85	15.22	7934.72	65279.19
M - 14	4598.2	5.82	16.55	26761.29	76099.55
M - 15	2754.5	7.06	18.07	19446.63	49773.45
M - 16	3654.2	3.64	19.59	13301.43	71586.56
M - 17	3411.4	1.83	18.69	6242.79	63758.32
TOTAL	54372.0			241129.28	543779.78
Centro de Masa				4.43	10

Y el centro de rigidez que se ubica a 4.10 m en la dirección X y 10 m en la dirección Y, como se muestran en las tablas 20 y 21.

Tabla 20: CR - dirección X, bloque 1

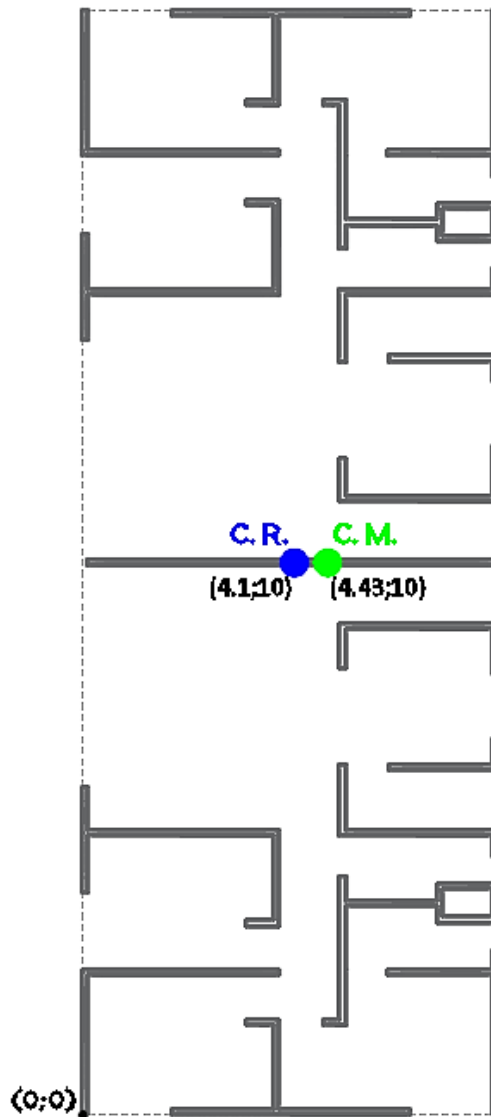
MDL	Ki	Xi	Yi	Ki*X
M - 01	639712	1.83	1.31	1170672
M - 02	1089178	3.64	0.41	3964608
M - 03	194084	7.06	1.93	1370232
M - 04	870729	5.82	3.46	5067643
M - 05	837333	1.85	4.78	1549065
M - 06	421039	5.8	5.26	2442026
M - 07	182812	6.53	6.58	1193766
M - 08	421039	6.11	8.71	2572548
M - 09	1907102	3.8	10	7246988
M - 10	421039	6.11	11.29	2572548
M - 11	182812	6.53	13.43	1193766
M - 12	421039	5.8	14.74	2442026
M - 13	837333	1.85	15.22	1549065
M - 14	870729	5.82	16.55	5067643
M - 15	194084	7.06	18.07	1370232
M - 16	1089178	3.64	19.59	3964608
M - 17	639712	1.83	18.69	1170672
TOTAL	11218953			45908109
Centro de Rigidez				4.10

Tabla 21: CR - dirección Y, bloque 1

MDL	Ki	Xi	Yi	Ki*Y
M - 01	404501	1.83	1.31	529896
M - 02	162398	3.64	0.41	66583
M - 03	368789	7.06	1.93	711763
M - 04	836291	5.82	3.46	2893567
M - 05	718487	1.85	4.78	3434368
M - 06	159166	5.8	5.26	837212
M - 07	5910	6.53	6.58	38888
M - 08	146128	6.11	8.71	1272778
M - 09	0	0	0	0
M - 10	146128	6.11	11.29	1649789
M - 11	5910	6.53	13.43	79371
M - 12	159166	5.8	14.74	2346104
M - 13	718487	1.85	15.22	10935374
M - 14	836291	5.82	16.55	13840616
M - 15	368789	7.06	18.07	6664021
M - 16	162398	3.64	19.59	3181383
M - 17	404501	1.83	18.69	7560120
TOTAL	5603341			56041835
			Centro Rigidez	10.0015

En la Figura 50 se muestra la ubicación del centro de masas y centro de rigideces del bloque 1.

Figura 50: Ubicación del C.M. y C.R. del bloque 1



Fuente: Propia

BLOQUE 2

Para el bloque 2, el centro de masas se ubica en la dirección X a 2.50 m y en la dirección Y a 3.38 m, el punto de referencia (0; 0) se muestra en la Figura 42.

Tabla 22: CM del bloque 2

MDL	Pi	Xi	Yi	Pi*X	Pi*Y
M - 18	6668.2	2.5	0.95	16670.40	6334.75
M - 19	552.0	0.05	2.25	27.60	1242.00
M - 19	552.0	4.95	2.25	2732.40	1242.00
M - 19	552.0	0.05	5.35	27.60	2953.20
M - 19	552.0	4.95	5.35	2732.40	2953.20
M - 20	4084.8	2.5	6.52	10212.00	26632.90
TOTAL	12961.0			32402.40	41358.05
Centro Masa				2.50	3.19

Y el centro de rigidez que se ubica a 2.50 m en la dirección X y 4.13 m en la dirección Y, como se muestran las siguientes tablas.

Tabla 23: CR - dirección X, bloque 2

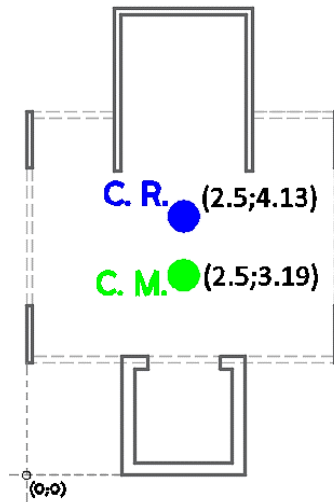
MDL	Ki	Xi	Yi	Ki*X
M - 18	663401	2.5	0.95	1658503
M - 19	36	0.05	2.25	2
M - 19	36	4.95	2.25	177
M - 20	36	0.05	5.35	2
M - 20	36	4.95	5.35	177
M - 21	241872	2.5	6.52	604679
TOTAL	905416			2263540
Centro Rigidez				2.50

Tabla 24: CR - dirección Y, bloque 2

MDL	Ki	Xi	Yi	Ki*Y
M - 18	887444	2.5	0.95	843071
M - 19	23847	0.05	2.25	53655
M - 19	23847	4.95	2.25	53655
M - 20	23847	0.05	5.35	127579
M - 20	23847	4.95	5.35	127579
M - 21	1190272	2.5	6.52	7760571
TOTAL	2173101			8966110
Centro Rigidez				4.13

En la Figura 51 se muestra la ubicación del Centro de masas y Centro de rigidez del bloque 2.

Figura 51: Ubicación del C.M. y C.R. del bloque 2



Fuente: Propia

5.2.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático se realiza para el bloque 1, pero del bloque 2, solo se muestra los resultados puesto que es el mismo procedimiento.

5.2.3.1. CORTANTE BASAL

Se halla la cortante basal estática para ambas direcciones con la siguiente expresión:

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

Usando los parámetros de la tabla N° 15, se obtiene el siguiente valor para la cortante basal:

$$V = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.15}{4} * 951.18$$

$$V_{XX-YY} = 239.28 \text{ ton}$$

5.2.3.2. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

Según la Norma E0.30 (Diseño Sismorresistente), la distribución de la cortante basal por cada piso se calcula mediante:

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Dónde:

n = Número de pisos

k = Exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura

$T \leq 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = 1$ y $T \geq 0.5 \text{ seg} \Rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

k = 1, ya que se tienen periodos de 0.167, 0.275 para X e Y respectivamente.

h = Altura del nivel

P = Peso por nivel

Se aplica la expresión mostrada y se obtiene la fuerza cortante por piso como se muestra en la tabla 25:

Tabla 25: Distribución de Fuerzas Cortantes por piso

PISO	h (m)	P (ton)	P x h	%	Fi	V	
6	15.7	151.38	2376.60	26.30%	62.93	239.28	ton
5	13.3	154.22	2051.12	22.70%	54.31	176.35	ton
4	10.9	154.22	1680.99	18.60%	44.51	122.05	ton
3	8.5	154.22	1310.86	14.51%	34.71	77.54	ton
2	6.1	154.22	940.74	10.41%	24.91	42.83	ton
1	3.7	182.92	676.82	7.49%	17.92	17.9	ton
				100.00%	239.28		

5.2.3.3. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

La excentricidad real calculada resulta de la diferencia entre el Centro de Masas y Centro de Rigideces:

Para dirección X: $4.43 - 4.10 = 0.33 \text{ m}$

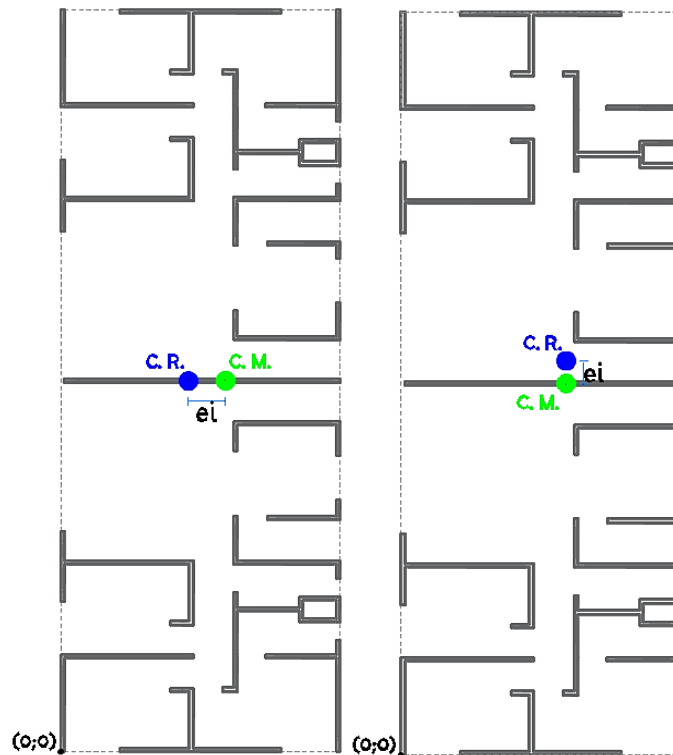
Para dirección Y: $10.0015 - 10 = 0.0015 \text{ m}$

Sin embargo, la Norma E0.30 (Diseño Sismorresistente), considera que la excentricidad accidental (e_i) en cada nivel sea 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, debido que en la construcción se generan errores que pueden alterar las rigideces teóricas. Siendo así las excentricidades:

$$e_{i \text{ xx}} = 20 * 0.05 = 1 \text{ m}$$

$$e_{i \text{ yy}} = 7.5 * 0.05 = 0.375 \text{ m}$$

Figura 52: Excentricidades del bloque 1 en dirección X e Y



Fuente: Propia

5.2.3.4. MOMENTO TORSOR

Al no coincidir los centros de masa (C.M.) y centro de rigidez (C.R.) se genera en cada nivel un momento torsor; teniendo físicamente en la edificación, una rotación de la planta alrededor del centro de rigidez, como se muestra en la figura 53.

El momento torsor accidental (M_{ti}) se calcula con la siguiente expresión:

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

Dónde:

F_i = Fuerza sísmica horizontal en cada piso

e_i = Excentricidad accidental en cada piso

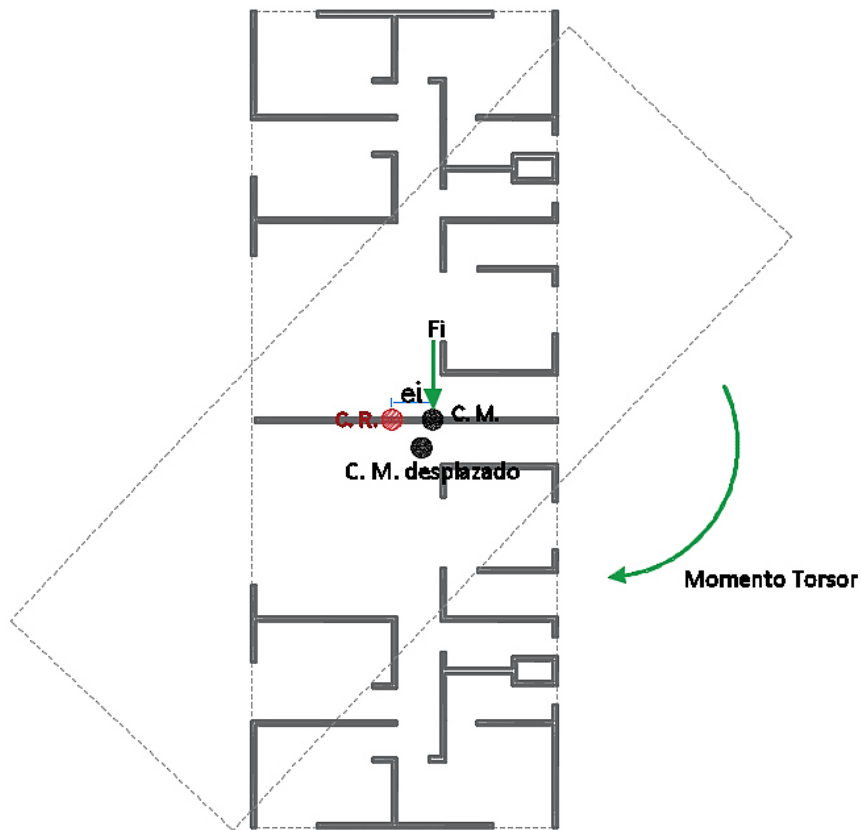
Tabla 26: Momento torsor accidental en la dirección X

PISO	F_i (ton)	Exc Accidental (m)	M_{ti} (ton.m) X
6	62.93	1.00	62.93
5	54.31	1.00	54.31
4	44.51	1.00	44.51
3	34.71	1.00	34.71
2	24.91	1.00	24.91
1	17.92	1.00	17.92

Tabla 27: Momento torsor accidental en la dirección Y

PISO	F_i (ton)	Exc Accidental (m)	M_{ti} (ton.m) Y
6	62.93	0.375	23.60
5	54.31	0.375	20.37
4	44.51	0.375	16.69
3	34.71	0.375	13.02
2	24.91	0.375	9.34
1	17.92	0.375	6.72

Figura 53: Momento torsor en el bloque 1



Fuente: Adaptado de la Guía para el Diseño de una Estructura del Ing. Roberto F. Morales

5.2.3.5. VERIFICACIÓN DE DERIVAS

Según el análisis estático, se obtiene los desplazamientos laterales lineales y con ellos se halla los desplazamientos relativos elásticos, y al multiplicarlos por $0.75R$ se obtiene los desplazamientos relativos inelásticos.

La Norma E0.30, indica que la relación entre el desplazamiento relativo inelástico y la altura de entrepiso (Deriva) no deben ser mayor a 0.005, para muros de ductilidad limitada.

En las tablas 28 y 29, se muestran los procedimientos para verificar los desplazamientos en ambas direcciones X y Y.

Tabla 28: Derivas para la dirección X - bloque 1

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRxDrel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0075	0.0014	0.0041	0.0224	0.0017	CUMPLE
5	0.0061	0.0014	0.0041	0.0183	0.0017	CUMPLE
4	0.0047	0.0014	0.0041	0.0142	0.0017	CUMPLE
3	0.0034	0.0013	0.0038	0.0102	0.0016	CUMPLE
2	0.0021	0.0011	0.0034	0.0063	0.0014	CUMPLE
1	0.0010	0.0010	0.0030	0.0030	0.0008	CUMPLE

Tabla 29: Derivas para la dirección Y - bloque 1

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRxDrel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0100	0.0015	0.0046	0.0301	0.0019	CUMPLE
5	0.0085	0.0017	0.0050	0.0256	0.0021	CUMPLE
4	0.0068	0.0018	0.0055	0.0205	0.0023	CUMPLE
3	0.0050	0.0018	0.0055	0.0150	0.0023	CUMPLE
2	0.0032	0.0017	0.0050	0.0095	0.0021	CUMPLE
1	0.0015	0.0015	0.0044	0.0044	0.0012	CUMPLE

BLOQUE 2

El mismo procedimiento se sigue para el bloque 2, para verificar que los desplazamientos cumplen con lo exigido por la Norma E0.30

Tabla 30: Derivas para la dirección X - bloque 2

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRxDrel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0054	0.0011	0.0032	0.0161	0.0014	CUMPLE
5	0.0043	0.0011	0.0032	0.0128	0.0014	CUMPLE
4	0.0032	0.0010	0.0031	0.0096	0.0013	CUMPLE
3	0.0022	0.0009	0.0028	0.0065	0.0012	CUMPLE
2	0.0012	0.0007	0.0021	0.0037	0.0009	CUMPLE
1	0.0005	0.0005	0.0016	0.0016	0.0004	CUMPLE

Tabla 31: Derivas para la dirección Y - bloque 2

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRxDrel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0083	0.0017	0.0052	0.0248	0.00218	CUMPLE
5	0.0065	0.0017	0.0052	0.0195	0.00217	CUMPLE
4	0.0048	0.0016	0.0049	0.0143	0.00205	CUMPLE
3	0.0031	0.0014	0.0042	0.0094	0.00177	CUMPLE
2	0.0017	0.0010	0.0031	0.0052	0.00129	CUMPLE
1	0.0007	0.0007	0.0021	0.0021	0.00056	CUMPLE

5.2.4. ANÁLISIS DINÁMICO

Se realiza el análisis dinámico para así poder realizar la comparación de resultados frente a un análisis estático, ya que la norma indica que este tipo de estructuras pueden ser analizados mediante las fuerzas estáticas.

5.2.4.1. ACELERACIÓN ESPECTRAL

Se utilizará un espectro inelástico definido por:

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

Donde:

Factor de zona sísmica (Z) = 0.35

Factor de Uso (U) = 1

Factor de suelo (S) = 1.15

Coefficiente de Reducción Sísmica (R) = 4

Gravedad (g) = 9.81 m/s²

Se deja la aceleración espectral en función del factor de amplificación sísmica que depende de las siguientes condiciones, para así obtener la tabla N° 32:

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

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

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

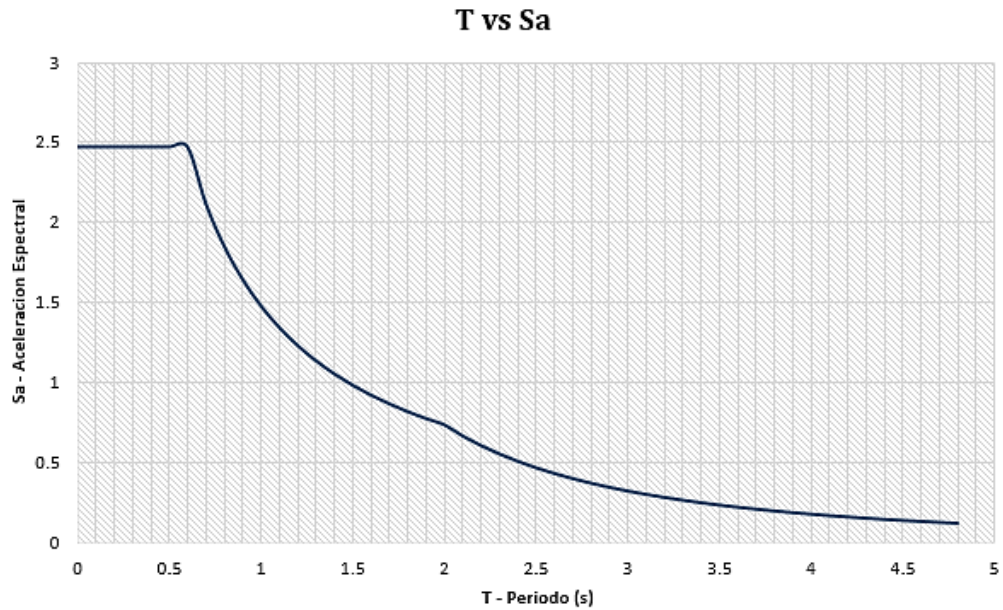
$$Sa = \frac{0.35 * 1 * C * 1.15}{4} * 9.81 = 0.9871C$$

Tabla 32: Periodo Fundamental VS Aceleración Espectral

T	C	Sa	T	C	Sa
0.00	2.50	2.47	2.50	0.48	0.47
0.10	2.50	2.47	2.60	0.44	0.44
0.20	2.50	2.47	2.70	0.41	0.41
0.30	2.50	2.47	2.80	0.38	0.38
0.40	2.50	2.47	2.90	0.36	0.35
0.50	2.50	2.47	3.00	0.33	0.33
0.60	2.50	2.47	3.10	0.31	0.31
0.70	2.14	2.12	3.20	0.29	0.29
0.80	1.88	1.85	3.30	0.28	0.27
0.90	1.67	1.65	3.40	0.26	0.26
1.00	1.50	1.48	3.50	0.24	0.24
1.10	1.36	1.35	3.60	0.23	0.23
1.20	1.25	1.23	3.70	0.22	0.22
1.30	1.15	1.14	3.80	0.21	0.21
1.40	1.07	1.06	3.90	0.20	0.19
1.50	1.00	0.99	4.00	0.19	0.19
1.60	0.94	0.93	4.10	0.18	0.18
1.70	0.88	0.87	4.20	0.17	0.17
1.80	0.83	0.82	4.30	0.16	0.16
1.90	0.79	0.78	4.40	0.15	0.15
2.00	0.75	0.74	4.50	0.15	0.15
2.10	0.68	0.67	4.60	0.14	0.14
2.20	0.62	0.61	4.70	0.14	0.13
2.30	0.57	0.56	4.80	0.13	0.13
2.40	0.52	0.51			

En la figura 54 se muestra el espectro de aceleración para realizar el análisis dinámico en ambas direcciones X y Y.

Figura 54: Espectro del proyecto



Fuente: Propia

5.2.4.2. VERIFICACIÓN DE DERIVAS

La Norma E0.30, indica que la relación entre el desplazamiento relativo inelástico y la altura de entrepiso (Deriva) no deben ser mayor a 0.005, para muros de ductilidad limitada.

Derivas obtenidas para un sismo en la dirección X

Tabla 33: Derivas en la dirección X – Bloque 1

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRx Drel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0047	0.0009	0.0026	0.0141	0.0011	CUMPLE
5	0.0038	0.0009	0.0027	0.0115	0.0011	CUMPLE
4	0.0029	0.0009	0.0026	0.0088	0.0011	CUMPLE
3	0.0021	0.0008	0.0024	0.0062	0.0010	CUMPLE
2	0.0012	0.0007	0.0020	0.0037	0.0009	CUMPLE
1	0.0006	0.0006	0.0017	0.0017	0.0005	CUMPLE

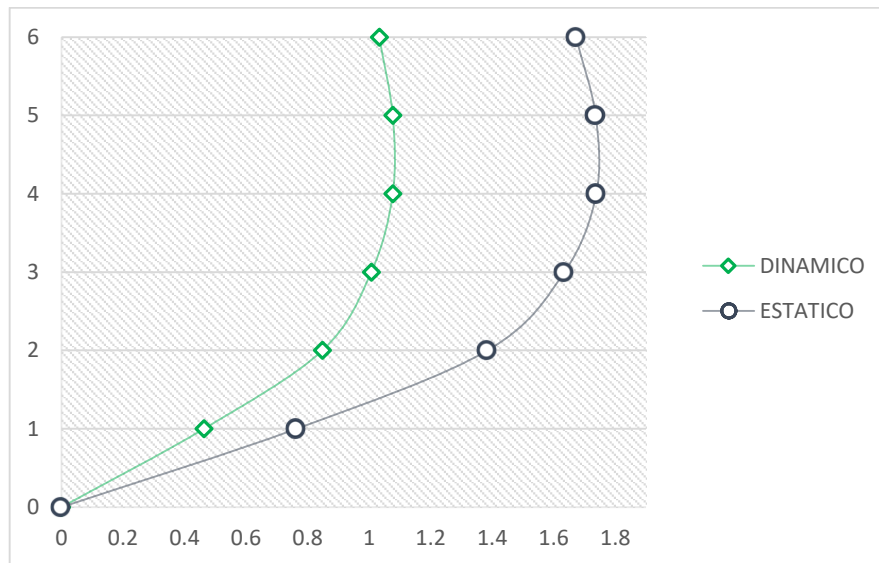
Derivas obtenidas para un sismo en la dirección Y

Tabla 34: Derivas en la dirección Y – bloque 1

NIVEL	Dabs (m) Elástico	Drel (m) Elástico	0.75xRxDrel	Dabs (m) Inelástico acumulado	D/h	OBSERV.
6	0.0084	0.0014	0.0041	0.0253	0.0017	CUMPLE
5	0.0071	0.0015	0.0044	0.0212	0.0018	CUMPLE
4	0.0056	0.0016	0.0047	0.0167	0.0019	CUMPLE
3	0.0040	0.0015	0.0046	0.0121	0.0019	CUMPLE
2	0.0025	0.0013	0.0040	0.0075	0.0017	CUMPLE
1	0.0012	0.0012	0.0035	0.0035	0.0009	CUMPLE

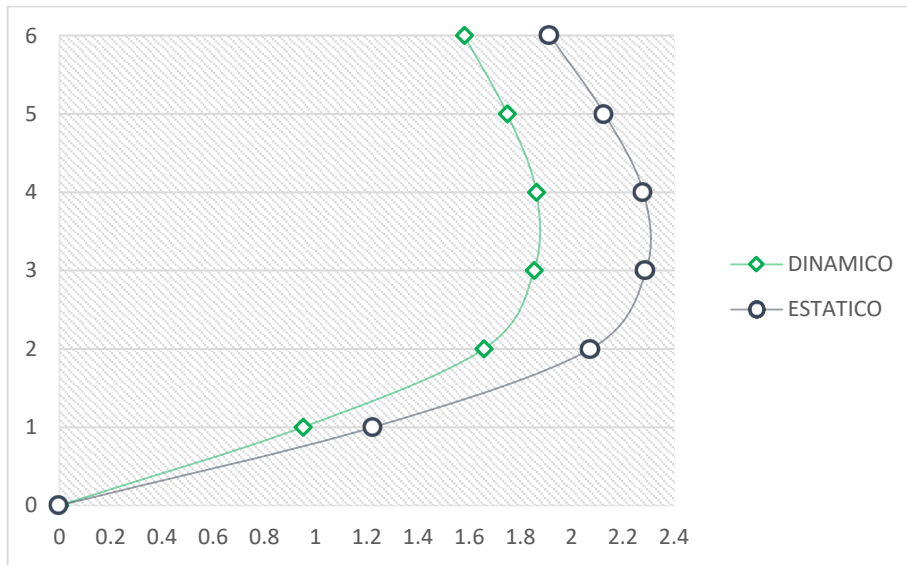
Como se puede observar en las tablas anteriores, las derivas se encuentran dentro del rango indicado por la norma E0.30 (Diseño Sismorresistente) además se puede observar que el análisis estático es más conservador puesto que las derivas obtenidas en el análisis estático tienen una variación del 62 %, para la dirección X y 23% para la dirección Y respecto a las derivas del análisis dinámico, figuras 55 y 56.

Figura 55: Diferencia de derivas entre el análisis estático y dinámico en la dirección X



Fuente: Propia

Figura 56: Diferencia de derivas entre el análisis estático y dinámico en la dirección Y



Fuente: Propia

Concluimos con que la configuración y densidad de los muros proyectados son adecuadas para el proyecto.

5.2.5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se debe considerar 3 grados de libertad por piso, como el proyecto tiene 6 pisos, será necesario 18 modos de vibración, para hallar los modos de vibración, periodo y masa participante se utiliza el software Etabs, el que se muestra en la tabla 35.

Tabla 35: Masa Participante para cada Periodo - bloque 1

MODO	Periodo (s)	M.P.		Rotación Z
		Dirección X	Dirección Y	
1	0.296	0.000	0.774	0.011
2	0.224	0.121	0.011	0.628
3	0.197	0.634	0.001	0.118
4	0.078	0.000	0.160	0.001
5	0.054	0.029	0.000	0.160
6	0.047	0.165	0.000	0.028
7	0.036	0.000	0.041	0.000

8	0.025	0.007	0.000	0.035
9	0.023	0.000	0.010	0.000
10	0.022	0.032	0.000	0.008
11	0.016	0.000	0.002	0.000
12	0.016	0.002	0.000	0.007
13	0.014	0.007	0.000	0.002
14	0.014	0.000	0.000	0.000
15	0.012	0.001	0.000	0.001
16	0.011	0.001	0.000	0.001
17	0.01	0.000	0.000	0.000
18	0.009	0.000	0.000	0.000

En la Norma E0.30 (Diseño Sismorresistente) se menciona que 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.

De la tabla 35 se tiene que la sumatoria de las masas participativas en la dirección X (resaltadas en verde) resulta 0.949 y en la dirección Y (resaltadas en azul) es 0.986, por lo tanto se toma los valores de los periodos de los modos más predominantes:

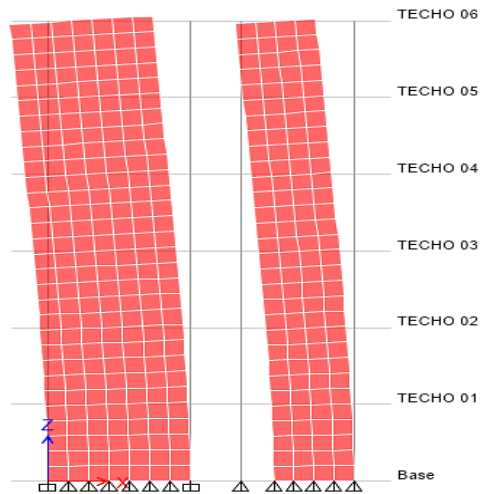
$$T_X = 0.197 s ; T_Y = 0.296 s$$

Figura 57: Primer modo de Vibración (ETABS) - Bloque 1



Fuente: Propia

Figura 58: Tercer modo de Vibración (ETABS) - Bloque 1



Fuente: Propia

5.2.6. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

A. IRREGULARIDAD POR PISO BLANDO

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

Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa.

$$0.70 > \frac{V(n)/\Delta(n)}{V(n+1)/\Delta(n+1)} < 0.60$$

Tabla 36: Verificación de irregularidad por piso blando en X

PISO	Vx Ton	Δ relativo m	R	OBSERV.
6	40.38	0.0007	46844.5	1.79
5	74.65	0.0007	84065.3	1.35
4	99.87	0.0007	113488.6	1.28
3	118.56	0.0006	145294.1	1.33
2	131.74	0.0004	193450.8	1.29
1	140.38	0.0005	249342.8	

Tabla 37: Verificación de irregularidad por piso blando en YY

PISO	Vy Ton	Δ relativo m	R	OBSERV.
6	42.86	0.0012	31514.7	1.73
5	80.56	0.0013	54506.1	1.29
4	109.54	0.0014	70579.9	1.22
3	131.43	0.0014	86127.1	1.27
2	146.73	0.0008	109092.9	1.24
1	156.36	0.0011	134793.1	

B. IRREGULARIDAD POR RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad en este caso.

$$0.80 > \frac{R(n)}{R(n+1)} < 0.65$$

Tabla 38: Verificación de irregularidad por resistencia en X

PISO	DIRECCIÓN	$\emptyset Vc$ (Ton)	h (m)	R = $\emptyset Vc/h$	OBSERV.
6	X	30.26	2.4	12.61	1.88
5	X	56.75	2.4	23.65	1.47
4	X	83.24	2.4	34.69	1.32
3	X	109.74	2.4	45.72	1.24
2	X	136.23	2.4	56.76	0.83
1	X	168.73	3.7	45.60	

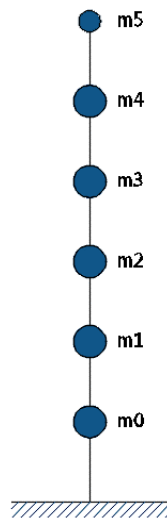
Tabla 39: Verificación de irregularidad por resistencia en Y

PISO	DIRECCIÓN	$\emptyset Vc$ (Ton)	h (m)	R = $\emptyset Vc/h$	OBSERV.
6	Y	18.05	2.4	7.52	1.86
5	Y	33.58	2.4	13.99	1.46
4	Y	49.11	2.4	20.46	1.32
3	Y	64.64	2.4	26.93	1.24
2	Y	80.17	2.4	33.40	0.81
1	Y	99.46	3.7	26.88	

C. IRREGULARIDAD DE PESO

Esta condición se presenta cuando entre los pisos adyacentes tienen una diferencia del 50%. Este criterio no se aplica en azoteas ni sótanos, se observa en la tabla 40 que no existe irregularidad por peso.

Figura 59: Masas por piso del proyecto



Fuente: Propia

$$\frac{\text{Peso}(n)}{P(n+1) \text{ o } P(n-1)} > 1.5$$

Tabla 40: Verificación de Irregularidad por peso

PISO	PESO	OBSERV.
6	139.8	0.94
5	131.1	1.00
4	131.1	1.00
3	131.1	1.00
2	131.1	1.22
1	159.8	

D. IRREGULARIDAD TORSIONAL

La norma E0.30 (Diseño Sismorresistente) menciona que este criterio sólo se aplica en edificios solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible (deriva de 0.0025); como las derivas no superan el 50% de las derivas permisibles, no es necesario verificar la irregularidad torsional.

E. DISCONTINUIDAD DE SISTEMAS RESISTENTES

No presenta esta irregularidad, puesto que los muros de ductilidad son continuos hasta el 6to piso.

F. ESQUINAS ENTRANTES

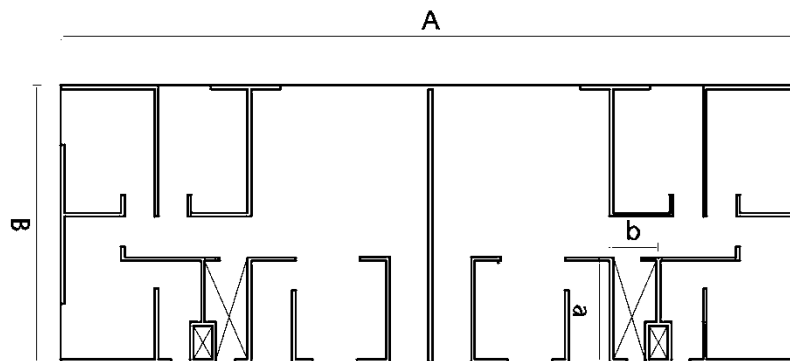
No presenta irregularidad por esquinas entrantes, puesto que el proyecto tiene una forma rectangular.

G. DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Existe irregularidad cuando:

$$a * b > 0.50 A * B$$

Figura 60: Verificación de irregularidad de discontinuidad del diafragma



Fuente: Propia

En este caso se tiene:

$$1.54 > 0.50(20 * 7.5)$$

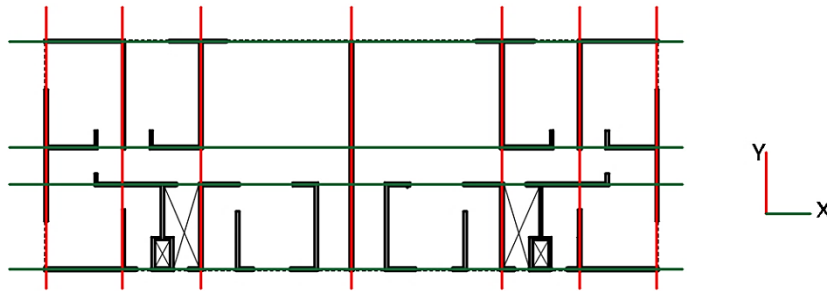
$$1.54 \text{ m}^2 > 75 \text{ m}^2$$

No presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma.

H. SISTEMAS NO PARALELOS

No existe irregularidad por sistemas no paralelos, puesto que en ambas direcciones X y Y los elementos resistentes son paralelos como lo muestra la figura 61.

Figura 61: Verificación de irregularidad por sistemas no paralelos



Fuente: Propia

I. RESUMEN DE VERIFICACIONES DE IRREGULARIDADES

Concluimos que la estructura es REGULAR.

Tabla 41: Resumen de Irregularidades

IRREGULARIDAD	TIPO	la	lp
POR ALTURA	Irregularidad por piso blando	1	
	Irregularidad por resistencia – piso débil	1	
	Irregularidad de peso	1	
	Discontinuidad de sistemas resistentes	1	
POR PLANTA	Irregularidad torsional		1
	Esquinas entrantes		1
	Discontinuidad del diafragma		1
	Sistemas no paralelos		1
Factor por irregularidad		1	1

J. REGULARIDAD DE EDIFICACIONES

En la tabla 42, se verifica que la estructura no permite irregularidades extremas, por lo que se está respetando la normativa presentada.

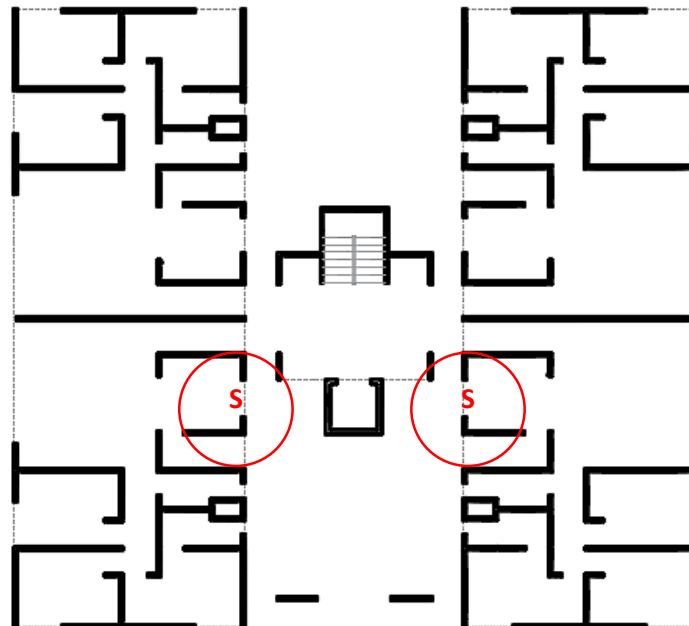
Tabla 42: Regularidad de las Edificaciones

CATEGORÍA	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

5.2.7. SEPARACIÓN ENTRE BLOQUES

Como los bloques 1 y 2 fueron separados, se debe calcular la distancia entre los edificios.

Figura 62: Separación entre los bloques 1 y 2



Fuente: Propia

Según la norma E0.30 (Diseño Sismorresistente), toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, en este caso del bloque 2, para ello se mencionan 3 criterios de los cuales se elegirá al mayor:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.

$$\frac{2}{3} * (1.81 + 2.3) = 2.74 \text{ cm}$$

- Ni menor que $s = 0.006 h$, donde h es la altura total del edificio.

$$s = 0.006 * 14.4$$

$$s = 8.64 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

- 3 cm.

Por lo tanto, la separacion entre bloques 1 y 2 será de **9 cm**.

5.2.8. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

La Norma E0.30 (Diseño Sismoresistente) menciona que la fuerza cortante basal minima, calculada por el método dinámico debe ser el 80 % de la cortante basal estática para estructuras regulares.

$$f_e = \frac{0.8 * V_{est}}{V_{dina}} \geq 1$$

Tabla 43: Cortante Estática, Dinámica y Factor de amplificación

DIRECCIÓN	CORTANTE ESTÁTICA	80 % CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR
X	239.2802	191.4242	140.3763	1.36
Y	239.2802	191.4242	156.3578	1.22

Se puede observar que la cortante dinámica resulta ser menor al 80% de la cortante estática, por lo que se escala con los factores calculados y se puede pasar al diseño de las estructuras.

CAPÍTULO VI

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

6.1. DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

En el presente ítem se realizó el diseño por Flexocompresión, corte y cortante fricción, de los muros de ductilidad limitada.

El espesor de los muros se dimensionó considerando la posibilidad de pandeo lateral por flexión de los bordes del muro, por ello el espesor del alma de los muros no será menor de 1/25 de la altura y deberá ser mínimo 10 cm.

6.1.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Según lo mencionado en el acápite 21.9.5.3 de la Norma E.060, en todas las zonas de los muros donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical por la respuesta sísmica inelástica, el cortante de diseño V_u deberá ser mayor a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

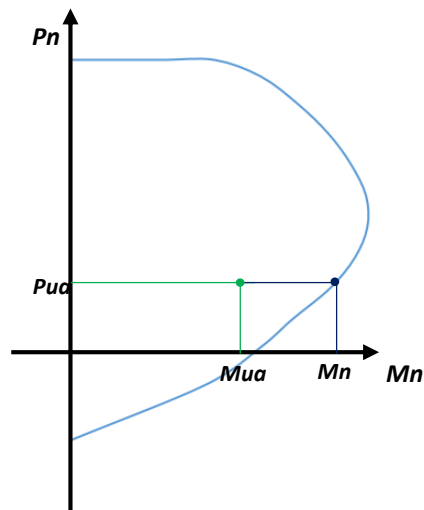
Nota: El cociente de $\left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \leq R$, R es el coeficiente de reducción, para muros de ductilidad limitada $R=4$.

Donde:

V_{ua} y M_{ua} : Cortante y Momento amplificado proveniente del análisis estructural.

M_n : Momento nominal resistente de muro con los aceros reales colocados, asociados a una carga P_u (figura 63)

Figura 63: Diagrama de Interacción



Fuente: Propia

Para ello es necesario construir el diagrama de iteración:

6.1.1.1. CONSTRUCCIÓN DEL DIAGRAMA DE ITERACIÓN

Un diagrama de iteración es el lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección y se construyen siguiendo las siguientes hipótesis (8):

- Las secciones planas permanecen planas
- La deformación última del concreto se puede considerar $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Existe perfecta adherencia entre el acero y concreto
- La resistencia a la tracción del concreto se desprecia

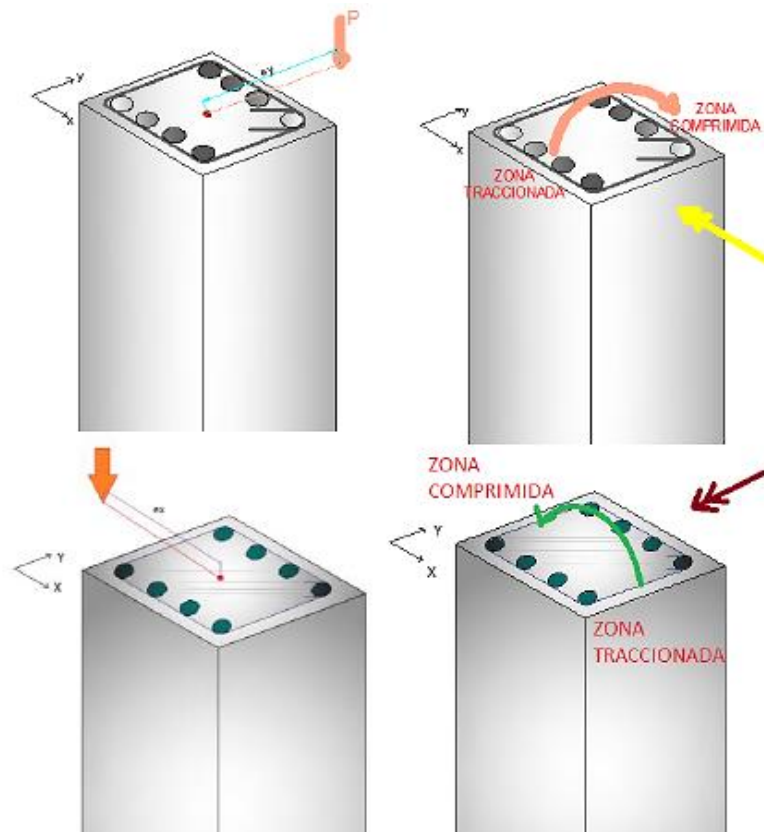
Para su construcción se varía sucesivamente la ubicación del eje neutro “c” y para cada posición se calculará por equilibrio la resistencia nominal de la sección obteniendo P_{ni} y M_{ni} , con los que se construirá el diagrama de iteración.

Se sigue el siguiente procedimiento para su construcción:

Determinar la distribución para cada muro, considerando en los extremos aceros de mayor diámetro.

Determinar la dirección de análisis y el sentido del momento, como lo indica la figura 64:

Figura 64: Dirección de análisis y sentido del momento



Fuente: Diapositivas de la asignatura de Concreto Armado 2014-II, aporte de las Ingenieras: Lilia Fiorella Giráldez Candiotti (Q.E.P.D.) y Jeysi K. Ochoa Laguna

Se varía la ubicación del eje neutro “c”, para así obtener dos pares de puntos P_n y M_n y con ello obtener el gráfico, principalmente se halla los siguientes puntos:

- Falla en compresión pura
- Fisuración incipiente
- Falla balanceada
- Punto cercano a la flexión pura
- Falla en tracción pura

Después de obtener el diagrama de iteración se podrá saber si el muro resistirá a las cargas últimas (P_u , M_u) obtenidas de las combinaciones de carga luego del análisis sísmico.

6.1.1.2. MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

La Norma E.060, en el ítem 21.9.6.5 menciona que deberá proveerse el refuerzo longitudinal necesario para garantizar una resistencia a Flexocompresion del muro por lo menos igual al momento de agrietamiento, sin embargo menciona también que esta disposición se limita a muros en las cuales el esfuerzo de la fibra extrema a tracción exceda a $0.63\sqrt{f'c}$.

Para hallar el esfuerzo a tracción se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_t = -\frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$$

6.1.1.3. VERIFICACIÓN DEL CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS

Criterio de desplazamientos:

La Norma E0.60 (Concreto Armado); ítem 21.9.7.4, menciona que si los bordes requieren ser confinados por estribos cerrados el espesor del muro deberá ser de 0.15 m. Las zonas de compresión deberán ser confinadas cuando:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$$

Dónde:

δv = Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo en el nivel más alto del muro correspondiente a hm.

hm = Altura total del muro.

lm = Longitud del muro en el plano horizontal.

Además, el cociente $\left(\frac{\delta v}{hm} \right)$ no debe ser menor a 0.005.

Criterio de esfuerzos:

Sin embargo el ACI 318S-14, ítem 18.10.6.3, da un criterio adicional para verificar la necesidad de confinar los bordes del muro, se confina cuando el esfuerzo a flexocompresión σ_u causado en la sección bruta por las cargas (P_u , M_u) es mayor a $0.2 f'c$:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{cw}} + \frac{M_u * c}{Inercia}$$

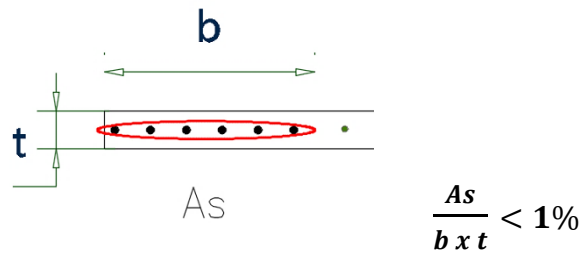
Según el estudio experimental que se realizó en la PUCP, por el Ing. San Bartolomé, propone que se incremente el límite de evaluación a $0.4 f'c$ para evitar contradicciones con el criterio por desplazamientos (17), por lo tanto el criterio de evaluación para requerir confinamiento sería:

$$\frac{P_u}{A_{cw}} + \frac{M_u * c}{Inercia} \geq 0.4 f'c$$

Bordes no confinados:

De no requerir bordes confinados, estos deben espaciarse de manera que la cuantía del acero sea menor a 1% del área que distribuye (ítem 21.10.2.8), Figura 65.

Figura 65: Área de acero en bordes no confinados



Fuente: Propia

6.1.2. DISEÑO POR CORTE

Refuerzo distribuido vertical y horizontal

Se toma las consideraciones de la Norma E060 para su diseño:

Del ítem 11.10.10.3, la cuantía del refuerzo vertical para cortante ρ_v no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \text{ (Ec-01)}$$

Donde:

hw = Altura total del muro.

lw = Longitud total del muro.

Del ítem 11.10.10.1, si se cumple que: $V_u > \phi V_c$, deberá proveerse refuerzo al corte; la resistencia V_s será:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f'_y$$

Donde:

A_{cw} es el área de corte de la sección transversal

Y la cuantía al refuerzo horizontal no deberá ser menor a 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal para cortante deberá ser menor a 3 veces el espesor del muro o 40 cm

También es necesario verificar una adecuada resistencia al corte por fricción (ítem 11.10.10.6) con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f'_y)$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$\mu = 0.60$$

$$A_v = \rho_v * t * 100 \text{ cm}^2$$

Resistencia al Corte

La resistencia al cortante en el plano del muro, sigue los lineamientos del ítem 11.10. de la Norma E0.60.

Diseño por fuerzas cortante para fuerzas horizontales en su plano se basará en el diseño por resistencia:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia nominal al corte debe ser como máximo el valor correspondiente a (ítem 11.10.4):

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_y} * A_{cw}$$

La contribución del concreto como máximo deber ser (ítem 11.10.5):

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c * \sqrt{f'_y})$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.80 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \leq 2.0$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ y } 0.53 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \text{ entre } 1.5 \text{ y } 2.0$$

Del ítem 11.10.7 y 11.10.8, es necesario que la resistencia al corte último cumpla las siguientes condiciones, si:

$$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$$

$$\rho_h \leq 0.0020$$

$$\rho_v \leq 0.0015$$

$$Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$$

$$\rho_h \leq 0.0025$$

$$\rho_v \leq E_c - 01$$

El refuerzo cortante distribuido proporcionará resistencia en las dos direcciones ortogonales (ítem 21.9.5.2), si:

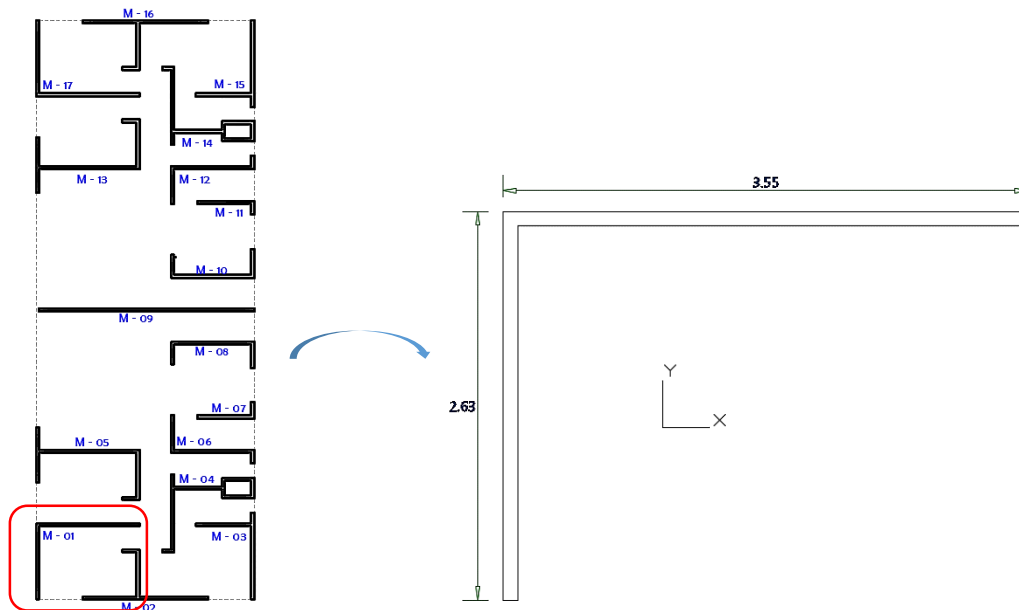
$$\frac{hw}{lw} < 2 \quad \rightarrow \quad \rho_v \geq \rho_h$$

6.1.3. EJEMPLOS DE DISEÑO DE MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA

6.1.3.1. DISEÑO DEL MURO 01

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, como lo muestra la figura 66, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Figura 66: Ubicación del Muro M-01 en el plano general



Fuente: Propia

Para tener una idea sobre la distribución de aceros se hizo un diseño preliminar de fuerzas cortantes, teniendo las siguientes consideraciones sobre la distribución de aceros vertical y horizontal:

Si $V_u > 0.5\phi V_c$ entonces $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$ entonces $\rho_h \geq 0.0020$ y $\rho_v \geq 0.0015$

Para la dirección X:

- $\frac{hw}{lw} = \frac{6 \cdot 2.4}{3.55} = 4.06$ (Relación de altura y longitud del muro)
- $\alpha_c = 0.53$ (Se explica en el ítem 6.1.2)
- $e = 0.10$ m (Espesor del muro)
- $\phi V_c = \phi A_c w (\alpha_c * \sqrt{f'c})$
- Entonces: $\phi V_c = 0.85 * 0.80 * 3.55 * 0.10 (0.53 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton} = 16.92 \text{ ton}$
- $0.5 \phi V_c = 8.46 \text{ ton}$
- $V_u = 16.95 \text{ ton}$ (Del análisis estructural)
- Se verifica que $V_u > 0.5 \phi V_c$, por lo tanto $\rho_v = 0.0025$

- $A_s = 0.0025 * 10 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2$
- Entonces se coloca aceros verticales de $\emptyset 3/8" @ 20 \text{ cm}$.

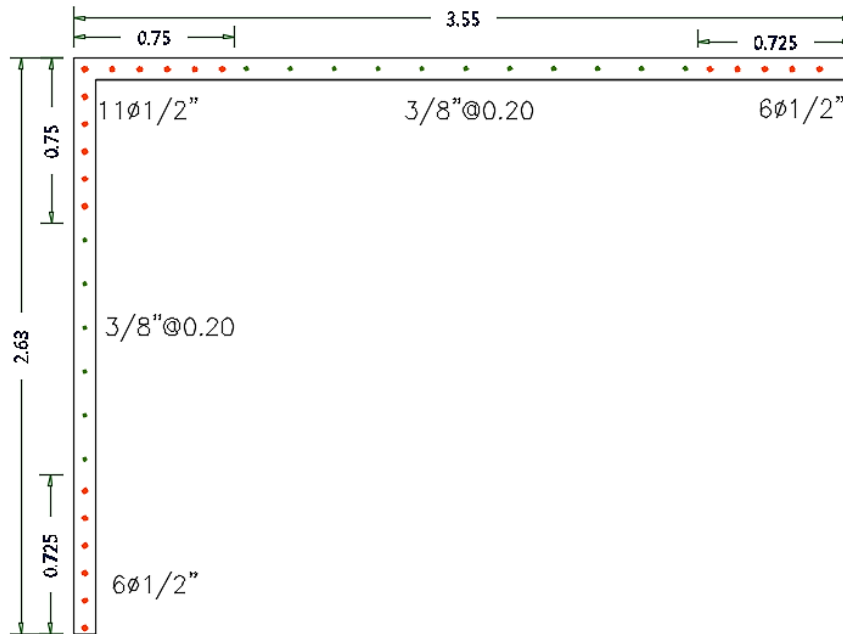
Para la dirección Y:

- $\frac{hw}{lw} = \frac{6*2.4}{2.625} = 5.49$ (Relación de altura y longitud del muro)
- $\alpha_c = 0.53$ (Se explica en el ítem 6.1.2)
- $e = 0.10 \text{ m}$ (Espesor del muro)
- $\emptyset Vc = \emptyset Acw (\alpha_c * \sqrt{f'c})$
- Entonces: $\emptyset Vc = 0.85 * 2.625 * 0.10 (0.53 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton} = 15.64 \text{ ton}$
- $0.5 \emptyset Vc = 7.82 \text{ ton}$
- $Vu = 19.42 \text{ ton}$ (Del análisis estructural)
- Se verifica que $Vu > 0.5 \emptyset Vc$, por lo tanto $\rho_v = 0.0025$
- $A_s = 0.0025 * 10 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2$
- Entonces se coloca aceros verticales de $\emptyset 3/8" @ 20 \text{ cm}$.

Sin embargo, se recomienda reforzar los extremos y la intersección del muro con aceros de mayor diámetro (12), quedando la disposición de aceros para el muro M-01 como lo muestra la figura 67.

Se considera en los extremos $6 \emptyset 1/2"$ y en la intersección $11 \emptyset 1/2"$, para los aceros centrales se coloca aceros de $\emptyset 3/8" a 20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero o se disminuye el espaciamiento hasta que cumpla la condición mencionada.

Figura 67: Distribución de aceros preliminar para el M- 01



Fuente: Propia

Del análisis sísmico se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel, sin embargo para la resolución del ejemplo de diseño de MDL, se realiza con el nivel más cargado, ósea el primer nivel y el mismo procedimiento se sigue para los pisos superiores, las cargas por piso se muestran en el anexo 2:

Tabla 44: Cargas del primer nivel del muro M – 01

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
1	MUERTA (CM)	48.03	0.57	0.21	8.91	3.33
	VIVA (CV)	11.40	0.27	0.11	3.27	1.19
	SISMO XX (SX)	31.61	14.64	2.83	118.76	35.94
	SISMO YY (SY)	14.04	6.52	17.73	63.07	112.33

Se realiza las combinaciones de carga y se elige el valor máximo para el diseño.

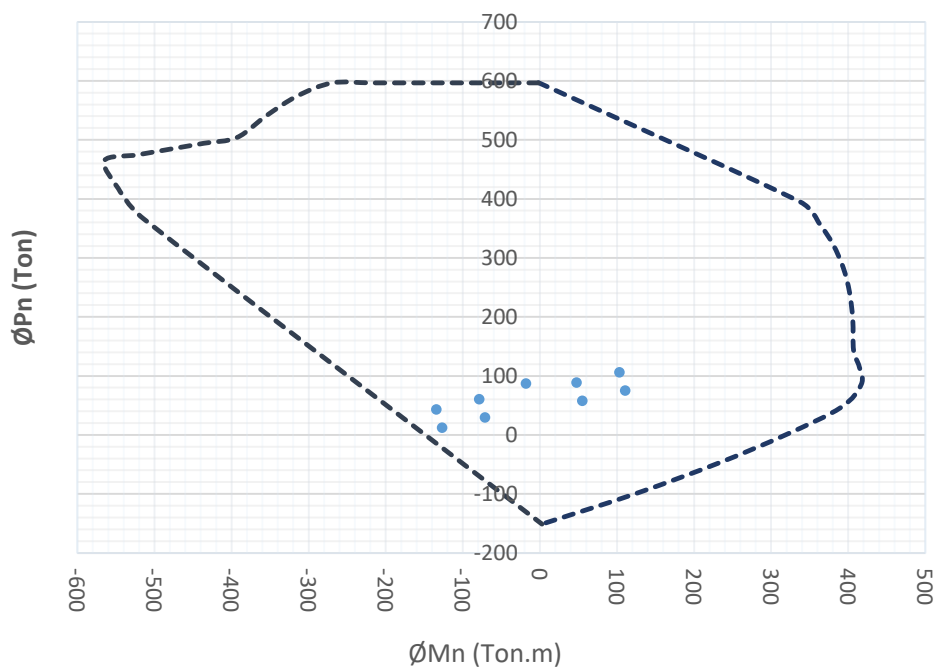
Tabla 45: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del primer nivel en el M - 01

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	86.62	-1.25	-0.47	1.09	-6.68	-18.03
	1.25(CM+CV)+SISXX	105.90	13.59	2.44	11.44	30.29	103.54
	1.25(CM+CV)-SISXX	42.68	-15.69	-3.22	-9.62	-41.58	-133.99
	0.9CM+SISXX	74.84	14.12	2.65	10.97	32.94	110.75
	0.9CM-SISXX	11.62	-15.15	-3.02	-10.09	-38.93	-126.78
	1.25(CM+CV)+SISYY	88.33	5.47	17.34	21.66	106.68	47.85
	1.25(CM+CV)-SISYY	60.25	-7.57	-18.12	-19.84	-117.97	-78.30
	0.9CM+SISYY	57.27	6.00	17.54	21.19	109.33	55.05
	0.9CM-SISYY	29.19	-7.03	-17.92	-20.31	-115.32	-71.09

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

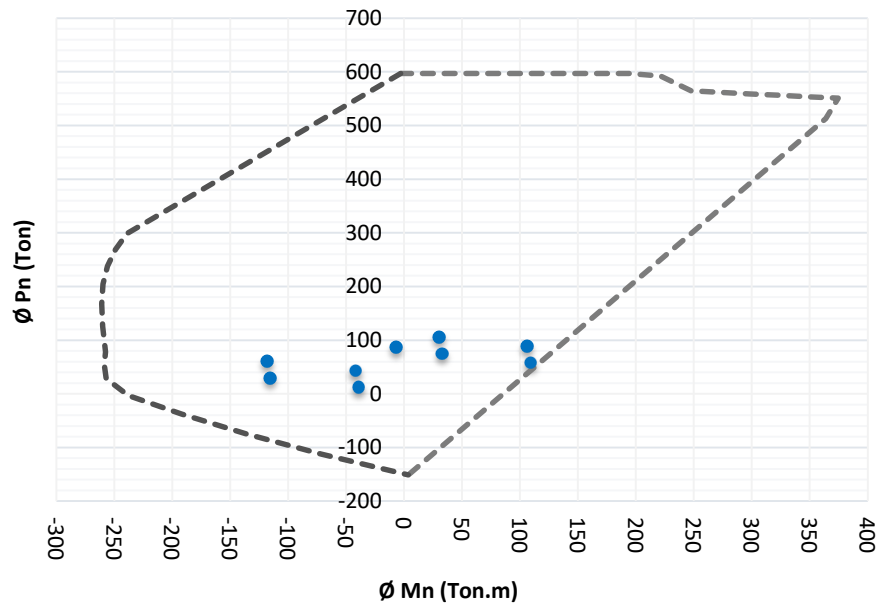
Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Figura 68: Diagrama de Iteración en dirección X, M – 01



Fuente: Propia

Figura 69: Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 01



Fuente: Propia

Como se puede observar, todos los puntos están dentro del diagrama de iteración, lo que demuestra que con los aceros colocados, el muro de ductilidad limitada podrá resistir los momentos y cargas actuantes que se generan en la estructura.

Cálculo del Momento de Agrietamiento

Se verifica que el esfuerzo a tracción en la fibra extrema del muro sea menor a $2\sqrt{f'c}$, en caso contrario el refuerzo en los extremos deberá proveer un momento resistente de por lo menos el momento de agrietamiento de la sección.

$$\sigma_t < 2\sqrt{f'c}$$

Por lo tanto, se halla el esfuerzo a tracción, para una fuerza axial crítica:

$$Pu = 105.90 \text{ ton}$$

$$Mu = 103.54 \text{ ton}$$

$$Ag = 0.64 \text{ m}^2$$

$$I_g = 408960000 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 131 \text{ cm}$$

$$\sigma_t = -\frac{105.90 * 10^3}{0.64 * 10^4} + \frac{103.54 * 10^3 * 131}{408960000} = -16.42 \text{ kg/cm}^2$$

Se compara con:

$$2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{175} = 26.46 \text{ kg/cm}^2$$

Como es menor ya no es necesario calcular el momento de agrietamiento, pues no existirán problemas de tracción en las fibras extremas de los muros.

Verificación del confinamiento en los extremos:

Se tiene que el valor de c para un $P_u = 40.56 \text{ ton}$, $M_u = 133.47 \text{ ton.m}$ (punto más desfavorable) es:

$$c = 56.86 \text{ cm}$$

Criterio de desplazamientos:

$$\frac{\delta v}{hm} = \frac{0.0125}{2.4} = 0.00521$$

$$56.86 \geq \frac{355}{600 (0.00521)}$$

$$56.86 \text{ cm} \geq 113.60 \text{ cm} \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$$

Criterio de esfuerzos:

$$\frac{42.68 * 10^3}{355 * 10} + \frac{133.99 * 10^3 * 56.86}{408960000} \geq 0.4 \text{ (175)}$$

$$12.04 \text{ kg/cm}^2 \geq 70 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$$

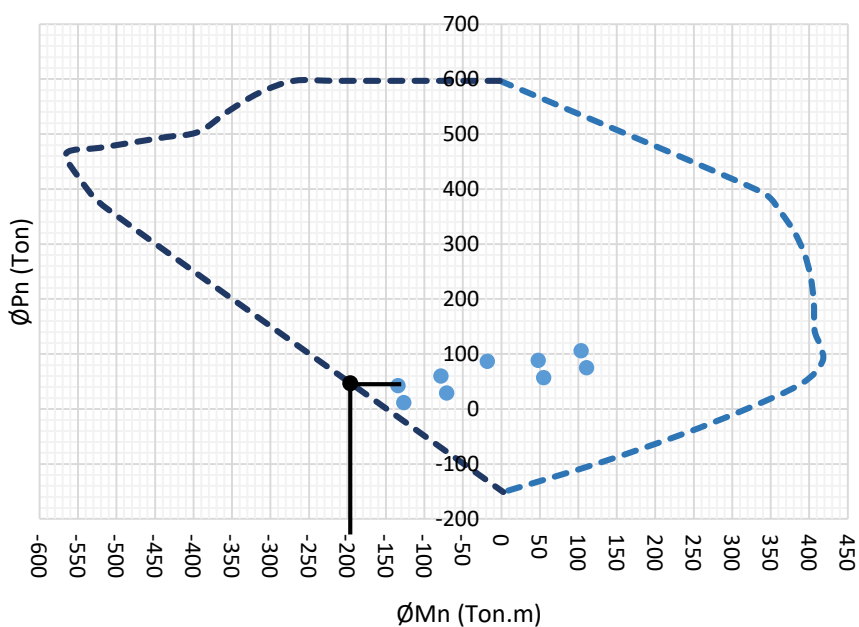
Con lo evaluado, se procede al diseño por corte:

B. DISEÑO POR CORTE

PARA LA DIRECCIÓN X

Del diagrama de iteración, se obtiene el valor de momento nominal, al intersectar el punto máximo (mayor momento último; carga axial) y el diagrama de iteración, como lo muestra la figura 70:

Figura 70: Cálculo del momento nominal en la dirección X en el diagrama de iteración en el muro M-01



Fuente: Propia

Para el primer piso se tiene que:

$$V_{ua} = 15.69 \text{ ton y } M_{ua} = 133.99 \text{ ton.m}$$

El momento nominal del diagrama de iteración será:

$$M_n = \frac{195}{0.7} = 271.43 \text{ ton.m}$$

Se halla la cortante de diseño (V_u)

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$
$$V_u = 15.69 \left(\frac{271.43}{133.99} \right)$$

Ojo que la relación de dividir M_n y M_{ua} debe ser menor o igual a 4.

$$V_u = 15.69 * 2.03$$

$$V_u = 31.78 \text{ ton}$$

Se halla el aporte del concreto (V_c):

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 355 * 10 \text{ ton}$$

$$V_c = 19.91 \text{ ton}$$

Para hallar el aporte máximo del concreto se necesitan los siguientes datos:

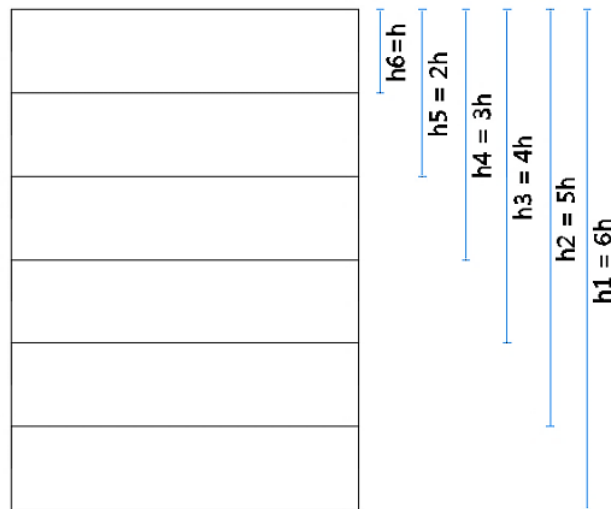
$$\alpha_c = 0.80 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \leq 2.0$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ y } 0.53 \quad \text{Si } \frac{hw}{lw} \text{ entre } 1.5 \text{ y } 2.0$$

Para hallar el valor de hw , se toma el siguiente criterio:

Figura 71: Valores de hw



Fuente: Propia

En el caso del primer piso se tiene que:

$$\frac{hw}{lw} = \frac{6 * 2.4}{3.55} = 4.06$$

El valor de hw/lw es mayor a 2.0, por lo tanto α es:

$$\alpha_c = 0.53$$

Con los datos anteriores se halla el aporte máximo del concreto ($V_{c_{max}}$)

$$V_{c_{max}} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'c})$$

$$V_{c_{max}} = 3.55 * 0.10(0.53 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton}$$

$$V_{c_{max}} = 24.89 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $V_{c_{max}} > V_c$

El aporte del acero será:

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

$$V_s = \frac{31.78}{0.85} - 19.91$$

$$V_s = 17.47 \text{ ton}$$

El aporte máximo del acero será:

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 3.55 * 10 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}} = 78.90 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $V_{s_{max}} > V_s$

Verificar que condición cumple, para decidir el espaciamiento:

$$V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \quad \text{ó} \quad V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$$

$$31.78 > 0.27 * \sqrt{175} * 0.10 * 3.55 * 10 \text{ ton}$$

$$31.78 > 12.68 \text{ ton}$$

Entonces:

Cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$$

$$\rho_h = \frac{17.47}{3.55 * 0.10 * 4.2 * 10^4} = 0.00117 \text{ cm}^2$$

Se utiliza la cuantía mínima = **0.0025 cm²**

Se halla el aporte del acero real:

$$V_{s_{real}} = Acw * \rho_h * f_y$$

$$V_{s_{real}} = 3.55 * 0.10 * 0.0025 * 4.2 * 10^4$$

$$V_{s_{real}} = 37.275 \text{ ton}$$

Se calcula el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$

$$S = \frac{1 \text{ } \emptyset \text{ 3/8" } cm^2}{\rho h * 100 * 0.1 * 100 \text{ } cm^2/m}$$

$$S = \frac{0.71 * 1}{0.0025 * 0.1 * 10^4}$$

$$S = 0.284 \text{ m}$$

Cuantía vertical:

La resistencia nominal al corte real del muro será:

$$Vn \text{ real} = Vs \text{ final} + Vc$$

$$Vn \text{ real} = 37.275 + 19.91$$

$$Vn \text{ real} = 57.19 \text{ ton}$$

Sin embargo, la norma restringe que la resistencia nominal al corte sea como máximo:

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{f'c} * Acw$$

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{175} * 3.55 * 0.10 * 10 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 122.10 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $Vn_{max} > Vn$

Se halla la cuantía vertical, no debe ser menor a 0.0025:

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$$

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 (2.5 - 4.06)(0.0025 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 \text{ } cm^2$$

Se calcula el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$

$$S = \frac{1 \phi 3/8'' \text{ cm}^2}{\rho h * 100 * 0.1 * 100 \text{ cm}^2/m}$$

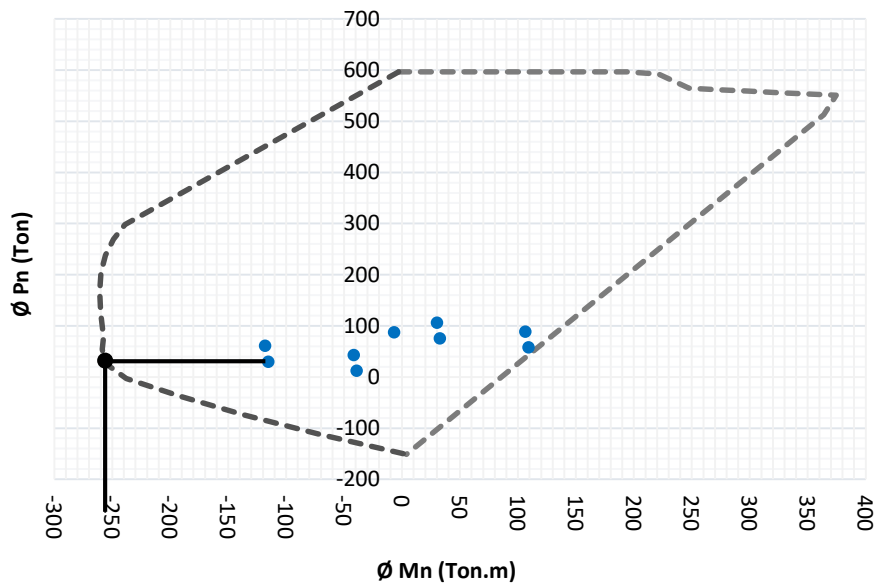
$$S = \frac{0.71 * 1}{0.0025 * 0.1 * 10^4}$$

$$S = 0.28 m$$

PARA LA DIRECCIÓN Y

Del diagrama de iteración, se obtiene el valor de momento nominal, al intersectar el punto máximo (mayor momento último; carga axial) y el diagrama de iteración, como lo muestra la figura 72:

Figura 72: Cálculo del momento nominal en la dirección Y en el diagrama de iteración en el muro M-01



Fuente: Propia

Para el primer piso se tiene que:

$$V_{ua} = 18.12 \text{ ton y } M_{ua} = 117.97 \text{ ton.m}$$

El momento nominal del diagrama de iteración será:

$$Mn = \frac{260}{0.7} = 371.43 \text{ ton.m}$$

Se halla el cortante de diseño (V_u)

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{Mn}{M_{ua}} \right)$$
$$V_u = 18.12 \left(\frac{371.43}{117.97} \right)$$

Ojo que la relación de dividir M_n y M_{ua} debe ser menor o igual a 4.

$$V_u = 18.12 * 3.1$$

$$V_u = 57.05 \text{ ton}$$

Se halla el aporte del concreto (V_c):

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 262.5 * 10 \text{ ton}$$

$$V_c = 16.196 \text{ ton}$$

En el caso del primer piso se tiene que:

$$\frac{hw}{lw} = \frac{6 * 2.4}{2.625} = 5.49$$

El valor de hw/lw es mayor a 2.0, por lo tanto α es:

$$\alpha_c = 0.53$$

Con los datos anteriores se halla el aporte máximo del concreto ($V_{c_{max}}$)

$$V_{c_{max}} = A_{cw} (\alpha_c * \sqrt{f'c})$$

$$V_{c_{max}} = 2.625 * 0.10 (0.53 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton}$$

$$V_{c_{max}} = 20.24 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple la siguiente condición: $V_{c_{max}} > V_c$

El aporte del acero será:

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

$$V_s = \frac{57.05}{0.85} - 16.196$$

$$V_s = 50.92 \text{ ton}$$

El aporte máximo del acero será:

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 2.625 * 10 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}} = 64.17 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $V_{s_{max}} > V_s$

Verificar que condición cumple, para decidir el espaciamiento:

$$V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \quad \text{ó} \quad V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$$

$$57.05 > 0.27 * \sqrt{175} * 0.10 * 2.6255 * 10 \text{ ton}$$

$$57.05 > 10.31 \text{ ton}$$

Entonces:

Cuantía horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$$

$$\rho_h = \frac{50.92}{2.625 * 0.10 * 4.2 * 10^4} = 0.00420 \text{ cm}^2$$

Se halla el aporte del acero real:

$$V_{s_{real}} = Acw * \rho_h * f_y$$

$$V_{s_{real}} = 2.625 * 0.10 * 0.00420 * 4.2 * 10^4$$

$$Vs_{real} = 50.92 \text{ ton}$$

Calcular el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$

$$S = \frac{1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ cm}^2}{\rho_h * 100 * 0.1 * 100 \text{ cm}^2/m}$$

$$S = \frac{0.71 * 1}{0.00420 * 0.1 * 10^4}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Cuantía vertical:

La resistencia nominal al corte real del muro será:

$$Vn_{real} = Vs_{final} + Vc$$

$$Vn_{real} = 50.92 + 16.196$$

$$Vn_{real} = 67.12 \text{ ton}$$

Sin embargo, la norma restringe que la resistencia nominal al corte sea como máximo:

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{f'c} * Acw$$

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{175} * 2.625 * 0.10 * 10 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 99.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $Vn_{max} > Vn$

Se halla la cuantía vertical, no debe ser menor a 0.0025:

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$$

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 (2.5 - 5.49)(0.0042 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.00004 \text{ cm}^2$$

Se utiliza la cuantía mínima = 0.0025 cm²

Calcular el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$

$$S = \frac{1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ cm}^2}{\rho h * 100 * 0.1 * 100 \text{ cm}^2/m}$$

$$S = \frac{0.71 * 1}{0.0025 * 0.1 * 10^4}$$

$$S = 0.26 \text{ m}$$

C. DISEÑO POR CORTANTE FRICCIÓN

También es necesario verificar una adecuada resistencia al corte por fricción con la siguiente ecuación:

$$\emptyset V_n = \emptyset \mu (N_u + A_v * f'_y)$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 0.60 (48.03 * 1000 + 0.0025 * 10 * 100 * 42000)/1000$$

$$\emptyset V_n = 78.05 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico se tiene que $V_u = 15.69 \text{ ton}$

Por lo tanto se cumple la condición: $\emptyset V_n > V_u$, por lo que el muro M-01 resiste al corte por fricción.

Se hace el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del muro M – 01, por cada dirección:

Tabla 46: Diseño final de aceros del muro M-01 en la dirección en X

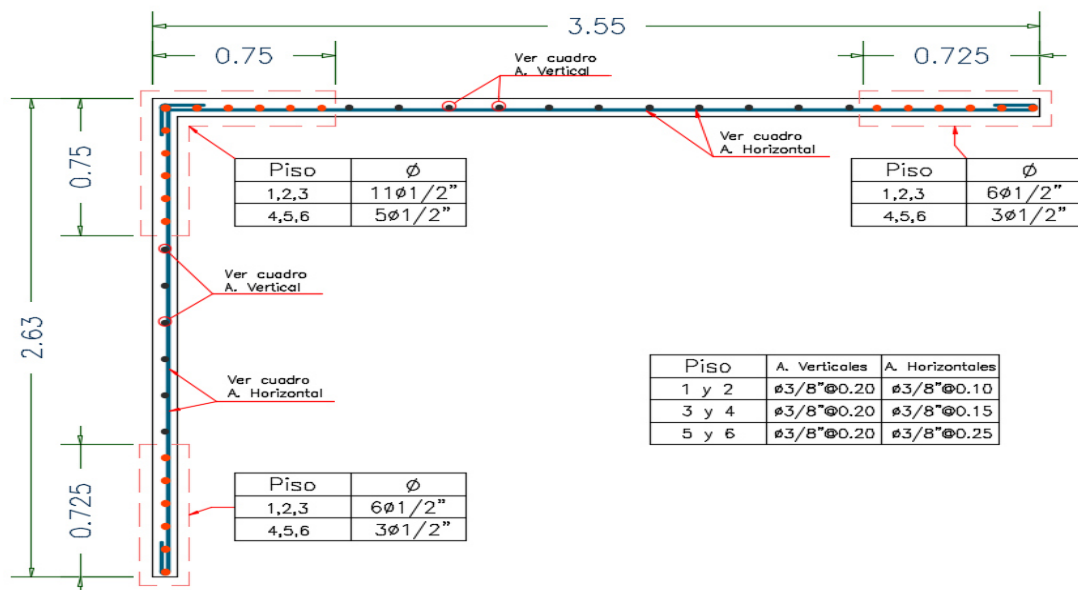
NIVEL	Ph	ϕ	s (m) teórico	ρv	ϕ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	ϕ	s	#	ϕ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	10	1	3/8"	20
2	0.00265	3/8"	0.27	0.0024	3/8"	0.28	1	3/8"	10	1	3/8"	20
3	0.00356	3/8"	0.20	0.0024	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00371	3/8"	0.20	0.0028	3/8"	0.25	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00301	3/8"	0.25	0.0028	3/8"	0.25	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

Tabla 47: Diseño final de aceros del muro M-01 en la dirección en Y

NIVEL	Ph	ϕ	s (m) teórico	ρv	ϕ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	ϕ	s	#	ϕ	s
1	0.00420	3/8"	0.15	0.0025	3/8"	0.26	1	3/8"	10	1	3/8"	20
2	0.00484	3/8"	0.13	0.0025	3/8"	0.26	1	3/8"	10	1	3/8"	20
3	0.00425	3/8"	0.17	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00294	3/8"	0.24	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

Obteniendo un detallado final, como se muestra en la figura 73:

Figura 73: Detallado final del muro M-01

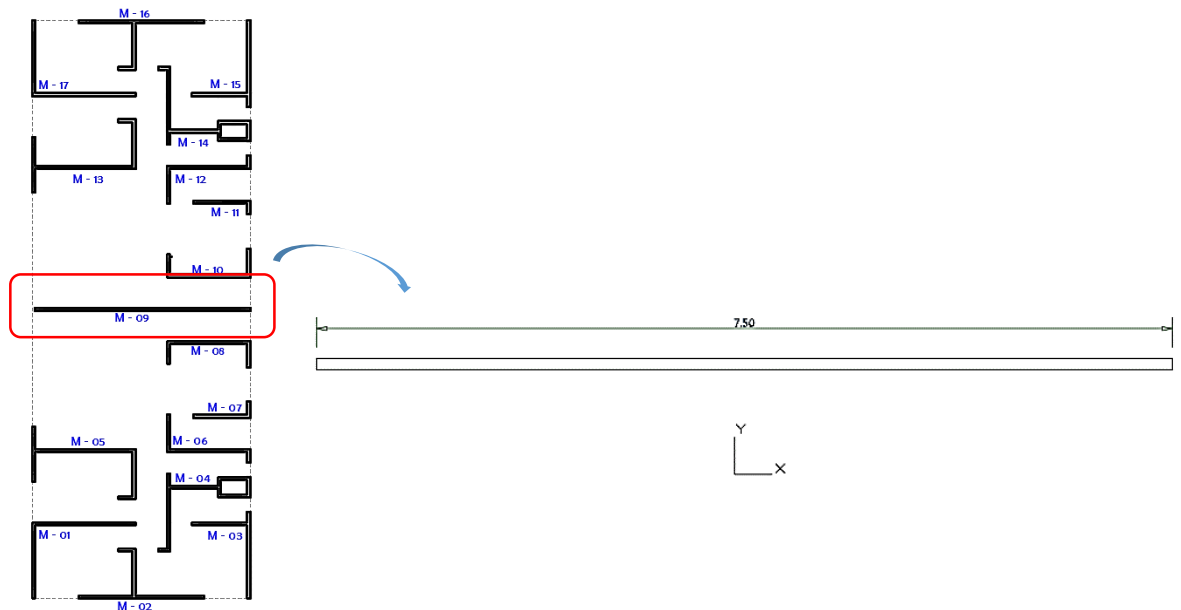


Fuente: Propia

6.1.3.2. DISEÑO DEL MURO 09

La sección del muro aportará rigidez solo en la dirección X, como se muestra en la figura 74, por lo tanto el diseño es para la dirección X.

Figura 74: Ubicación del muro M-09 en el plano general



Fuente: Propia

Para tener una idea sobre la distribución de aceros se hizo un diseño preliminar de fuerzas cortantes, teniendo las siguientes consideraciones sobre la distribución de aceros vertical y horizontal:

Si $V_u > 0.5\phi V_c$ entonces $p_h \geq 0.0025$ y $p_v \geq 0.0025$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$ entonces $p_h \geq 0.0020$ y $p_v \geq 0.0015$

Para la dirección X:

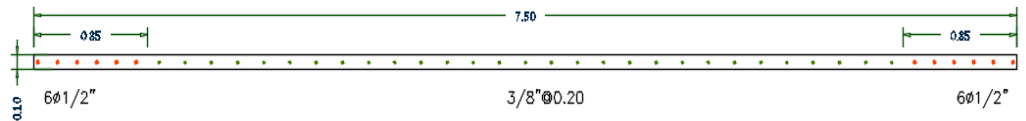
- $\frac{hw}{lw} = \frac{6 \cdot 2.4}{7.5} = 1.92$ (Relación de altura y longitud del muro)
- $\alpha_c = 0.57$
- $e = 0.10$ m (Espesor del muro)
- $\phi V_c = \phi A_c w (\alpha_c * \sqrt{f'c})$

- Entonces: $\phi V_c = 0.85 * 0.8 * 7.5 * 0.10 (0.57 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton} = 38.46 \text{ ton}$
- $0.5 \phi V_c = 19.23 \text{ ton}$ (Del análisis estructural)
- $V_u = 36.58 \text{ ton}$ (Del análisis estructural)
- Se verifica que $V_u > 0.5 \phi V_c$, por lo tanto $\rho_v = 0.0025$
- $A_s = 0.0025 * 10 * 100 = 2.5 \text{ cm}^2$

Entonces se coloca aceros verticales de $\phi 3/8"@ 20 \text{ cm}$.

Para el muro M – 09 se considera en los extremos $6 \phi 1/2"@ 15 \text{ cm}$, y para los aceros centrales se coloca aceros de $\phi 3/8"@ 20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Figura 75: Disposición de aceros preliminar del M-09



Fuente: Propia

En la tabla 48 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 09, los que se obtuvieron del análisis sísmico. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

Tabla 48: Cargas del primer piso del muro M – 09

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
1er PISO	MUERTA (CM)	90.25	1.97	0.00	52.64	0.00
1er PISO	VIVA (CV)	26.48	0.70	0.00	20.26	0.00
1er PISO	SISMO XX (SX)	29.02	33.24	0.01	361.49	0.01
1er PISO	SISMO YY (SY)	1.54	1.72	0.19	19.18	0.23

Luego se realiza las combinaciones para obtener las fuerzas y momentos últimos en cada dirección.

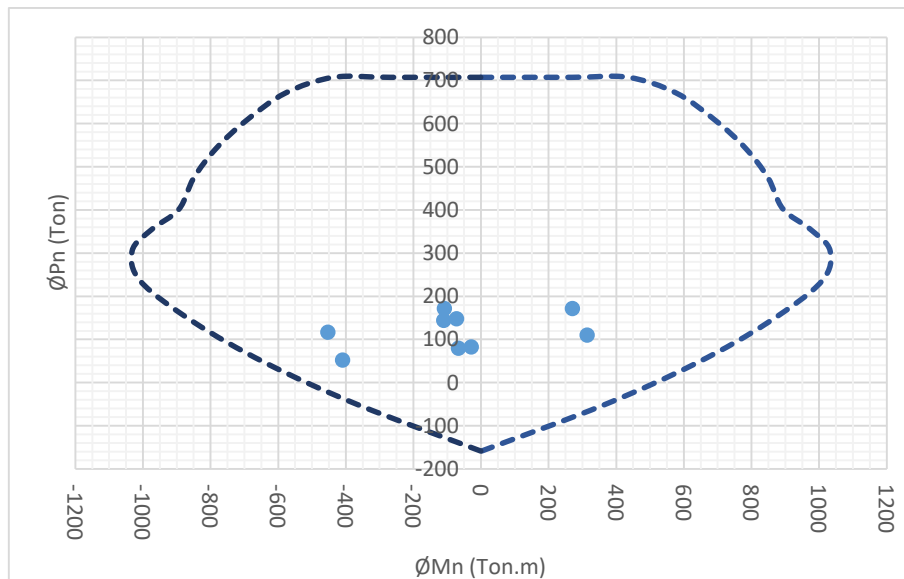
Tabla 49: Fuerzas y momentos últimos en el M - 09

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	171.37	3.95	0.00	0.00	-108.15	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	171.51	36.58	0.01	0.07	270.35	0.01
	1.25(CM+CV)-SISXX	116.90	-29.90	-0.01	-0.07	-452.62	-0.01
	0.9CM+SISXX	110.24	35.02	0.01	0.07	314.11	0.01
	0.9CM-SISXX	52.21	-31.47	-0.01	-0.07	-408.86	-0.01
	1.25(CM+CV)+SISYY	147.46	5.06	0.19	0.05	-71.96	0.23
	1.25(CM+CV)-SISYY	144.38	1.61	-0.18	-0.05	-110.31	-0.23
	0.9CM+SISYY	82.77	3.50	0.19	0.05	-28.20	0.23
	0.9CM-SISYY	79.69	0.05	-0.18	-0.05	-66.56	-0.23

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Figura 76: Diagrama de Iteración en dirección X, M - 09



Fuente: Propia

Como se puede observar, todos los puntos están dentro del diagrama de iteración, lo que demuestra que con los aceros colocados; el muro de ductilidad limitada, podrá resistir los momentos y cargas actuantes que se generan en la estructura.

Cálculo del Momento de Agrietamiento

Se verifica que el esfuerzo a tracción en la fibra extrema del muro sea menor a $2\sqrt{f'c}$, en caso contrario el refuerzo en los extremos deberá proveer un momento resistente de por lo menos el momento de agrietamiento de la sección.

$$\sigma_t < 2\sqrt{f'c}$$

Por lo tanto se halla el esfuerzo a tracción para una fuerza axial crítica:

$$Pu = 171.5 \text{ ton}$$

$$Mu = 270.35 \text{ ton}$$

$$Ag = 0.75 \text{ m}^2$$

$$Ig = 864000000 \text{ cm}^4$$

$$Yt = 5 \text{ cm}$$

$$\sigma_t = 22.86 \text{ kg/cm}^2$$

Se compara con:

$$2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{175} = 26.46 \text{ kg/cm}^2$$

Como es menor ya no es necesario calcular el momento de agrietamiento, pues no existirán problemas de tracción en las fibras extremas de los muros.

Verificación del confinamiento en los extremos

Se tiene que el valor de c para un $Pu = 115.56 \text{ ton}$, $Mu = 1454.23 \text{ ton.m}$ (punto más desfavorable) es:

$$c = 177.51 \text{ cm}$$

Criterio de desplazamientos:

$$177.51 \geq \frac{750}{600 (0.00525)}$$

$238.10 \text{ cm} \geq 177.51 \text{ cm} \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$

Criterio de esfuerzos:

$$\frac{171.50 * 10^3}{750 * 10} + \frac{270.35 * 10^3 * 177.51}{864000000}$$

$$22.92 \geq 0.4 (175)$$

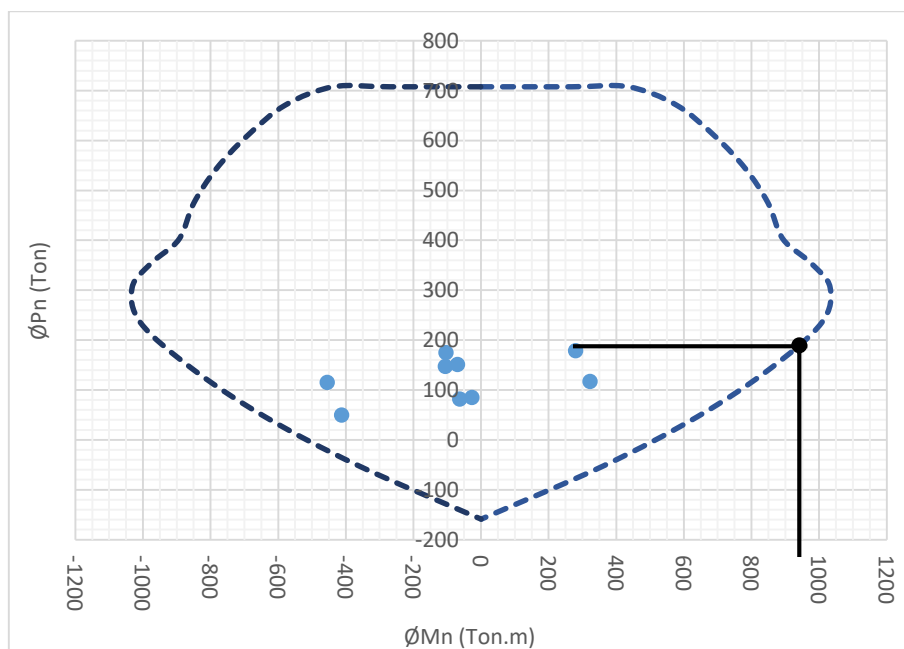
$22.92 \text{ kg/cm}^2 \geq 70 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{No necesita confinamiento}$

Con lo evaluado, se procede al diseño por corte:

DISEÑO POR CORTE

Del diagrama de iteración, figura 77, se obtiene los valores máximos de Momento y Cortante Nominal con los aceros propuestos por piso.

Figura 77: Cálculo del momento nominal en la dirección X en el diagrama de iteración en el muro M-09



Fuente: Propia

Para el primer piso se tiene que:

$$V_{ua} = 36.58 \text{ ton y } M_{ua} = 270.35 \text{ ton.m}$$

El momento nominal del diagrama de iteración será:

$$M_n = \frac{920}{0.7} = 1314.29 \text{ ton.m}$$

Se halla la cortante de diseño (V_u)

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$
$$V_u = 36.58 \left(\frac{1314.29}{270.35} \right)$$

Ojo que la relación de dividir M_n y M_{ua} debe ser menor o igual a 4.

$$V_u = 36.58 * 4$$

$$V_u = 146.32 \text{ ton}$$

Se halla el aporte del concreto (V_c):

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 7.50 * 10 \text{ ton}$$

$$V_c = 42.07 \text{ ton}$$

En el caso del M – 09 se tiene que:

$$\frac{hw}{lw} = \frac{6 * 2.4}{7.50} = 1.92$$

El valor de hw/lw se encuentra entre 1.5 y 2.0, por lo que se halla α interpolando.

$$\alpha_c = \frac{0.53 - (2 - 1.92)(0.53 - 0.80)}{2 - 1.5} = 0.57$$

Con los datos anteriores se halla el aporte máximo del concreto ($V_{c_{max}}$)

$$V_{c_{max}} = A_{cw} (\alpha_c * \sqrt{f'c})$$

$$V_{c_{max}} = 7.5 * 0.10(0.57 * \sqrt{175}) * 10 \text{ ton}$$

$$V_{c_{max}} = 56.55 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $V_{c_{max}} > V_c$

El aporte del acero será:

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

$$V_s = \frac{146.32}{0.85} - 42.07$$

$$V_s = 130.07 \text{ ton}$$

El aporte máximo del acero será:

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{175} * 0.10 * 0.8 * 7.5 * 10 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}} = 166.68 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $V_{s_{max}} > V_s$

Verificar que condición cumple, para decidir el espaciamiento:

$$V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw} \quad \text{ó} \quad V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

$$146.32 > 0.27 * \sqrt{175} * 0.10 * 7.5 * 10 \text{ ton}$$

$$146.32 > 26.79 \text{ ton}$$

Entonces:

Cuantía Horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y}$$

$$\rho_h = \frac{130.07}{7.5 * 0.10 * 4.2 * 10^4} = 0.00413 \text{ cm}^2$$

Se halla el aporte del acero real:

$$V_{s_{real}} = Acw * \rho h * f' y$$
$$V_{s_{real}} = 7.5 * 0.10 * 0.00413 * 4.2 * 10^4$$

$$V_{s_{real}} = 172.14 \text{ ton}$$

Calcular el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$
$$S = \frac{1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \text{ cm}^2}{\rho h * 100 * 0.1 * 100 \text{ cm}^2/m}$$
$$S = \frac{0.71 * 1}{0.00413 * 0.1 * 10^4}$$
$$S = 0.17 \text{ m}$$

Cuantía Vertical:

La resistencia nominal al corte real del muro será:

$$Vn \text{ real} = Vs \text{ final} + Vc$$

$$Vn \text{ real} = 130.07 + 42.07$$

$$Vn \text{ real} = 172.14 \text{ ton}$$

Sin embargo, la norma restringe que la resistencia nominal al corte sea como máximo:

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{f' y} * Acw$$

$$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{175} * 7.5 * 0.10 * 10 \text{ ton}$$

$$Vn_{max} = 257.96 \text{ ton}$$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $Vn_{max} > Vn$

Se halla la cuantía vertical, no debe ser menor a 0.0025:

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$$

$$\rho_v = 0.025 + 0.5 (2.5 - 1.92)(0.00413 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.00297 \text{ cm}^2$$

Calcular el espaciamiento:

No debe ser mayor a 30 o 40 cm

$$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$$

$$S = \frac{1 \text{ } \emptyset \text{ 3/8" cm}^2}{\rho_h * 100 * 0.1 * 100 \text{ cm}^2/m}$$

$$S = \frac{0.71 * 1}{0.00297 * 0.1 * 10^4}$$

$$S = 0.24 \text{ m}$$

DISEÑO POR CORTANTE FRICCIÓN

También es necesario verificar una adecuada resistencia al corte por fricción con la siguiente ecuación:

$$\emptyset V_n = \emptyset \mu (N_u + A_v * f'_y)$$

$$\emptyset V_n = 0.85 * 0.60 (90.25 * 1000 + 0.00297 * 10 * 100 * 42000)/1000$$

$$\emptyset V_n = 109.7 \text{ ton}$$

Del análisis sísmico: $V_u = 25.93 \text{ ton}$

Por lo tanto se cumple la siguiente condición: $\emptyset V_n > V_u$

De la misma manera se procede con el cálculo para los siguientes 5 pisos, se muestra un cuadro de resumen con los valores obtenidos:

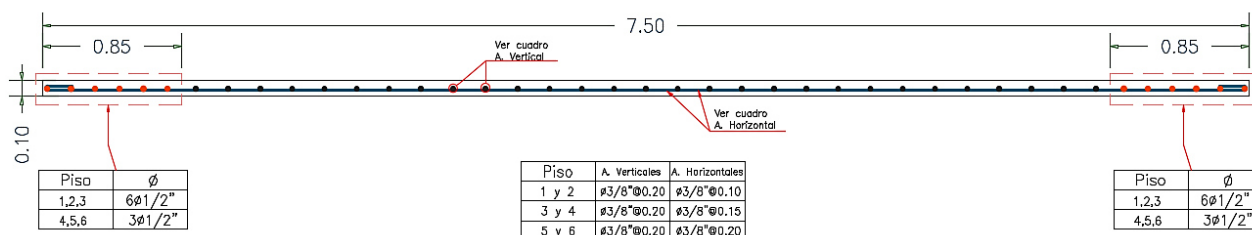
Tabla 50: Distribución de aceros del M-09

NIVEL	ρ_h	ϕ	s (m) teórico	ρ_v	ϕ	s (m) teóric o	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	ϕ	s	#	ϕ	s
1	0.00413	3/8"	0.17	0.00297	3/8"	0.24	1	3/8"	10	1	3/8"	20
2	0.00529	3/8"	0.13	0.00375	3/8"	0.20	1	3/8"	10	1	3/8"	20

3	0.00516	3/8"	0.15	0.00412	3/8"	0.20	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00449	3/8"	0.16	0.00403	3/8"	0.20	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00353	3/8"	0.20	0.00346	3/8"	0.21	1	3/8"	20	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.00250	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20

Obteniendo un detallado final, como se muestra en la figura 78:

Figura 78: Detallado final del muro M-09



Fuente: Propia

6.2. DISEÑO LOSAS MACIZAS

6.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de losas macizas se rige sobre el método por resistencia, descrito en el capítulo III, sin embargo se debe tener en cuenta algunas consideraciones para complementar el diseño:

ESPACIAMIENTO:

La Norma E0.60 (Concreto Armado) considera que el espaciamiento del refuerzo principal en flexión será menor o igual a 3 veces el espesor de la losa o ser menor a 40 cm.

El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 3 veces el espesor de la losa (3h) ni de 0.45 m, con la finalidad de asegurar un agrietamiento mejor distribuido y evitar que grandes porciones de concreto se queden sin ningún refuerzo. En el caso de losas en dos direcciones se exige un espaciamiento máximo de dos veces el espesor de la losa en las zonas críticas (8).

En el caso del proyecto:

$$s = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

ACERO MÍNIMO:

La Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 9.7.2, menciona que el área mínima por retracción y temperatura en losa es:

$$A^+ s \text{ min} = 0.0018 bh$$

El acero mínimo de flexión que debe colocarse en la zona de momento positivo, el cual se denomina acero de retracción y temperatura se da por la siguiente ecuación (8).

$$A^+ s \text{ min} = 0.0018 bh$$

El acero mínimo para zonas en tracción, en este caso en el momento negativo, será dado por la siguiente ecuación, consideración tomada de la Norma E0.60 (Concreto Armado) ítem 10.5.2:

$$A^- s \text{ min} = 0.007 \frac{\sqrt{f'c}}{f'y} bwd$$

En el caso del proyecto:

$$A^+ s \text{ min} = 0.0018 * 100\text{cm} * 12\text{cm} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A^- s \text{ min} = 0.0022 * 100\text{cm} * 9\text{cm} = 1.98 \text{ cm}^2$$

6.2.2. DISEÑO POR CORTE

Se debe tener en cuenta que las solicitaciones por fuerza cortante son solicitaciones complejas ya que depende de la flexión, la torsión, y carga axial, en este tipo de estructuras, el concreto falla por los esfuerzos de tracción diagonal, que son fisuras diagonales extendidas hacia el bloque comprimido originadas por cargas externas(10).

La Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 11.1.1 dispone que el diseño por corte este basada en el diseño por resistencia, donde se cumple que:

$$\phi V_c \geq V_u$$

La norma reconoce que la falla por cortante es una falla frágil, por ello el factor de reducción de resistencia es 0.85 (8).

Como en este tipo de elemento estructural, no se utiliza estribos, la resistencia al corte depende de la resistencia en tracción del concreto (8) por ello la Norma E0.60 (Concreto Armado); ítem 11.3.1.1, dispone la siguiente ecuación para elementos sometidos únicamente a flexión y tracción:

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

Para las losas bidireccionales es necesario calcular las fuerzas cortantes en la sección crítica a una distancia d de la cara del apoyo (peralte efectivo), la Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 13.7.4.1 propone la siguiente ecuación:

$$V = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \frac{A}{B} \right)$$

Donde:

w = Carga última en la losa

A = Luz libre del tramo en la dirección corta

B = Luz libre del tramo en la dirección larga

d = peralte efectivo

6.2.3. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES

Se realiza la verificación considerando lo estipulado en el artículo 9.6 de la Norma 0.60 de Concreto Armado, para así garantizar que la estructura tenga un buen funcionamiento bajo cargas de servicio.

Para ello se siguen los siguientes lineamientos que se estipulan en la Norma E0.60 y el ACI 318-14, capítulo 24:

Se calcula el momento de Inercia Efectivo (I_{ef})

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

I_g = Momento de inercia de la sección bruta

I_{cr} = Momento de inercia de la sección agrietada transformada a concreto

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección

M_a = momento máximo actuante en la sección donde se evalúa I_{ef} y la deflexión (sin amplificar)

Cálculo de momento de agrietamiento de la sección (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Donde:

$f_r = 2\sqrt{f'_c}$ (módulo de rotura del concreto)

y_t = distancia del eje centroidal de la sección total

La **deflexión inmediata** en el centro de luz para carga viva y muerta en una franja con ambos extremos continuos es:

$$\Delta i_{cv} = \frac{3}{32} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}}$$
$$\Delta i_{cm} = \frac{1}{16} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}}$$

Donde:

Δi_{cv} = deflexión inmediata por carga viva

Δi_{cm} = deflexión inmediata por carga muerta

M_b = momento positivo en la dirección larga que genera la carga muerta o viva.

l_b = luz libre en el paño de análisis

La Norma 0.60 (Diseño de concreto) menciona que el cálculo del momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado de acuerdo:

En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_{ef} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Donde:

I_{e1} y I_{e2} = momentos de inercia en las secciones extremas del tramo

I_{e3} = momento de inercia de la sección central del tramo.

Cálculo de deflexiones diferidas

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

ξ = cuantía del acero en compresión calculado a la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

ρ' = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Para 5 años a más, este factor es 2.

Se verifica con las deflexiones máximas permisibles, tabla 51

Tabla 51: Deflexiones permitidas según Norma E0.60

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LIMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daos por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión instantánea debida a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (La suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Pisos o techos que soporten ni estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones		L/240

6.2.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA BIDIRECCIONAL

Para el diseño de la losa maciza se tienen los siguientes datos de diseño:

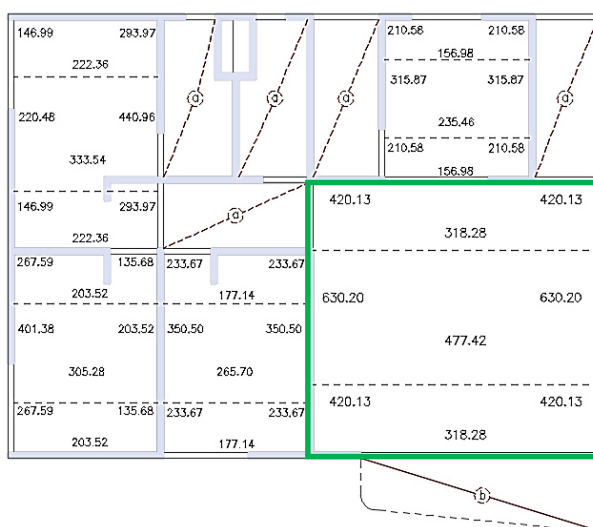
Tabla 52: Datos de diseño para la losa maciza

BLOQUE 1	
Peralte (d)	9 cm
Ancho efectivo (bw)	100 cm
A ⁺ s min	2.16 cm ²
A ⁻ s min	1.98 cm ²
Espaciamiento máximo (s)	30 cm

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Se realiza el diseño para el paño más crítico en la dirección X:

Figura 79: Paño más cargado del bloque 1 en la dirección X



Fuente: Propia

Y se realiza el diseño por flexión para la franja central y de columna, con los momentos obtenidos del análisis estructural mostrado en la figura 79.

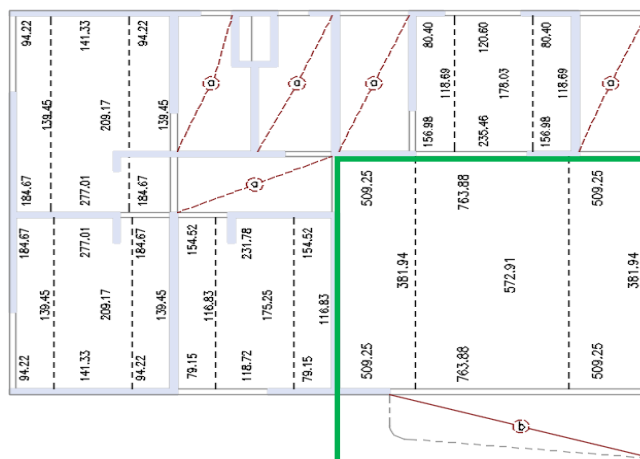
Tabla 53: Diseño por flexión de losa maciza en la dirección X

FRANJA CENTRAL		
M u (-)	630.2	630.2
b	100	100
d	9	9
w	0.0541	0.0541
ρ	0.00225	0.00225
As min	1.98	
As req	2.03	2.03
As coloc.	8 mm	8 mm
	0.50	0.50
s	24.7	24.7
	8 mm @ 0.20 m	8 mm @ 0.20 m
M u (+)	477.42	
b	100	
d	9	
w	0.0406	
ρ	0.00169	
As min	2.16	
As req	1.52	
As coloc.	8 mm	
	0.50	
s	23.1	
	8 mm @ 0.20 m	
FRANJA DE COLUMNA		
M u (-)	420.13	420.13
b	100	100
d	9	9
w	0.0357	0.0357
ρ	0.00149	0.00149
As min	1.98	
As req	1.34	1.34
As coloc.	8 mm	8 mm
	0.50	0.50
s	25.2	25.2
	8 mm @ 0.20 m	8 mm @ 0.20 m
M u (+)	318.28	
b	100	
d	9	
w	0.0269	
ρ	0.00112	
As min	2.16	
As req	1.01	
As coloc.	8 mm	
	0.50	

s	23.1
8 mm @ 0.20 m	

Se realiza el diseño para el paño más crítico en la dirección Y

Figura 80: Paño más cargado del bloque 1 en la dirección Y



Fuente: Propia

Y se realiza el diseño por flexión para la franja central y de columna, con los momentos obtenidos del análisis estructural mostrado en la figura 80.

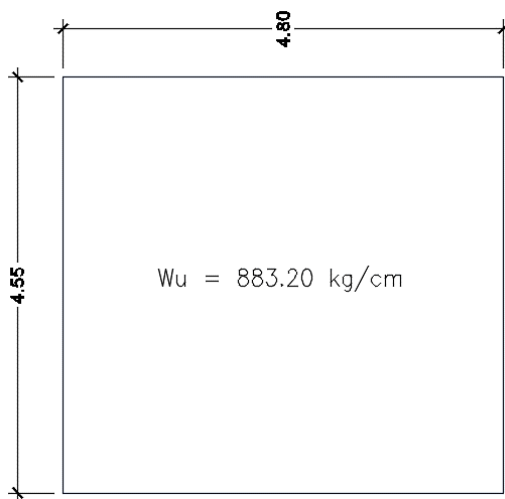
Tabla 54: Diseño por flexión de losa maciza en la dirección Y

FRANJA CENTRAL		
M u (-)	763.88	763.88
b	100	100
d	9	9
w	0.0660	0.0660
ρ	0.00275	0.00275
As min	1.98	
As req	2.48	2.48
As coloc.	8 mm	8 mm
	0.50	0.50
s	20.2	20.2
	8 mm @ 0.20 m	8 mm @ 0.20 m
M u (+)	572.91	
b	100	
d	9	
w	0.0490	
ρ	0.00204	

As min	2.16	
As req	1.84	
As coloc.	8 mm	
	0.50	
s	23.1	
8 mm @ 0.20 m		
FRANJA DE COLUMNA		
M u (-)	509.25	509.25
b	100	100
d	9	9
w	0.0434	0.0434
ρ	0.00181	0.00181
As min	1.98	
As req	1.63	1.63
As coloc.	8 mm	8 mm
	0.50	0.50
s	25.2	25.2
	8 mm @ 0.20 m	8 mm @ 0.20 m
M u (+)	381.94	
b	100	
d	9	
w	0.0324	
ρ	0.00135	
As min	2.16	
As req	1.21	
As coloc.	8 mm	
	0.50	
s	23.1	
8 mm @ 0.20 m		

DISEÑO POR CORTE:

De igual manera, en el diseño por cortante se toma el paño más crítico.



$$\phi Vc = 0.85(0.53 \sqrt{175} * 100 * 9)$$

$$\phi Vc = 5363.60 \text{ kg}$$

$$Vud = 883.2 \left(\frac{4.55}{2} - 0.09 \right) \left(1 - 0.5 * \frac{4.55}{4.80} \right)$$

$$Vud = 1015.15 \text{ kg}$$

$$\phi Vc \gg Vud$$

VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES:



$$e = 0.12 \text{ m}$$

$$y_t = 0.06 \text{ cm (Centro de Gravedad)}$$

Cálculo de momento de Inercia Efectivo:

$$I_g = \frac{100 \times 12^3}{12} = 14\,400 \text{ cm}^2$$

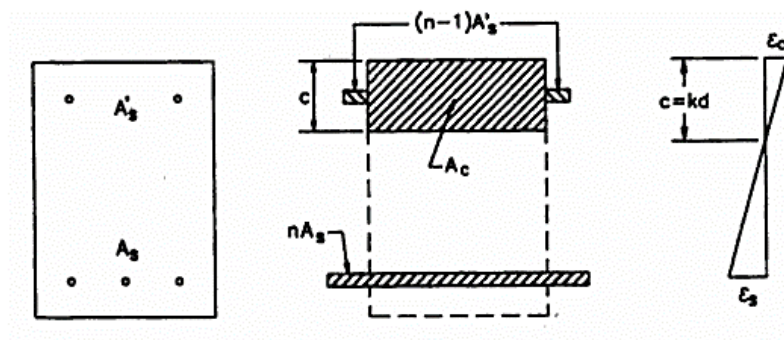
Cálculo de momento de agrietamiento de la sección (Mcr):

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$M_{cr} = \frac{2\sqrt{175} * 14\,400}{6} = 63498 \text{ kg.cm}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección agrietada considerando la presencia del refuerzo (Icr) para ello se utiliza la figura 81.

Figura 81: Sección transformada para el cálculo del momento de inercia



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado Por Teodoro E. Harmsen, pag 204

$$E_c = 15000 \sqrt{175} = 198\,431 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ y } A'_s = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{E_a}{E_c} = 10$$

$$k = \sqrt{(\rho - \rho')n^2 + 2\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)n - (\rho + \rho')n} = 0.138 \text{ cm}$$

$$k_d = c = \left(\sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho\right) d = 1.88 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b(k_d)^3}{3} + (2n - 1)(A'_s)(k_d - d') + n * A_s(d - k_d)^2 = 1548.69 \text{ cm}^4$$

Cálculo de momento de inercia efectivo (I_{ef}):

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

Se tiene carga muerta y carga viva:

$$M_{CV} = 142.71$$

$$M_{CM} = 276.85$$

$$M_a = 419.56$$

$$I_{ef} = 60\,843 \text{ cm}^4 \leq 14\,400 \text{ cm}^4 \quad (\text{Tramo central})$$

$$I_{ef} = 46\,098 \text{ cm}^4 \leq 14\,400 \text{ cm}^4 \quad (\text{Extremo izquierdo})$$

$$I_{ef} = 26\,564 \text{ cm}^4 \leq 14\,400 \text{ cm}^4 \quad (\text{Extremo Derecho})$$

$$I_{ef} (\text{promedio}) = 14\,400 \text{ cm}^4$$

La deflexión inmediata:

Para el análisis en la dirección X:

$$\Delta i_{cm} = \frac{1}{16} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}} = 0.106 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{cv} = \frac{3}{32} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}} = 0.082 \text{ cm}$$

Para el análisis en la dirección Y:

$$\Delta i_{cm} = \frac{1}{16} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}} = 0.171 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{cv} = \frac{3}{32} * \frac{M_b l_b^2}{E_c I_{ef}} = 0.088 \text{ cm}$$

La deflexión diferida:

$$\lambda \Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 * 0.00275} = 1.76$$

Para el análisis en la dirección X:

$$\lambda \Delta i_{cm} = 0.106 * 1.76 = 0.186 \text{ cm}$$

$$\lambda \Delta i_{cv} = 0.082 * 1.76 = 0.144 \text{ cm}$$

Para el análisis en la dirección Y:

$$\lambda \Delta i_{cm} = 0.171 * 1.76 = 0.301 \text{ cm}$$

$$\lambda \Delta i_{cv} = 0.088 * 1.76 = 0.155 \text{ cm}$$

Comparar las deflexiones obtenidas con las deflexiones límite de la Norma E0.60.

$$\frac{L}{360} = \frac{480}{360} = 1.33 \text{ cm} > 0.144 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{455}{360} = 1.00 \text{ cm} > 0.155 \text{ cm}$$

6.3. DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de vigas recurrimos a la norma E0.60 (Concreto Armado), donde menciona en el ítem 21.9.9.2, si las vigas tienen una relación entre la luz libre y el peralte menor a 2,

estas deben cumplir los requisitos para las vigas de los edificios son sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II, los que se detalla más adelante.

En cualquier sección transversal existen fuerzas internas, fuerzas normales y tangenciales a la sección, las componentes normales a la sección son los esfuerzos por flexión (Tensión a un lado y compresión por el otro) cuya función es la de resistir el momento flector aplicada en la sección; mientras que los esfuerzos cortantes son los componentes tangenciales que resisten a las fuerzas cortantes (18).

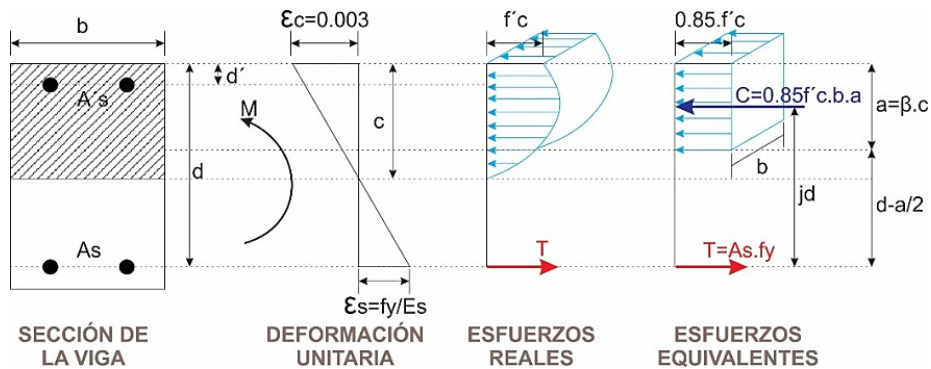
Por lo tanto, las vigas deben diseñarse por flexión utilizando el método de resistencia y corte con el método por capacidad.

6.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para realizar el diseño por flexión se tiene algunos principios y requisitos generales que la Norma E0.60 (Concreto Armado) presenta en el ítem 10.2, y se considera también los comentarios del Ing. Blanco para una mayor comprensión:

- Las deformaciones en el refuerzo y el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.
- La resistencia en tracción del concreto es tan baja que puede ser despreciada en los cálculos.
- La deformación unitaria máxima del concreto en la zona de compresión se considera igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero, teniendo un valor máximo, para deformaciones unitarias mayores a las correspondientes, igual a f_y .
- Existe adherencia entre el concreto y acero.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento:

Figura 82: Bloque rectangular equivalente



Fuente: Tesis “Diseño Estructural por Desempeño Sísmico de un Edificio de 5 Pisos en el Distrito de Ascensión, Provincia de Huancavelica” de Ing. Jack Mayhua Huamán.

El bloque rectangular considera un esfuerzo constante en el concreto igual a $0.85 f'_c$ limitado por una línea recta paralela al eje neutro con una distancia “a” desde la fibra de deformación unitaria máxima del concreto.

La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima en compresión al eje neutro “c” se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

De la figura 82 se denominan:

- d = peralte efectivo de la sección
- ρ = cuantía del acero
- b = ancho del bloque comprimido
- A_s = área de acero en tracción
- c = profundidad del eje neutro
- a = profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

Por equilibrio en la figura 82 se tiene que:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$$

Se obtiene:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Si se toma momentos en la ubicación de resultante a compresión, se calcula el momento nominal:

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

Y para ello se tiene que cumplir las exigencias del diseño por resistencia:

$$\phi M_n \geq M_u$$

En el ítem 6.2.1, se expuso que el área de acero mínimo es:

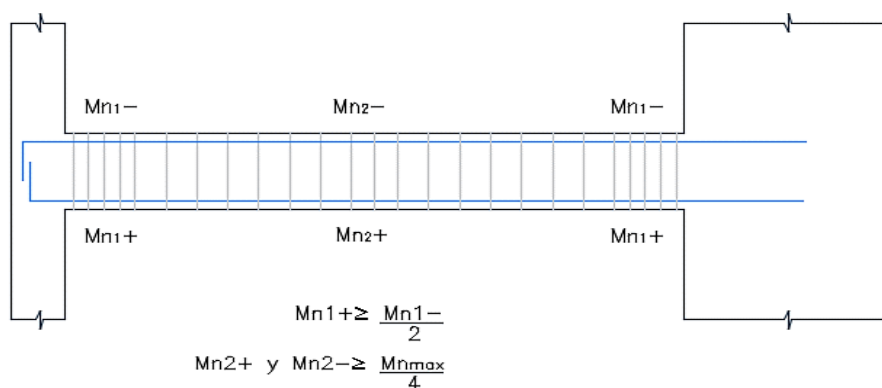
$$A_{s \min} = 0.007 \frac{\sqrt{f'_c}}{f'_y} bwd$$

Refuerzo longitudinal:

La Norma E0.60 (Concreto Armado), en el ítem 21.5.2, presenta ciertas consideraciones a tomarse en cuenta:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos. Dicho gráficamente:

Figura 83: Refuerzo longitudinal en viga



Fuente: Propia

6.3.2. DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad se utiliza en un elemento estructural para prevenir los modos de fallas indeseables. Principalmente para evitar que falle por cortante antes que falle por flexión, es decir se busca que el elemento tenga una falla dúctil antes que una falla frágil (8).

De la Norma E0.60 (Concreto Armado); ítem 21.5.4.1, se respeta el método de resistencia:

$$\phi V_n < V_u$$

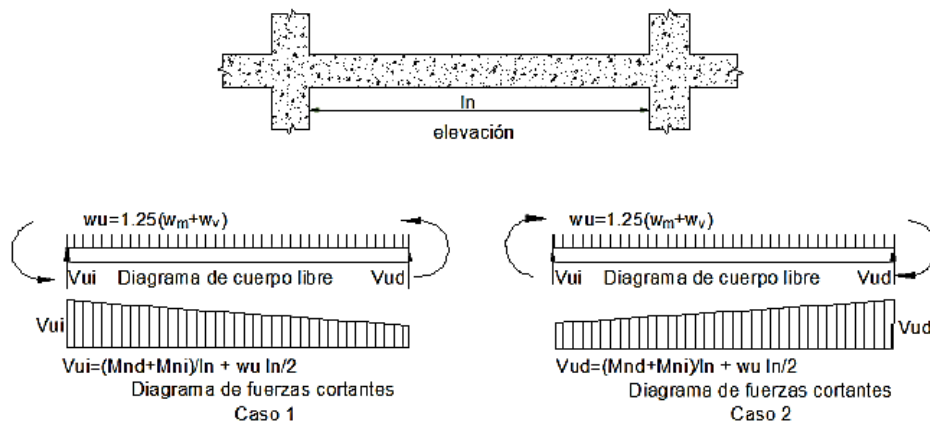
$$\phi V_n = V_s + V_c$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{2}$$

Y la cortante última se obtiene a partir de la figura 84:

Figura 84: Fuerzas cortantes en la viga

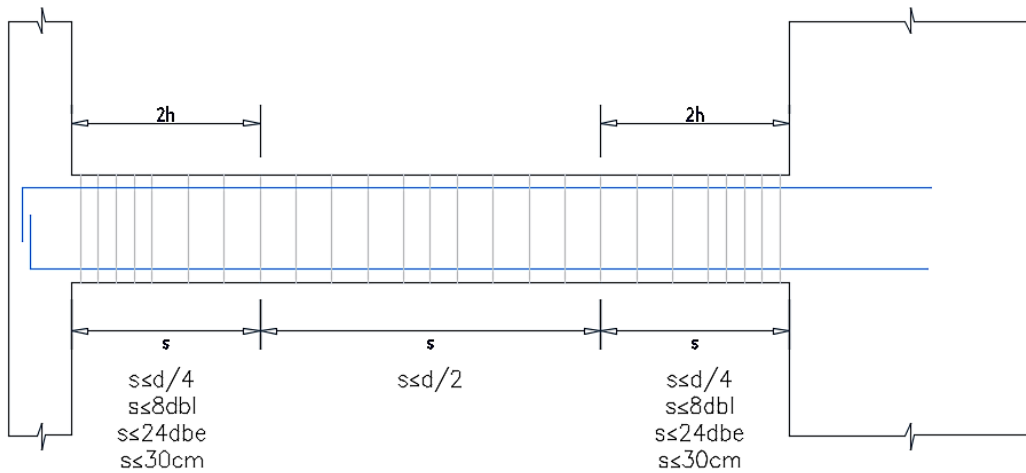


Fuente: NTP E0.60 (Concreto Armado)

Refuerzo transversal de confinamiento:

Se dispone estribos cerrados según se muestra en la figura 85:

Figura 85: Refuerzo transversal en viga

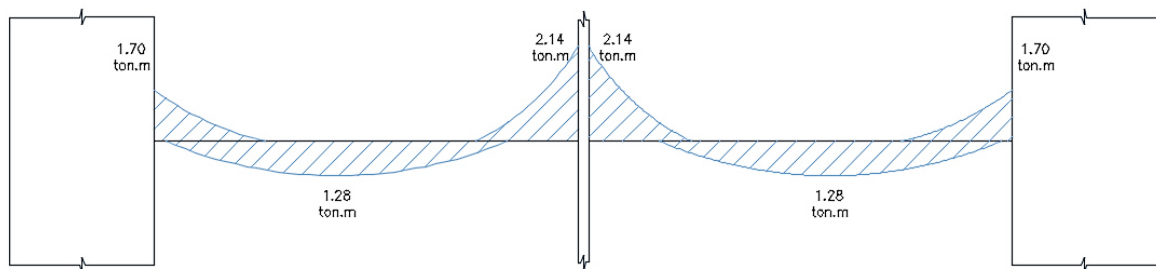


Fuente: Propia

6.3.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS

Se tiene la siguiente viga del eje A, y se realiza el diseño de esta viga por ser la más cargada, con los momentos dispuestos como se muestra en la figura 86:

Figura 86: Momentos en la viga del eje A



Fuente: Propia

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para comenzar con el diseño se establecen los valores máximos y mínimos de acero, según la Norma E0.60 (Concreto Armado).

$$As_{min} = 0.0022 * 10 \text{ cm} * 29 \text{ cm} = 0.638 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.025 * 10 \text{ cm} * 29 \text{ cm} = 7.25 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero se calcula según la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695Mu}{\phi f'c bd^2}} \right)$$

Para luego hallar el área de acero:

$$As = \rho * b * d$$

Con ello se procede al diseño por flexión de la viga como se muestra en la Tabla 55:

Tabla 55: Diseño por flexión de viga

DATOS	M (-)	M (+)	M (-)
M (kg.m)	1546	1001.0	1802
b (cm)	10	10	10
d (cm)	29	29	29
ρ	0.0056	0.0035	0.0066
As min (cm2)		0.792	
As req (cm2)	1.62	1.0	1.92
ϕ	1 ϕ 3/4"	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 3/4"
As colocado (cm2)	2.84	1.29	2.84
a (cm)	8.02	3.64	8.02
Mn (kg.m)	2682.8	1325.3	2682.8

Se realiza las siguientes verificaciones:

$$Mn+ \geq \frac{Mn-}{2}$$

$$1325.3 \text{ kg.m} \geq \frac{2682.8 \text{ kg.m}}{2} \approx 1341.4 \text{ kg.m (NO CUMPLE)}$$

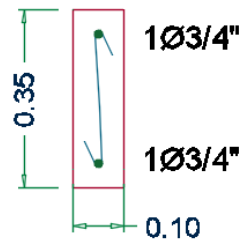
Al no cumplir la relación de momentos que exige la norma, se aumenta el diámetro del acero positivo a 3/4", cumpliéndose la condición dada por la norma.

$$Mn+ + y Mn- \geq \frac{Mn \text{ max}}{4}$$

$$2682.8 \text{ kg.m} \geq \frac{2682.8 \text{ kg.m}}{4} \approx \text{ok}$$

Se concluye con el diseño por flexión, utilizando 1 \varnothing 3/4" para las solicitaciones positivas y negativas, como se muestra en la figura 87.

Figura 87: Distribución de aceros longitudinales en la viga del eje A

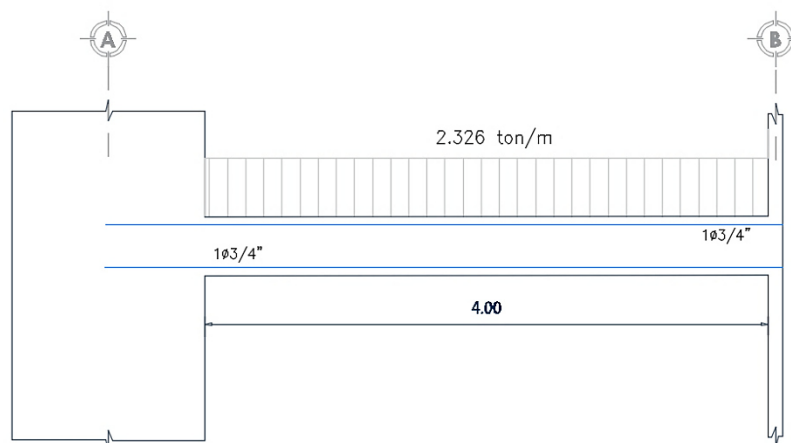


Fuente: Propia

DISEÑO POR CORTE:

El acero transversal se calculará con el método de capacidad el que se encuentra sometida a cargas de gravedad y momentos de sobrerresistencia como se muestra en la figura 88:

Figura 88: Carga uniformemente distribuida en la viga



Fuente: Propia

Con los aceros colocados, se calcula los momentos nominales actuantes en la cara izquierda inferior de la viga y cara derecha superior de la viga:

$$Mn = As * fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Resistencia probable en la cara derecha superior:

$$Mn = 2.84 * 4200 \left(29 - \frac{8.02}{2} \right) = 2686.80 \text{ kg.m}$$

$$Mprd = 1.25 * 2686.80 \text{ kg.m} = 3357.75 \text{ kg.m}$$

Resistencia probable en la cara izquierda inferior:

$$Mpri = 1.25 * 2686.80 \text{ kg.m} = 3357.75 \text{ kg.m}$$

Con las resistencias probables, se calcula las reacciones a cada lado de la viga:

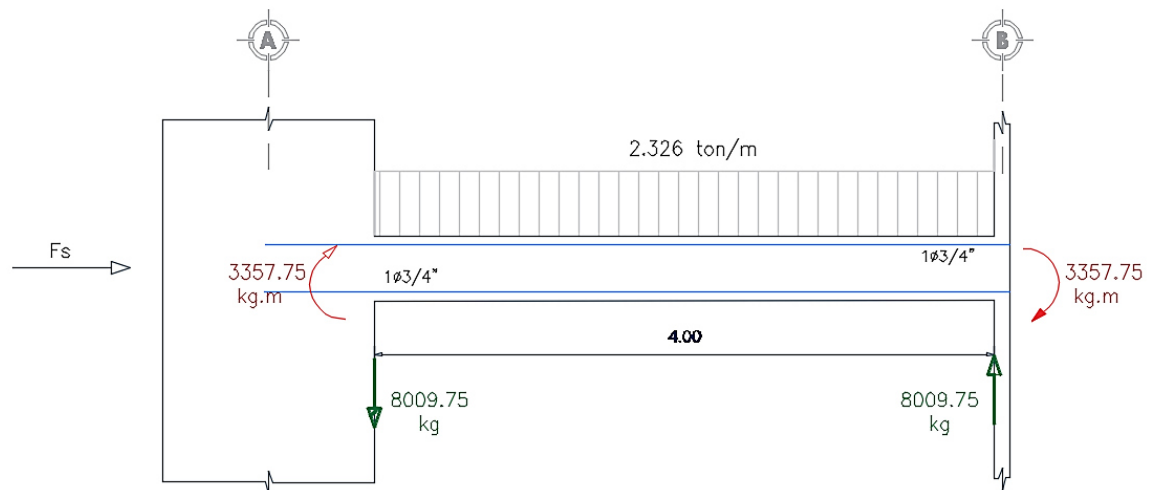
$$Vud = Vui = \frac{Mprd + Mpri}{2} + \frac{wu L}{2}$$

$$Vud = Vui = \frac{3357.75 + 3357.75}{2} + \frac{2326 * 4.00}{2}$$

$$Vud = Vui = 8009.75 \text{ kg}$$

Entendiéndose como se muestra en la figura 89:

Figura 89: Momentos y fuerzas cortantes probables de la viga



Fuente: Propia

Se calcula el aporte del concreto:

$$\phi Vc = 0.85(0.53 \sqrt{175} * 10 * 29)$$

$$\phi Vc = 1728.27 \text{ kg}$$

Como la cortante última calculada es mucho mayor a la cortante resistente del concreto $V_u \gg \phi V_c$, se requiere acero por corte:

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

$$V_s = \frac{8009.75 - 1728.27}{0.85} = 7389.98 \text{ kg}$$

Se compara con el aporte máximo del acero:

$$V_s = 2.1 * \sqrt{175} * 10 * 29$$

$$V_s = 8056.31 \text{ kg}$$

Como el aporte del acero calculado es menor al límite, se calcula el espaciamiento entre estribos en la zona confinada, con la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 29}{7389.98} = 23.40 \text{ cm}$$

El espaciamiento según la Norma E0.60 (Concreto Armado), se describió en la figura 85:

Tabla 56: Espaciamientos para el diseño de la viga A

ZONA	s	Resultado
Confinamiento 2h = 2*35 = 70 cm	$s \leq d/4$	7.25 cm
	$s \leq 8d_{bl}$	15.24 cm
	$s \leq 24d_{be}$	22.86 cm
	$s \leq 30\text{cm}$	30 cm
Resto	$s \leq d/2$	14.5 cm

Por lo tanto la distribución final de estribos tipo ganchos será:

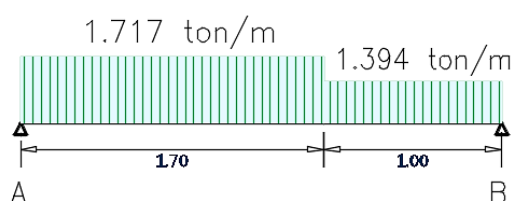
$$\square \phi 3/8" \text{ 13 @ 0.05 m, Resto @ 0.125cm}$$

6.4. DISEÑO DE ESCALERAS

6.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

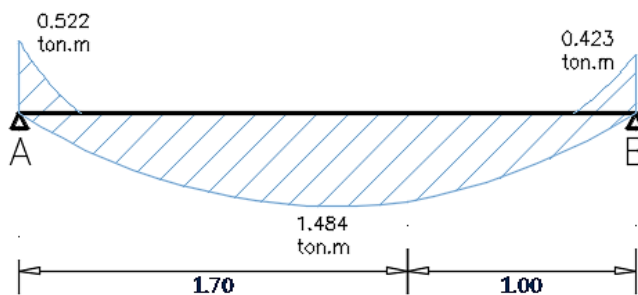
Para la escalera propuesta en el proyecto, se toma las cargas distribuidas calculadas en el ítem 4.1.2 y se halla las cargas últimas (Figura 90) y se realiza el análisis estructural hallando los momentos generados en el elemento, como se muestra en la siguiente figura 91:

Figura 90: Idealización de la escalera



Fuente: Propia

Figura 91: Momentos calculados en la escalera



Fuente: Propia

En los apoyos se utiliza el momento por monolitismo igual a $w \cdot l_n^2 / 24$.

Con los momentos hallados, se realiza el diseño como lo muestra la tabla 57:

Tabla 57: Diseño por flexión de la escalera

DATOS	M (-)	M (+)	M (-)
M (kg.m)	522	1484.0	423
b (cm)	100	100	100
d (cm)	12	12	12
ρ	0.0010	0.0030	0.0008
As min (cm ²)	2.65	2.16	2.65
As req. (cm ²)	1.24	3.6	1.00
As coloc.	3/8"	3/8"	3/8"
	0.71	0.71	0.71
s	26.8	19.6	26.8
	3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.125 m	3/8" @ 0.25 m

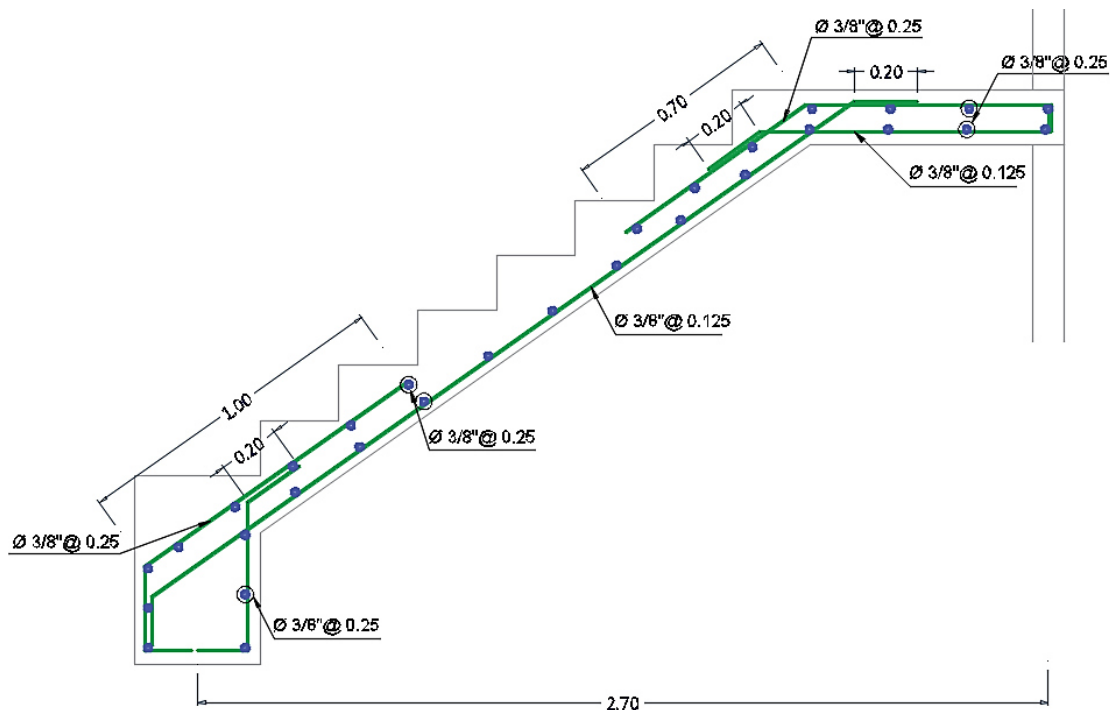
Acero de temperatura:

$$As T = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 0.25 m

Y se obtiene la siguiente disposición de aceros:

Figura 92: Diseño de la escalera



Fuente: Propia

6.4.2. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE ESCALERA

Para aceptar las dimensiones del cimiento propuesto, se verifica que el esfuerzo transmitido al suelo sea menor a 2.39 kg/cm², con la siguiente expresión:

$$\frac{Pm + Pv + Pp}{A} \leq 2.39 \text{ kg/cm}^2$$

Del ítem se obtiene los siguientes datos:

$$Pm = 948.50 \text{ kg}$$

$$Pv = 540 \text{ kg}$$

$$Pp = 2400 * 0.60 * 0.40 * 1 = 576 \text{ kg}$$

$$A = 40 * 100 = 4000 \text{ cm}^2$$

Y se obtiene:

$$\frac{948.5 + 540 + 576}{4000} = 0.516 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.39 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que el diseño es correcto.

6.5. CIMENTACIÓN

Se llama cimentación al elemento estructural que permite la transmisión de cargas de los muros al terreno.

Por ello se debe cumplir que las presiones transmitidas al suelo sean menores a la capacidad admisible de este, en el caso del proyecto la capacidad portante es de **2.39 kg/cm²**.

La cimentación puede utilizarse tomando en cuenta las consideraciones del terreno, la magnitud de las cargas de los muros y el sistema constructivo, y normalmente pueden ser plateas de cimentación o cimientos corridos (19).

6.5.1. CIMIENTOS CORRIDOS

Como el edificio tiene el sistema de muros de ductilidad limitada, estos muros resisten fuerzas horizontales de sismo y por ende momentos importantes de sismo los que se deberán considerar en el dimensionamiento del cimiento corrido (20).

Por lo tanto, en el predimensionamiento se deberá considerar la carga actuante proveniente de la carga muerta y viva y adicionalmente los momentos generados en el muro.

6.5.1.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTO CORRIDO

Características para la cimentación:

- Capacidad portante del suelo: 2.39 kg/cm²
- Profundidad de la cimentación: 1.60 m

Primero se obtiene el cálculo total de cargas (P) en servicio transmitidas al muro (cargas muerta, viva y de sismo), luego el peso del cimiento (pp) con dimensiones preliminarmente asignadas y luego se realiza la verificación de los esfuerzos transmitidos al suelo.

Se comprueba que las dimensiones asignadas transmitan un esfuerzo (σ_{act}) menor al esfuerzo admisible del suelo (σ_{adm}) para cargas de gravedad y $1.3 \sigma_{adm}$ para cargas de sismo.

El factor de 1.3, es considerado en el artículo 15.2.4 de la norma E0.60 (Concreto Armado) por el incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los que intervenga cargas temporales, como es el caso del sismo.

Lo dicho anteriormente se resume en la siguiente expresión:

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{B.L} \pm \frac{6M}{B.L^2} \leq \sigma_{adm} \text{ (CARGAS DE GRAVEDAD)}$$

$$\sigma_{act} = \frac{P + pp}{B.L} \pm \frac{6M}{B.L^2} \leq 1.3 \sigma_{adm} \text{ (CARGAS DE SISMO)}$$

En caso, $\frac{6M}{BL^2}$, sea mayor que $\frac{P+pp}{B.L}$, significa que se presentará tracciones entre el suelo y el cimiento, lo cual es imposible.

En este caso se deberá formar un triángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la resultante y volver a calcular, con la siguiente expresión, dependiendo de las siguientes condiciones:

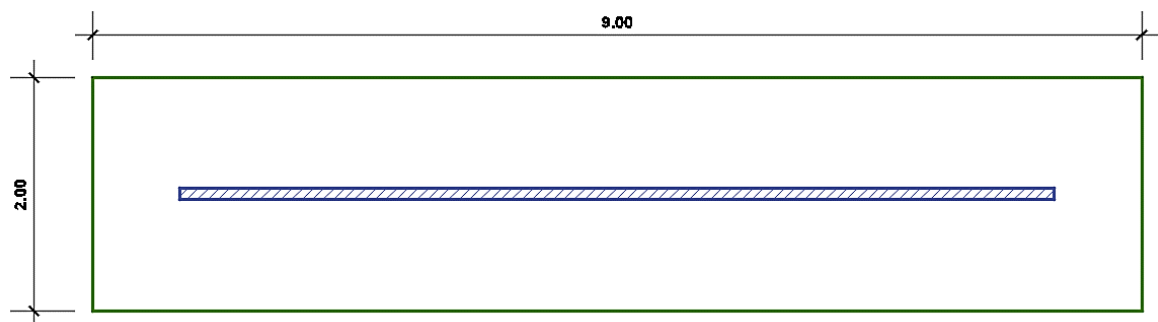
$$\text{si, } e < \frac{L}{2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{act} = \frac{2P}{3B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

$$\text{si, } e > \frac{L}{2} \quad \rightarrow \quad \sigma_{act} = \frac{2P}{B \left(\frac{4e}{3} \right)}$$

6.5.1.2. EJEMPLO DE PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMIENTO CORRIDO

Se realiza el predimensionamiento del muro más cargado M-09, cuyas dimensiones son las siguientes:

Figura 93: Cimiento Corrido del muro M-09



Fuente: Propia

$$B = 2.00 \text{ m} \quad \text{y} \quad L = 9.00 \text{ m}$$

Se obtienen las cargas provenientes del muro M-09, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, y momentos flectores resultantes del análisis estructural con cargas las cargas muertas, vivas y de sismo. Se muestran en la tabla 58:

Tabla 58: Cargas del análisis estructural del M-09

MURO	CARGA	P	Vx	Vy	M22	M33
		Ton	Ton	Ton	Ton.m	Ton.m
PLACA 9	MUERTA	-93.0709	1.9748	-0.0002	-0.0003	-49.6887
	VIVA	-26.4504	0.7204	-0.0001	-0.0001	-19.8
	SISMO X	33.837	35.5189	0.0063	0.0092	367.3692
	SISMO Y	1.6539	1.7004	0.2156	0.2527	18.0273
		155.01				

Calcular el peso propio del cimiento:

$$pp = 2.40 * 9 * 2 * 1.60 = 69.12 \text{ ton}$$

ANÁLISIS DEL SISMO EN X:

Se halla los esfuerzos actuantes:

$$\sigma_1 = \frac{155.01 + 69.12}{2 \times 9} + \frac{6 \times 0.26}{2 \times 9^2} = 12.46 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 12.46 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \times 23.90 = 31.07 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{155.01 + 69.12}{2 \times 9} - \frac{6 \times 0.26}{2 \times 9^2} = 12.44 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 12.44 \text{ ton/m}^2 < 31.07 \text{ ton/m}^2$$

ANÁLISIS DEL SISMO EN Y:

Se halla los esfuerzos actuantes:

$$\sigma_1 = \frac{155.01 + 69.12}{2 \times 9} + \frac{6 \times 454.89}{2 \times 9^2} = 29.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 29.30 \text{ ton/m}^2 < 31.07 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{155.01 + 69.12}{2 \times 9} + \frac{6 \times 454.89}{2 \times 9^2} = -63.36 \text{ ton/m}^2$$

Como es un valor menor a cero, se vuelve a recalcular con el triángulo de presiones:

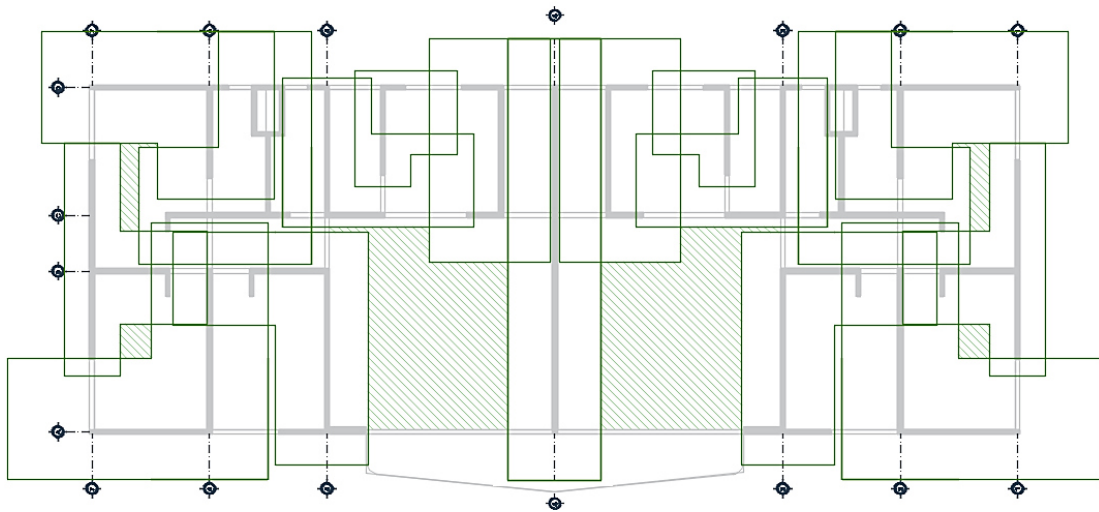
$$\text{Donde: } e = \frac{454.89}{155.01 + 69.12} = 2.03 \text{ m}$$

$$\sigma_{act} = \frac{2 (155.01 + 69.12)}{3 \times 2 \left(\frac{10}{2} - 2.03\right)} = 30.24 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 30.24 \text{ ton/m}^2 < 31.07 \text{ ton/m}^2$$

Se realizó lo mismo para los otros muros, como se observa en la siguiente figura 94:

Figura 94: Superposición de cimientos corridos de MDL



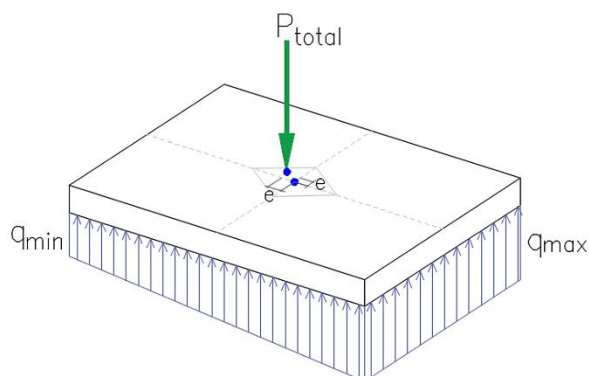
Fuente: Propia

Se puede observar que las cimentaciones corridas se superponen entre sí, además que se tiene un área de cimentación del 81.9%, se toma la recomendación de hacer una losa de cimentación por tener un área de cimentación mayor al 50% del área disponible (22).

6.5.2. LOSA DE CIMENTACIÓN

Se debe entender que en la losa actúan presiones de distribución lineal o uniforme, figura 95, siempre en cuando la resultante total de los pesos transmitidos y el centro geométrico de la losa de cimentación se encuentre dentro del núcleo central de la base.

Figura 95: Representación de las cargas admisibles en la losa de cimentación.



Fuente: Propia

Para ello se debe cumplir que:

$$e \leq \frac{L}{6}$$

Donde:

$e =$ Excentricidad

$L =$ Longitud total de la platea

En la tabla 59 se tiene el cálculo del centro de gravedad, sabiendo el centro geométrico, se calcula la excentricidad:

Tabla 59: Calculo del centro de gravedad en la losa de cimentación

MDL	CM	CV	P	X	Y	P*X	P*Y
M - 01	51.0	11.9	62.9	1.83	1.31	115.06	82.36
M - 02	40.1	7.3	47.4	3.64	0.41	172.60	19.44
M - 03	32.5	4.8	37.3	7.06	1.93	263.19	71.95
M - 04	55.3	9.0	64.2	5.82	3.46	373.90	222.28
M - 05	71.7	18.6	90.4	1.85	4.78	167.15	431.88
M - 06	35.5	6.8	42.3	5.8	5.26	245.44	222.59
M - 07	18.4	3.4	21.7	6.53	6.58	141.93	143.01
M - 08	39.8	9.7	49.5	6.11	8.71	302.59	431.35
M - 09	93.1	26.5	119.5	3.8	10	454.18	1195.21
M - 10	39.9	9.8	49.7	6.11	11.29	303.84	561.44
M - 11	18.4	3.4	21.8	6.53	13.43	142.06	292.18
M - 12	35.5	6.8	42.4	5.8	14.74	245.67	624.35
M - 13	71.9	18.7	90.6	1.85	15.22	167.62	1379.00

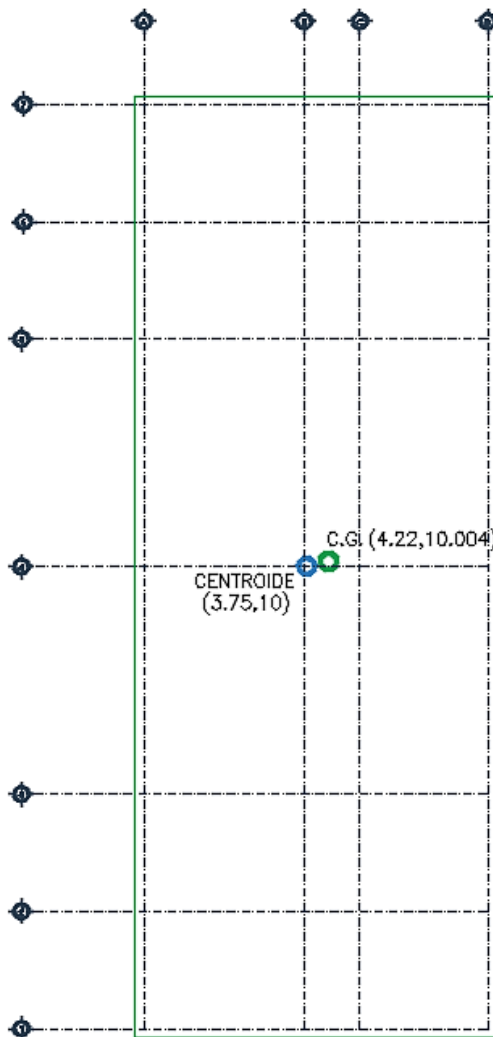
M - 14	54.6	8.7	63.2	5.82	16.55	367.95	1046.32
M - 15	32.3	4.7	37.0	7.06	18.07	261.27	668.71
M - 16	41.4	7.8	49.2	3.64	19.59	179.00	963.37
M - 17	50.4	11.7	62.1	1.83	18.69	113.57	1159.95
TOTAL			951.2			4017.03	9515.39
Centro de Gravedad				4.22	10.004		

Como se observa en la figura 96, las excentricidades son:

$$e_x = \frac{7.5}{2} - 4.22 = 0.47 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{20}{2} - 10.004 = 0.004 \text{ m}$$

Figura 96: Excentricidad calculada en la losa de cimentación



Fuente: Propia

Se verifica que las cargas actuantes del edificio se encuentran en el núcleo de la base:

$$0.47 \text{ m} \leq \frac{20}{6} = 3.33 \text{ m (para la dirección } x)$$

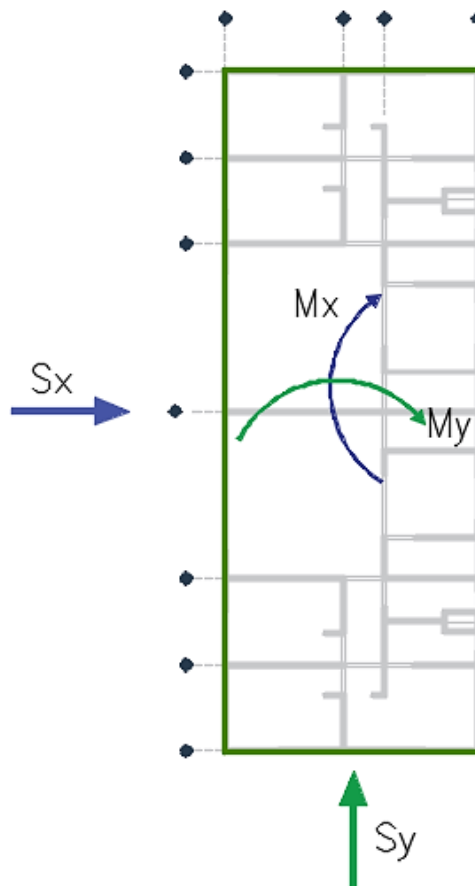
$$0.004 \text{ m} \leq \frac{20}{6} = 3.33 \text{ m (para la dirección } y)$$

Por lo tanto, se plantea una losa de cimentación con un espesor de 50 cm

Se obtienen los esfuerzos actuantes en el suelo originadas por las cargas axiales y momentos flectores que llegan a través de los muros, Figura 97. Por lo tanto del análisis sísmico, se obtiene las reacciones en la base del primer piso por cada muro.

Los esfuerzos actuantes se evalúan considerando que la norma permite un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga donde intervienen cargas temporales como el viento o sismo.

Figura 97: Representación de la losa de cimentación



Fuente: Propia

6.5.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

En este ítem, como ya se mencionó anteriormente se verifica que los esfuerzos actuantes sean menores a los esfuerzos admisibles del suelo, con ello poder definir el área necesaria de la losa de cimentación.

Para el dimensionamiento de la losa de cimentación se requiere los siguientes datos adicionales:

Peso del cimientto:

$$pp: 2.4 \times 20 \times 7.5 \times 0.50 = 180 \text{ ton}$$

Peso del relleno:

$$pp: 1.75 \times 20 \times 7.5 \times 1.10 = 396 \text{ ton}$$

Se realiza la verificación para simultaneidad de momentos en las 2 direcciones X y Y para cargas de gravedad, Tabla 60:

Tabla 60: Simultaneidad de momentos en las 2 direcciones "X" y "Y" para cargas de gravedad

MUROS	PESO POR GRAVEDAD	MOMENTO POR CARGAS DE GRAVEDAD EN "X"	MOMENTO POR CARGAS DE GRAVEDAD EN "Y"
M-01	59.43	4.52	12.18
M-02	48.14	0.26	12.13
M-03	33.68	3.07	2.31
M-04	56.45	4.52	15.03
M-05	87.85	2.79	25.10
M-06	38.14	1.62	8.53
M-07	20.60	0.22	1.72
M-08	47.10	0.44	8.93
M-09	116.73	0.00	72.91
M-10	47.14	0.44	8.94
M-11	20.56	0.22	1.72
M-12	38.14	1.62	8.54
M-13	87.86	2.79	25.12
M-14	56.44	15.06	4.53

M-15	33.74	3.07	2.29
M-16	48.13	0.26	12.15
M-17	59.42	4.52	12.19
TOTAL	899.54	45.42	234.31

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{180tn + 396tn + 729.98tn}{7.5m \times 20m} \pm \frac{6 \times (45.42tn \cdot m)}{7.5m \times (20m)^2} \pm \frac{6 \times (234.31)}{20m \times (7.5m)^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = 11.18 \text{ ton/m}^2; 8.68 \text{ ton/m}^2; 11.00 \text{ ton/m}^2; 8.50 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que el esfuerzo actuante crítico es menor al esfuerzo admisible:

$$\sigma_{act} = 11.18 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 23.09 \text{ ton/m}^2$$

Se realiza la Verificación para simultaneidad de momentos, para momentos en Y por cargas de sismo y momentos en X por cargas de gravedad, tabla 61:

Tabla 61: Simultaneidad de momentos para momentos en Y por cargas de sismo y momentos en X por cargas de gravedad

MUROS	PESO POR GRAVEDAD	CARGAS POR SISMO EN "Y"	MOMENTO POR CARGAS DE GRAVEDAD EN "X"	MOMENTO POR CARGAS DE SISMO EN "X"	MOMENTO POR CARGAS DE SISMO EN "Y"
M-01	59.43	14.04	4.52	35.94	63.07
M-02	48.14	38.69	0.26	3.80	42.93
M-03	33.68	56.32	3.07	30.90	123.96
M-04	56.45	5.05	4.52	36.73	42.53
M-05	87.85	37.58	2.79	26.50	75.73
M-06	38.14	35.64	1.62	14.63	40.86
M-07	20.60	5.43	0.22	2.00	2.76
M-08	47.10	7.37	0.44	1.77	4.15
M-09	116.73	1.54	0.00	0.01	19.18
M-10	47.14	6.88	0.44	2.13	7.49
M-11	20.56	5.32	0.22	1.63	3.00
M-12	38.14	35.30	1.62	12.45	44.10
M-13	87.86	38.18	2.79	20.73	84.46
M-14	56.44	4.13	15.06	101.80	103.46

M-15	33.74	56.03	3.07	25.14	123.11
M-16	48.13	38.98	0.26	2.65	49.87
M-17	59.42	13.77	4.52	33.42	61.26
TOTAL	1299.79		397.64		891.92

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{180tn + 396tn + 1299.79tn}{7.5m \times 20m} \pm \frac{6 \times (397.64tn \cdot m)}{7.5m \times (20m)^2} \pm \frac{6 \times (891.92)}{20m \times (7.5m)^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = 18.06 \text{ ton/m}^2; 8.54 \text{ ton/m}^2; 16.47 \text{ ton/m}^2; 6.95 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que el esfuerzo actuante crítico es menor al esfuerzo admisible, se incrementa un 30% a la carga admisible ya que intervienen las cargas de sismo:

$$\sigma_{act} = 18.06 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 23.09 \times 1.30 \text{ ton/m}^2 = 31.07 \text{ ton/m}^2$$

Se realiza la verificación para simultaneidad de momentos, para momentos en X por cargas de sismo y momentos en Y por cargas de gravedad, tabla 62:

Tabla 62: Simultaneidad de momentos para momentos en X por cargas de sismo y momentos en Y por cargas de gravedad.

MUROS	PESO POR GRAVEDAD	CARGAS POR SISMO EN "X"	MOMENTO POR CARGAS DE GRAVEDAD EN "Y"	MOMENTO POR CARGAS DE SISMO EN "Y"	MOMENTO POR CARGAS DE SISMO EN "X"
M-01	59.43	31.61	12.18	63.07	35.94
M-02	48.14	6.26	12.13	42.93	3.80
M-03	33.68	21.96	2.31	123.96	30.90
M-04	56.45	6.96	15.03	42.53	36.73
M-05	87.85	17.73	25.10	75.73	26.50
M-06	38.14	7.68	8.53	40.86	14.63
M-07	20.60	7.33	1.72	2.76	2.00
M-08	47.10	14.02	8.93	4.15	1.77
M-09	116.73	29.02	72.91	19.18	0.01
M-10	47.14	13.56	8.94	7.49	2.13
M-11	20.56	6.52	1.72	3.00	1.63
M-12	38.14	6.25	8.54	44.10	12.45
M-13	87.86	14.53	25.12	84.46	20.73

M-14	56.44	5.56	4.53	103.46	101.80
M-15	33.74	18.55	2.29	123.11	25.14
M-16	48.13	4.76	12.15	49.87	2.65
M-17	59.42	25.20	12.19	61.26	33.42
TOTAL	1137.03		1126.23		352.22

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = \frac{180tn + 396tn + 1137.03tn}{7.5m \times 20m} \pm \frac{6 \times (1126.23tn \cdot m)}{7.5m \times (20m)^2} \pm \frac{6 \times (352.22)}{20m \times (7.5m)^2}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 = 15.55 \text{ ton/m}^2; 11.79 \text{ ton/m}^2; 11.05 \text{ ton/m}^2; 7.29 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que el esfuerzo actuante crítico es menor al esfuerzo admisible, se incrementa un 30% a la carga admisible ya que intervienen las cargas de sismo:

$$\sigma_{act} = 15.55 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 23.09 \times 1.30 \text{ ton/m}^2 = 31.07 \text{ ton/m}^2$$

Presiones ultimas de diseño:

Como la combinación que tiene las presiones más críticas son en las que intervienen el sismo, se considera amplificar la presión actuante por 1.25, y así obtener la presión actuante última.

$$\sigma_{act} = 15.55 \text{ ton/m}^2 \times 1.25 = 19.44 \text{ ton/m}^2 \text{ (Momento en X)}$$

$$\sigma_{act} = 18.06 \text{ ton/m}^2 \times 1.25 = 22.57 \text{ ton/m}^2 \text{ (Momento en Y)}$$

6.5.2.2. MÉTODO DE ANÁLISIS

Se toma la recomendación de los Ing. Bazán y Meli los que indican que para analizar la platea de cimentación de manera sencilla se debe tratar como una losa invertida apoyada sobre las vigas con una carga uniformemente distribuida (22).

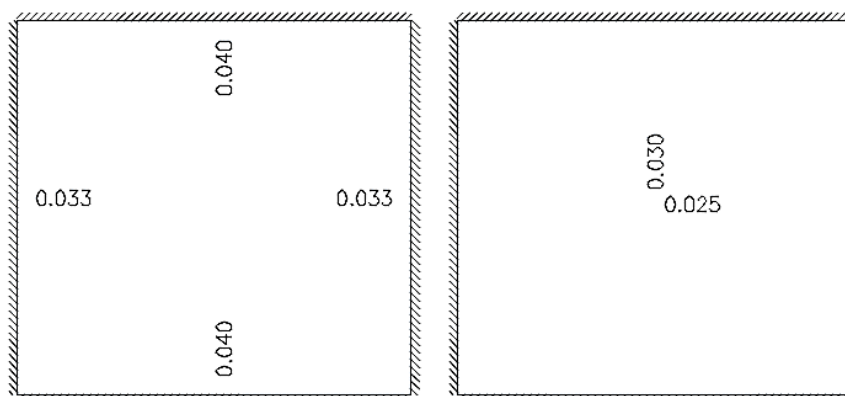
Por lo tanto, como ya se estudió en el ítem 5.1.1.1, se halla los momentos actuantes en la losa de cimentación con los coeficientes de las tablas de JOINT COMITÉ ASCE ACI – 1940. Y en el paño más crítico, ubicado entre los ejes 3-4 y A-B, se tiene los siguientes coeficientes:

$$m = \frac{4.65}{4.90} = 0.94$$

Se toma el valor de $m = 0.90$ para los coeficientes.

Coeficientes Negativos **Coeficientes Positivos**

Figura 98: Coeficientes positivos y negativos en el paño más cargado



Fuente: Propia

Estos valores al ser multiplicados por el peso calculado en el metrado y la luz corta, da como resultado los momentos en la franja central, en ambas direcciones X y Y, como se muestran en la tabla 63.

Tabla 63: Momentos en las direcciones X y Y del paño más cargado

Momentos en la dirección X				Franja Central
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m
Negativo	0.033	19438.94	4.65	13870.51
Positivo	0.025	19438.94	4.65	10507.96
Momentos en la dirección Y				Franja Central
Momentos	C	wu	Ls	Kg.m
Negativo	0.04	22571.82	4.65	19522.37
Positivo	0.03	22571.82	4.65	14641.78

6.5.2.3. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se tiene los siguientes datos:

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 42.5 \text{ cm}$$

Con los momentos calculados se procede al diseño por flexión, tabla 64 y 65:

Tabla 64: Diseño por flexión en la dirección X

Dirección X			
M u (-)	13871	M u (+)	10508
b	100	b	100
d	42.5	d	42.5
w	0.0442	w	0.0333
ρ	0.00221	ρ	0.00166
As min		5.43	
As req	9.39	As req	7.07
As coloc.	∅ 5/8	As coloc.	∅ 5/8
	2.00		2.00
s	19.5	s	19.5
	5/8" @ 0.175 m		5/8" @ 0.175 m

Tabla 65: Diseño por flexión en la dirección Y

Dirección Y			
M u (-)	19522	M u (+)	14642
b	100	b	100
d	42.5	d	42.5
w	0.0629	w	0.0467
ρ	0.00315	ρ	0.00234
As min		10.26	
As req	13.37	As req	9.93
As coloc.	∅ 5/8	As coloc.	∅ 5/8
	2.00		2.00
s	15.0	s	19.5
	5/8" @ 0.15 m		5/8" @ 0.175 m

6.5.2.4. DISEÑO POR CORTE

Para las losas bidireccionales es necesario calcular las fuerzas cortantes en la sección crítica a una distancia d de la cara del apoyo (peralte

efectivo), la Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 13.7.4.1 propone la siguiente ecuación:

$$V = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \frac{A}{B} \right)$$

Donde:

w = Carga última en la losa

A = Luz libre del tramo en la dirección corta

B = Luz libre del tramo en la dirección larga

d = Peralte efectivo

Y se verifica que la cortante última sea menor al cortante por el aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{f'_c} b d)$$

Para el proyecto se tiene la siguiente cortante última:

$$V_{ud} = 22.57 \text{ ton/m}^2 \left(\frac{4.65}{2} - 0.225 \right) \left(1 - 0.5 * \frac{4.65}{4.90} \right)$$

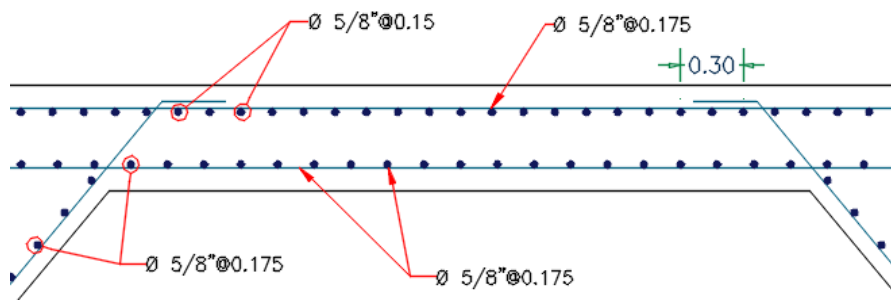
$$V_{ud} = 21.73 \text{ ton}$$

Los que son menores al aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{210} x 100 x 42.5) = 26.11 \text{ ton}$$

Por lo tanto el diseño es correcto, la distribución de aceros en el paño se muestra en la figura 99.

Figura 99: Distribución de aceros en el paño mas crítico



Fuente: Propia

6.5.3. VIGA DE CIMENTACIÓN

Se considera colocar vigas de cimentación, por las recomendaciones de la Norma E060, además que estas darán una mayor seguridad ante los desplazamientos y se evitarán posibles fisuras por fuerzas cortantes en el contorno de la platea (23).

6.5.3.1. ANÁLISIS DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

Para el dimensionamiento de la viga rígida, se tiene en cuenta las siguientes consideraciones de la Norma E0.60 (Concreto Armado) en el ítem 21.10.3:

- En los bordes de las plateas se deberán colocar vigas (uñas o dientes) con una profundidad mínima por debajo de la losa o del nivel exterior, el que sea más bajo, de 600 mm o dos veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- El ancho de las vigas, tanto las de borde como las interiores, deberán ser igual al espesor de la losa y no deberá ser menor que 250 mm.

Por lo tanto, se considera las vigas de cimentación con unas dimensiones de 0.30 x 1.10 m.

6.5.3.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Definimos los parámetros de diseño:

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

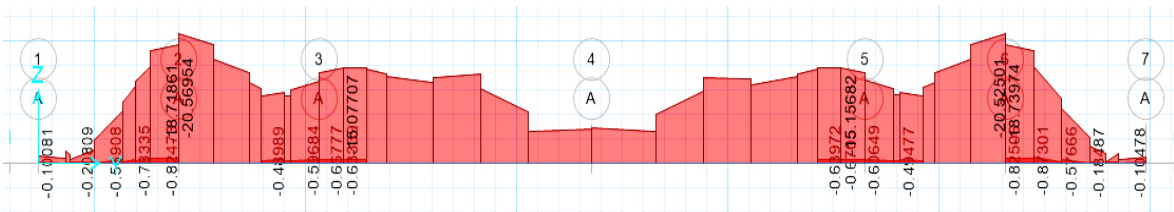
$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 110 - 7.5 = 102.5 \text{ cm}$$

$$A^-s \text{ min} = 0.007 \frac{\sqrt{f'c}}{f'y} bwd = 7.427 \text{ cm}^2$$

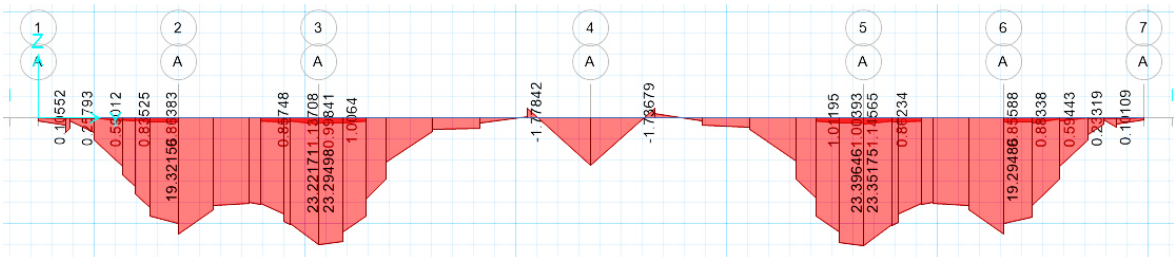
Se realiza el diseño por flexión de la viga del eje A por ser la más solicitada, se toma los momentos flectores proporcionados por el software SAFE 2016:

Figura 100: Diagrama de momentos negativos del eje A



Fuente: Propia

Figura 101: Diagrama de momentos positivos del eje A



Fuente: Propia

Se procede con el diseño por flexión:

Tabla 66: Diseño por flexión de los momentos negativos de la viga de cimentación

DATOS	M (-)	M (-)	M (-)	M (-)	M (-)	M (-)	M (-)
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

M (kg.m)	2104.69	20569.54	15077.07	5509.01	15156.82	20525.01	1806.02
b (cm)	30	30	30	30	30	30	30
d (cm)	102.5	102.5	102.5	102.5	102.5	102.5	102.5
ρ	0.0002	0.0019	0.0014	0.0005	0.0014	0.0019	0.0002
As min (cm2)	7.427						
As req (cm2)	0.58	5.8	4.19	1.5	4.22	5.74	0.50
∅	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"
As colocado (cm2)	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52

Tabla 67. Diseño por flexión de los momentos positivos de la viga de cimentación

DATOS	M (+)	M (+)	M (+)	M (+)	M (+)	M (+)
M (kg.m)	19321.56	23221.71	23294.98	23396.46	23351.75	19294.86
b (cm)	30	30	30	30	30	30
d (cm)	102.5	102.5	102.5	102.5	102.5	102.5
ρ	0.0018	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0018
As min (cm2)	7.427					
As req (cm2)	5.40	6.5	6.54	6.6	6.55	5.39
∅	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"	3 ∅ 3/4"
As colocado (cm2)	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52

Se coloca refuerzos por fisuración, ya que la Norma E.060 (Concreto Armado) menciona que, si una viga excede de 90 cm, se deberá colocar armadura longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del alma, sin exceder los siguientes valores:

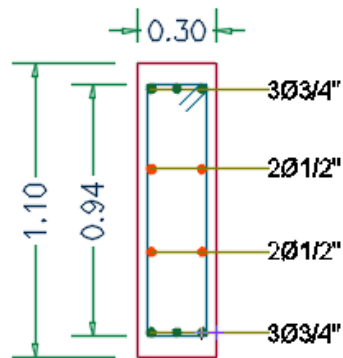
$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 380 \left(\frac{250}{f_s} \right) - 2.5 C_c$$

$$s \leq 300 \left(\frac{250}{f_s} \right)$$

Por lo tanto, la distribución de aceros queda:

Figura 102: Distribución de acero de la viga y losa de cimentación



Fuente: Propia

6.5.3.3. DISEÑO POR CORTE

Se obtiene las cortantes últimas para cada tramo en la viga y se observa si cumple la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Las cortantes últimas en cada tramo son:

EJE 1	EJE 2	EJE 3	EJE 4	EJE 5	EJE 6	EJE 7
11.39	7.89	12.67	11.57	7.65	9.83	13.45

La cortante del concreto es:


$$\phi V_c = 0.85(0.53 \sqrt{210} * 30 * 102.5) = 20.07 \text{ ton}$$

Como la cortante última en la viga de cimentación es menor a la cortante resistente del concreto $V_u < \phi V_c$, se calcula el espaciamiento entre estribos con la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 82.5}{18.25 * 1000} = 26.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para la distribución de estribos se tiene:

 \emptyset 3/8" 1@ 0.05, 11@0.20, resto @ 0.25 m c/Extremo

CONCLUSIONES

1. Los criterios estructurales que se plantearon para una buena respuesta al análisis de los muros de ductilidad limitada, fueron:
 - Respetar las condiciones dadas por la norma E0.60 (Concreto Armado), altura máxima de los muros de 2.40 y altura del edificio no mayor a 7 pisos.
 - Se utilizó una resistencia al concreto de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, para los muros la cual fue suficiente para un adecuado comportamiento.
 - Considerar la densidad de muros necesaria en ambas direcciones con la expresión: $\frac{ZUSN}{77} \leq \frac{\sum(L x t)}{\text{AreaPlanta}}$, ya que en la expresión mostrada se incluye la cortante basal preliminar para el proyecto, lo que nos da una aproximación a la necesidad real de densidad de muros en las direcciones X y Y.
 - Realizar una adecuada configuración estructural.
2. Los criterios para una adecuada configuración estructural son:
 - Como existen gran densidad de muros, se requiere de una simetría sobre la ubicación de los muros en planta, para contribuir a la regularidad de la estructura.
 - Sobre la geometría en planta, se optó por separar en tres bloques la estructura, aislando el bloque 2 donde se encuentra el ascensor y la caja de las escaleras.
 - Para dotar de rigidez lateral en la estructura en ambas direcciones se tuvo que cambiar la ubicación de ventanas con respecto al planteamiento inicial, en el cual se observaba mayor rigidez en Y que en X, para conservar una buena iluminación y ventilación requerida por arquitectura; y de esa manera se pudo equilibrar la adecuada rigidez en las dos direcciones X y Y; tal como se muestran en los periodos obtenidos: $T_x=0.197 \text{ s}$ y $T_y=0.296 \text{ s}$.
 - En las estructuras con el sistema de muros de ductilidad, mayormente no se requiere la verificación de irregularidad por torsión, ya que las derivas obtenidas son menores a la mitad del límite propuesto, 0.0025.

3. Se consideraron los siguientes elementos estructurales:
 - Todos los muros de ductilidad limitada, son de espesor de 10 cm, siendo comprobados en la etapa de predimensionamiento y en la etapa de diseño.
 - Se consideró una losa maciza de espesor de 12 cm para el bloque de departamentos. Cabe mencionar que en la zona de baños se decidió bajar la losa 13 cm para facilitar la ejecución de las instalaciones sanitarias posterior al vaciado. Por tal motivo las losas en la zona de baños quedaron incrementadas en 13 cm haciendo un total de 25 cm. Esto se decidió pensando en la comodidad de las personas con discapacidad motora.
 - Se colocaron vigas de 0.10 x 0.25 m de sección, en las zonas de vanos para mejorar la configuración de los apoyos de las losas y también para contribuir en la reducción de los desplazamientos laterales de la estructura, con excepción del eje A donde se colocó una viga de 0.10 x 0.35 m, para cubrir un vano de mayor longitud.

4. Se realizó el diseño con cimientos corridos para los muros de ductilidad limitada, resultando estos con un área de contacto de cimentación mayor a la mitad del área total (50%), por ello se optó por el diseño de una platea de cimentación de 0.50 m de espesor con vigas de borde e interiores de 0.30 x 1.10 m.

5. Se logró la optimización de aceros en la etapa de diseño de los muros de ductilidad limitada, ya que se realizó el diseño de flexocompresión y fuerzas cortantes por cada nivel, evidenciando que en los pisos superiores la cuantía horizontal y vertical se van reduciendo como lo muestran los planos (Ver Anexo N° 5).

RECOMENDACIONES

1. Es necesario la construcción de diagrama de iteración en el diseño de los muros, con los datos obtenidos se calculó del valor de c y así se logró realizar las verificaciones de confinamiento, en la verificación de confinamiento por esfuerzos la incidencia de la relación $\frac{Mu*c}{Inercia}$ es del 0.37% en el caso más desfavorable, por lo que para una verificación de confinamiento preliminar se podría utilizar solo la expresión que considera la carga axial y área de la placa: $\frac{Pu}{Acw} * 1.37$.
2. Para los muros en el que la fibra extrema en tracción supere el módulo de rotura por flexión, $-\frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu*y_t}{Ig} > 2\sqrt{f'c}$, no es necesario la comprobación de que el momento resistente sea mayor al momento de agrietamiento.
3. En el diseño por fuerza cortante, se puede obviar el diseño de las alas que tengan reducida carga axial, en el proyecto, al no considerar las alas menores a 0.60 cm la diferencia en el espaciamiento se incrementó en 2 cm, que al ser redondeados para trabajarlos en construcción resultaba un espaciamiento igual al considerar el ala en el diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Blanco, Antonio.** [En línea] [Citado el: 12 de Enero de 2018.] <https://www.institutoconstruir.org/>.
2. **Capeco.** [En línea] 28 de Marzo de 2016. [Citado el: 21 de Enero de 2017.] <https://elcomercio.pe>.
3. **J. Tarbuck, Frederick y K. Lutgens, Edward.** Ciencias de la Tierra. Madrid : Pearson Educación S.A., 2005. 978-84-832-2690-2.
4. **Civil, Instituto Nacional de Defensa.** Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres. Lima : s.n., 2006.
5. **Villareal, Genner.** [En línea] 08 de Setiembre de 2015. [Citado el: 12 de Febrero de 2018.] <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>.
6. **Delgado, Raúl y Peña, Catalina.** Edificios Peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada. Lima : s.n., 2006.
7. Viviendas Económicas de Concreto con Mallas Electrosoldadas. **Galvez, Adolfo.** Quito : Centro de Investigaciones Científicas, 2010. 1390-0315.
8. **Otazzi, Gianfranco.** Apuntes del Curso de Concreto Armado I. Lima : s.n., 2012.
9. **Morales, Roberto.** Configuración Estructural en Zonas de Alto Riesgo. Lima : s.n., 2012.
10. **Blanco, Antonio.** Estructuración Y Diseño De Estructuras De Concreto Armado. Lima : Capitulo de Ingenieria Civil, 1996.
11. **Sanchez, Natividad.** Criterios Estructurales para la Enseñanza a los Alumnos de Arquitectura. Lima : s.n., 2006.
12. **San Bartolomé, Angel.** Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E 0.70 Albañilería (Informe Final). 2005.
13. [En línea] 27 de Setiembre de 2012. [Citado el: 12 de Marzo de 2018.] <https://enriquealario.com/dinteles-en-edificacion/>.
14. **Morales, Roberto.** Diseño en Concreto Armado. Lima : ICG, 2014.
15. **Harmsen, Teodoro.** Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2005. 9786123172978.
16. **Ferguson, Phil.** Fundamentos del Concreto Reforzado. Mexico : Compañía Editorial Continental, 1987. 9789682604195.
17. Importancia del Metodo de Coeficientes del ACI en el Diseño de Losas Continuas de Concreto Armado. **Sanchez, Natividad, Lermo, Carlos y Ochoa, Jeysi.** Huancayo : s.n., 2016, Revista Ingenium, Vol. 1. 25191403.
18. Estudio Experimental de los Dos Criterios del ACI Empleados para Confinar los Bordes de Muros de Concreto Armado. **San Bartolomé, Angel, Rojas , Luis y Koo, José.** s.l. : Pontificia Universidad Católica del Perú.
19. **Nilson, Arthur.** Diseño de Concreto Armado. Lima : McGraw-Hill, 2001. 958600953X.
20. **Chukin, Frank.** Diseño de un Edificio Multifamiliar de Concreto Armado. Lima : PUCP, 2007.
21. **Maco, Hilton.** Analisis y Diseño de una Edificación Multifamiliar de Siete Pisos con Muros de Ductilidad Limitada. Lima : PUCP, 2014.
22. **Terzaghi, Karl y Peck, Ralph.** Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. s.l. : El Ateneo, 1973. 8470210203.
23. **Bazán, Enrique y Meli, Roberto.** Diseño Sismico de Edificios. Mexico : Limusa, 1999. 9789681853495.
24. **Pizarro, Joel.** Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Cinco Niveles. Lima : PUCP, 2011.
25. **RNE. 2009.** Reglamento nacional de edificaciones. Lima: Editorial Macro, 2009.

ANEXOS

ANEXO 1: METRADOS DE ESTRUCTURA

A.1.1.- Metrado de losa maciza del bloque 2

Se tiene losas macizas de 10 cm, se muestra el metrado para carga viva y muerta, en los pisos típicos (1er al 5to piso) y azotea.

Tabla A.1. 1: Metrado de Losa Típica – Bloque 2

LOSA TÍPICA				
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Total Carga (Ton/m)
Peso Propio	2.4	0.10	1	0.240
Piso Terminado	0.1		1	0.100
			WD	0.340
Sobrecarga	0.2		1	0.200
			WL	0.200

$$\omega_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$LOSA TÍPICA: \omega_u = 1.4 * 0.340 + 1.7 * 0.20 = \mathbf{0.816 ton/m}$$

Tabla A.1. 2: Metrado de Losa de Azotea – Bloque 2

LOSA AZOTEA				
	P.U.	Espesor (m)	Ancho (m)	Total Carga
Peso Propio	2.4	0.10	1	0.240
Piso Terminado	0.1		1	0.100
			WD	0.340
Sobrecarga	0.1		1	0.100
			WL	0.100

$$\omega_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$LOSA AZOTEA: \omega_u = 1.4 * 0.340 + 1.7 * 0.10 = \mathbf{0.646 ton/m}$$

A.1.2.- Metrado de vigas del bloque 1 y 2

A continuación, se muestran los metrados:

Tabla A.1. 3: Metrado de Vigas del Eje 1 - Bloque 1

Viga V1 entre A y B				
	P.U.	h	a	Total
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060
Losa Maciza	2.400	0.12	0.77	0.223
Piso Terminado	0.100		0.77	0.077
				0.360
Sobrecarga	0.200		0.77	0.155
				0.155
				0.767
Viga V1 entre C y D				
	P.U.	h	a	Total

Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	0.83	0.239	
Piso Terminado	0.100		0.83	0.083	
Carga muerta				0.382	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.83	0.166	
Carga viva				0.166	ton /m
Carga ultima (1.4 CM + 1.7 CV)				0.818	ton /m

Tabla A.1. 4: Metrado de Vigas del Eje 2 - bloque 1

Viga V2 entre B y C					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.10	0.318	
Piso Terminado	0.100		1.20	0.120	
Carga muerta				0.498	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.20	0.241	
Carga viva				0.241	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.107	ton /m
Viga V2 entre C y D					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.28	0.370	
Piso Terminado	0.100		1.38	0.138	
Carga muerta				0.568	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.38	0.277	
Carga viva				0.277	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.266	ton /m

Tabla A.1. 5: Metrado de Vigas del eje 3 - Bloque 1

Viga eje V3 entre B y C					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.41	0.406	
Piso Terminado	0.100		1.51	0.151	
Carga muerta				0.618	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.51	0.302	
Carga viva				0.302	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.378	ton /m
Viga V3' entre C y D					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.10	0.316	
Piso Terminado	0.100		1.20	0.120	
Carga muerta				0.496	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.20	0.240	
Carga viva				0.240	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.102	ton /m

Tabla A.1. 6: Metrado de Viga del eje A - Bloque 1

Viga VA entre 2 y 3 - 5 y 6				
------------------------------------	--	--	--	--

	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	0.60	0.174	
Piso Terminado	0.100		0.60	0.060	
	Carga muerta			0.295	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.60	0.121	
	Carga viva			0.121	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			0.618	ton /m
Viga VA entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.35	0.1	0.084	
Losa Maciza	2.400	0.12	2.45	0.704	
Piso Terminado	0.100		2.55	0.255	
	Carga muerta			1.055	ton /m
Sobrecarga	0.200		2.55	0.509	
	Carga viva			0.509	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			2.326	ton /m

Tabla A.1. 7: Metrado de Vigas del eje B - Bloque 1

Viga VB entre 1 y 2 - 6 y 7					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.21	0.348	
Piso Terminado	0.100		1.31	0.131	
	Carga muerta			0.539	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.31	0.262	
	Carga viva			0.262	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			1.201	ton /m
Viga VB entre 2 y 3 - 5 y 6					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.03	0.296	
Piso Terminado	0.100		1.13	0.113	
	Carga muerta			0.469	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.13	0.226	
	Carga viva			0.226	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			1.041	ton /m

Tabla A.1. 8: Metrado de Vigas del eje C - Bloque 1

Viga VC entre 2 y 3 - 5 y 6					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	0.68	0.197	
Piso Terminado	0.100		0.78	0.078	
	Carga muerta			0.335	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.78	0.156	
	Carga viva			0.156	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			0.735	ton /m
Viga VC entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	

Losa Maciza	2.400	0.12	1.81	0.521	
Piso Terminado	0.100		1.91	0.191	
Carga muerta				0.772	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.91	0.382	
Carga viva				0.382	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.729	ton /m
Viga VC' entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	1.46	0.421	
Piso Terminado	0.100		1.56	0.156	
Carga muerta				0.637	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.56	0.313	
Carga viva				0.313	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				1.424	ton /m

Tabla A.1. 9: Metrado de Vigas del eje D - Bloque 1

Viga VD' entre 2 y 3 - 5 y 6					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	0.35	0.100	
Peso Tabiquería	1.800	1.3	0.10	0.234	
Piso Terminado	0.100		0.35	0.035	
Carga muerta				0.429	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.35	0.070	
Carga viva				0.070	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				0.720	ton /m
Viga VD 1 entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.1	0.27	0.065	
Peso Tabiquería	1.800	1	0.10	0.180	
Piso Terminado	0.100		0.27	0.027	
Carga muerta				0.333	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.27	0.055	
Carga viva				0.055	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				0.559	ton /m
Viga VD 2 entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.12	0.35	0.100	
Peso Tabiquería	1.800	1	0.10	0.180	
Piso Terminado	0.100		0.35	0.035	
Carga muerta				0.375	ton /m
Sobrecarga	0.200		0.35	0.070	
Carga viva				0.070	ton /m
Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)				0.644	ton /m
Viga VD 3 entre 3 y 4 - 4 y 5					
	P.U.	h	a	Total	
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060	
Losa Maciza	2.400	0.1	0.27	0.065	
Piso Terminado	0.100		0.37	0.037	

	Carga muerta		0.163	ton /m
Sobrecarga	0.200	0.37	0.075	
	Carga viva		0.075	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)		0.355	ton /m

Tabla A.1. 10: Metrado de Viga de la escalera - Bloque 2

Viga VE				
Peso Propio	2.400	0.2	0.15	0.072
Losa Maciza	2.400	0.1	1.38	0.332
Piso Terminado	0.100		1.53	0.153
Escalera				1.845
	Carga muerta		2.402	ton /m
Sobrecarga	0.200		1.53	0.306
s/c escalera				1.080
	Carga viva		1.386	ton /m
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)		5.719	ton /m

Tabla A.1. 11: Metrado de Viga del eje 4 - Bloque 2

Viga V4				
	P.U.	h	a	Total
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060
Losa Maciza	2.400	0.1	0.35	0.084
Piso Terminado	0.100		0.45	0.045
	Carga muerta			0.189
Sobrecarga	0.200		0.45	0.090
	Carga viva			0.090
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			0.418

Tabla A.1. 12: Metrado de Viga del eje 5 - Bloque 2

Viga V5				
	P.U.	h	a	Total
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060
Losa Maciza	2.400	0.1	1.03	0.248
Piso Terminado	0.100		1.13	0.113
	Carga muerta			0.421
Sobrecarga	0.200		1.13	0.226
	Carga viva			0.226
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			0.974

Tabla A.1. 13: Metrado de Viga 6 - Bloque 2

Viga V6				
	P.U.	h	a	Total
Peso Propio	2.400	0.25	0.1	0.060
Losa Maciza	2.400	0.1	0.75	0.180
Piso Terminado	0.100		0.85	0.085
	Carga muerta			0.325
Sobrecarga	0.200		0.85	0.170
	Carga viva			0.170
	Carga última (1.4 CM + 1.7 CV)			0.744

ANEXO 2: RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

A.2.1.- Muro M-01

Del análisis sísmico (Tablas A.2.1 y A.2.2) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 1: Cargas por nivel del Muro M-01

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	8.47	2.42	0.74	3.60	1.29
	VIVA (CV)	1.19	0.99	0.37	1.34	0.52
	SISMO XX (SX)	4.43	6.91	1.13	6.76	1.87
	SISMO YY (SY)	2.06	1.37	1.93	3.82	7.80
5	MUERTA (CM)	16.29	2.14	0.75	5.27	1.98
	VIVA (CV)	3.33	0.94	0.36	2.00	0.78
	SISMO XX (SX)	10.34	9.92	1.93	17.20	5.32
	SISMO YY (SY)	4.36	2.50	5.10	4.92	8.03
4	MUERTA (CM)	24.02	1.99	0.70	6.75	2.59
	VIVA (CV)	5.44	0.89	0.35	2.59	1.02
	SISMO XX (SX)	16.40	12.39	2.77	32.58	10.72
	SISMO YY (SY)	6.90	4.76	8.71	10.29	15.37
3	MUERTA (CM)	31.62	1.80	0.63	8.04	3.10
	VIVA (CV)	7.50	0.82	0.32	3.10	1.21
	SISMO XX (SX)	22.32	14.09	3.49	52.02	17.83
	SISMO YY (SY)	9.56	6.99	11.90	22.93	34.31
2	MUERTA (CM)	39.02	1.50	0.50	8.99	3.38
	VIVA (CV)	9.50	0.70	0.25	3.44	1.29
	SISMO XX (SX)	27.63	15.05	4.09	75.06	26.46
	SISMO YY (SY)	12.07	8.84	14.98	41.01	62.25
1	MUERTA (CM)	48.03	0.57	0.21	8.91	3.33
	VIVA (CV)	11.40	0.27	0.11	3.27	1.19
	SISMO XX (SX)	31.61	14.64	2.83	118.76	35.94
	SISMO YY (SY)	14.04	6.52	17.73	63.07	121.79

Tabla A.2 2: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 01

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T Ton.m	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	86.62	-1.25	-0.47	1.09	-18.03	-6.68
	1.25(CM+CV)+SISXX	105.90	13.59	2.44	11.44	103.54	30.29
	1.25(CM+CV)-SISXX	42.68	-15.69	-3.22	-9.62	-133.99	-41.58
	0.9CM+SISXX	74.84	14.12	2.65	10.97	110.75	32.94
	0.9CM-SISXX	11.62	-15.15	-3.02	-10.09	-126.78	-38.93
	1.25(CM+CV)+SISYY	88.33	5.47	17.34	21.66	47.85	106.68
	1.25(CM+CV)-SISYY	60.25	-7.57	-18.12	-19.84	-78.30	-117.97
	0.9CM+SISYY	57.27	6.00	17.54	21.19	55.05	109.33
	0.9CM-SISYY	29.19	-7.03	-17.92	-20.31	-71.09	-115.32
2	1.4CM+1.7CV	70.77	-3.29	-1.13	2.63	-18.44	-6.93
	1.25(CM+CV)+SISXX	88.28	12.30	3.15	14.16	59.52	20.62

	1.25(CM+CV)-SISXX	33.02	-17.80	-5.03	-9.76	-90.60	-32.30
	0.9CM+SISXX	62.75	13.70	3.64	13.03	66.97	23.42
	0.9CM-SISXX	7.49	-16.40	-4.54	-10.89	-83.15	-29.50
	1.25(CM+CV)+SISYY	72.72	6.10	14.04	20.37	25.47	56.41
	1.25(CM+CV)-SISYY	48.58	-11.59	-15.92	-15.97	-56.55	-68.09
	0.9CM+SISYY	47.19	7.49	14.53	19.24	32.92	59.21
	0.9CM-SISYY	23.05	-10.20	-15.43	-17.10	-49.10	-65.30
	1.4CM+1.7CV	45.66	-3.91	-1.42	3.25	-16.53	-6.40
	1.25(CM+CV)+SISXX	62.87	10.81	2.31	13.60	38.09	12.44
	1.25(CM+CV)-SISXX	18.23	-17.36	-4.68	-8.16	-65.95	-23.22
	0.9CM+SISXX	50.78	12.47	2.92	12.21	44.78	15.04
3	0.9CM-SISXX	6.13	-15.71	-4.06	-9.55	-59.25	-20.62
	1.25(CM+CV)+SISYY	50.11	3.71	10.71	16.79	9.00	28.92
	1.25(CM+CV)-SISYY	30.99	-10.26	-13.08	-11.35	-36.86	-39.70
	0.9CM+SISYY	38.02	5.37	11.33	15.40	15.69	31.52
	0.9CM-SISYY	18.89	-8.61	-12.47	-12.74	-30.16	-37.10
	1.4CM+1.7CV	42.87	-4.31	-1.57	3.60	-13.86	-5.37
	1.25(CM+CV)+SISXX	53.23	8.79	1.46	12.28	20.89	6.20
	1.25(CM+CV)-SISXX	20.42	-16.00	-4.09	-6.26	-44.26	-15.24
	0.9CM+SISXX	38.02	10.60	2.14	10.75	26.50	8.38
4	0.9CM-SISXX	7.58	-14.19	-3.41	-7.79	-38.65	-13.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	53.23	1.16	7.40	12.76	-1.40	10.85
	1.25(CM+CV)-SISYY	20.42	-8.37	-10.03	-6.74	-21.97	-19.89
	0.9CM+SISYY	38.02	2.97	8.08	11.22	4.21	13.03
	0.9CM-SISYY	5.22	-6.55	-9.35	-8.27	-16.36	-17.70
	1.4CM+1.7CV	28.46	-4.59	-1.67	3.84	-10.77	-4.11
	1.25(CM+CV)+SISXX	34.87	6.08	0.54	10.33	8.11	1.86
	1.25(CM+CV)-SISXX	14.18	-13.77	-3.32	-3.91	-26.28	-8.78
	0.9CM+SISXX	25.01	8.00	1.25	8.71	12.45	3.53
5	0.9CM-SISXX	4.32	-11.84	-2.61	-5.53	-21.94	-7.10
	1.25(CM+CV)+SISYY	28.88	-1.35	3.70	8.35	-4.17	4.57
	1.25(CM+CV)-SISYY	20.16	-6.34	-6.49	-1.93	-14.00	-11.49
	0.9CM+SISYY	19.02	0.58	4.42	6.73	0.17	6.25
	0.9CM-SISYY	10.30	-4.42	-5.77	-3.55	-9.66	-9.82
	1.4CM+1.7CV	13.89	-5.07	-1.67	4.05	-7.31	-2.70
	1.25(CM+CV)+SISXX	16.51	2.65	-0.27	8.09	0.60	-0.40
	1.25(CM+CV)-SISXX	7.65	-11.18	-2.52	-1.30	-12.93	-4.14
	0.9CM+SISXX	12.05	4.73	0.46	6.38	3.53	0.70
6	0.9CM-SISXX	3.19	-9.09	-1.79	-3.01	-10.00	-3.03
	1.25(CM+CV)+SISYY	14.14	-2.89	0.54	6.50	-2.35	5.53
	1.25(CM+CV)-SISYY	10.02	-5.63	-3.32	0.29	-9.99	-10.07
	0.9CM+SISYY	9.68	-0.81	1.26	4.79	0.59	6.63
	0.9CM-SISYY	5.56	-3.55	-2.60	-1.41	-7.06	-8.96

A.2.2.- Muro M-02

Del análisis sísmico (Tablas A.2.3 y A.2.4) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 3: Cargas por piso del muro M – 02

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	7.72	1.29	0.05	1.93	0.20
	VIVA (CV)	0.70	0.33	0.09	0.63	0.13

	SISMO XX (SX)	0.68	3.24	1.93	4.05	2.06
	SISMO YY (SY)	4.82	0.62	2.03	1.11	1.69
5	MUERTA (CM)	13.82	0.97	0.04	3.62	0.06
	VIVA (CV)	2.12	0.32	0.12	1.23	0.12
	SISMO XX (SX)	1.77	7.50	1.76	13.53	2.54
4	SISMO YY (SY)	11.49	1.69	4.14	4.11	3.30
	MUERTA (CM)	19.93	0.88	0.10	5.14	0.04
	VIVA (CV)	3.54	0.31	0.12	1.83	0.11
3	SISMO XX (SX)	2.96	10.41	1.84	29.66	3.08
	SISMO YY (SY)	18.69	2.89	5.55	10.24	7.32
	MUERTA (CM)	26.07	0.81	0.14	6.58	0.04
2	VIVA (CV)	4.97	0.30	0.13	2.42	0.10
	SISMO XX (SX)	4.18	12.62	1.82	51.25	3.63
	SISMO YY (SY)	26.12	3.89	6.63	18.95	13.93
1	MUERTA (CM)	32.23	0.71	0.20	7.91	0.10
	VIVA (CV)	6.40	0.26	0.16	2.98	0.13
	SISMO XX (SX)	5.32	14.66	1.65	78.51	4.17
	SISMO YY (SY)	33.17	4.62	7.45	29.61	23.08
	MUERTA (CM)	40.29	0.29	0.06	8.77	0.20
	VIVA (CV)	7.85	0.11	0.05	3.36	0.06
	SISMO XX (SX)	6.26	17.59	0.63	137.15	3.80
	SISMO YY (SY)	38.69	3.76	8.62	42.93	47.94

Tabla A.2 4: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 02

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	69.75	-0.58	-0.16	-0.12	-17.98	0.38
	1.25(CM+CV)+SISXX	65.50	17.09	0.50	3.94	121.99	4.12
	1.25(CM+CV)-SISXX	53.91	-18.08	-0.76	-4.14	-152.31	-3.47
	0.9CM+SISXX	42.52	17.33	0.58	3.99	129.26	3.98
	0.9CM-SISXX	30.00	-17.84	-0.68	-4.09	-145.04	-3.62
	1.25(CM+CV)+SISYY	98.86	3.27	8.48	2.15	27.77	48.27
	1.25(CM+CV)-SISYY	21.48	-4.26	-8.75	-2.35	-58.09	-47.62
	0.9CM+SISYY	74.95	3.51	8.56	2.20	35.04	48.12
	0.9CM-SISYY	-2.43	-4.02	-8.67	-2.30	-50.82	-47.77
2	1.4CM+1.7CV	56.01	-1.44	-0.55	-0.33	-16.14	-0.36
	1.25(CM+CV)+SISXX	53.62	13.44	1.20	3.55	64.90	3.88
	1.25(CM+CV)-SISXX	42.97	-15.87	-2.10	-4.11	-92.12	-4.46
	0.9CM+SISXX	34.33	14.02	1.47	3.67	71.39	4.08
	0.9CM-SISXX	23.69	-15.30	-1.83	-3.98	-85.63	-4.26
	1.25(CM+CV)+SISYY	81.46	3.40	7.00	1.81	16.00	22.79
	1.25(CM+CV)-SISYY	15.13	-5.84	-7.90	-2.37	-43.22	-23.37
	0.9CM+SISYY	62.18	3.98	7.26	1.94	22.49	22.98
	0.9CM-SISYY	-4.16	-5.26	-7.63	-2.24	-36.73	-23.17
3	1.4CM+1.7CV	37.00	-1.64	-0.42	-0.40	-13.34	-0.24
	1.25(CM+CV)+SISXX	37.14	11.24	1.47	3.12	39.99	3.45
	1.25(CM+CV)-SISXX	28.77	-14.01	-2.16	-3.80	-62.51	-3.81
	0.9CM+SISXX	27.64	11.90	1.69	3.28	45.33	3.59
	0.9CM-SISXX	19.28	-13.35	-1.94	-3.65	-57.17	-3.67
	1.25(CM+CV)+SISYY	59.08	2.51	6.29	1.46	7.70	13.74
	1.25(CM+CV)-SISYY	6.83	-5.28	-6.97	-2.14	-30.21	-14.11
	0.9CM+SISYY	49.58	3.16	6.50	1.61	13.03	13.89
	0.9CM-SISYY	-2.66	-4.62	-6.76	-1.98	-24.88	-13.96
4	1.4CM+1.7CV	33.92	-1.76	-0.35	-0.45	-10.30	-0.24
	1.25(CM+CV)+SISXX	32.30	8.92	1.56	2.63	20.95	2.90

	1.25(CM+CV)-SISXX	26.37	-11.89	-2.12	-3.40	-38.37	-3.27
	0.9CM+SISXX	20.90	9.62	1.75	2.80	25.04	3.05
	0.9CM-SISXX	-20.75	-11.19	-1.93	-3.22	-34.28	-3.12
	1.25(CM+CV)+SISYY	32.30	1.41	5.27	1.01	1.53	7.14
	1.25(CM+CV)-SISYY	26.37	-4.38	-5.83	-1.78	-18.94	-7.50
	0.9CM+SISYY	20.90	2.10	5.46	1.18	5.61	7.28
	0.9CM-SISYY	14.97	-3.68	-5.64	-1.61	-14.86	-7.35
	1.4CM+1.7CV	22.95	-1.91	-0.26	-0.50	-7.16	-0.29
	1.25(CM+CV)+SISXX	21.69	5.88	1.56	1.92	7.47	2.31
	1.25(CM+CV)-SISXX	18.15	-9.11	-1.96	-2.77	-19.59	-2.77
	0.9CM+SISXX	14.21	6.62	1.72	2.11	10.27	2.48
5	0.9CM-SISXX	10.66	-8.37	-1.80	-2.59	-16.79	-2.59
	1.25(CM+CV)+SISYY	31.41	0.07	3.93	0.48	-1.95	3.08
	1.25(CM+CV)-SISYY	8.43	-3.31	-4.34	-1.34	-10.17	-3.53
	0.9CM+SISYY	23.93	0.81	4.10	0.67	0.85	3.25
	0.9CM-SISYY	0.95	-2.56	-4.18	-1.15	-7.37	-3.36
	1.4CM+1.7CV	12.00	-2.36	-0.24	-0.67	-3.76	-0.51
	1.25(CM+CV)+SISXX	11.20	1.22	1.75	0.90	0.86	1.65
	1.25(CM+CV)-SISXX	9.85	-5.26	-2.12	-2.05	-7.25	-2.48
	0.9CM+SISXX	7.63	2.08	1.88	1.14	2.32	1.88
6	0.9CM-SISXX	6.27	-4.40	-1.98	-1.82	-5.79	-2.25
	1.25(CM+CV)+SISYY	15.35	-1.40	1.85	-0.23	-2.08	1.27
	1.25(CM+CV)-SISYY	5.70	-2.64	-2.22	-0.92	-4.30	-2.10
	0.9CM+SISYY	11.77	-0.54	1.99	0.01	-0.62	1.50
	0.9CM-SISYY	2.13	-1.78	-2.08	-0.69	-2.85	-1.87

A.2.3.- Muro M-03

Del análisis sísmico (Tablas A.2.5 y A.2.6) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 5: Cargas por piso del muro M – 03

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	5.98	0.49	0.28	0.57	0.16
	VIVA (CV)	0.36	0.07	0.13	0.12	0.09
	SISMO XX (SX)	2.78	1.16	0.63	1.60	0.89
	SISMO YY (SY)	5.68	1.99	1.74	7.33	1.45
5	MUERTA (CM)	10.06	0.31	0.11	0.80	0.52
	VIVA (CV)	1.19	0.06	0.13	0.23	0.06
	SISMO XX (SX)	7.00	1.51	1.83	2.70	3.03
	SISMO YY (SY)	14.29	6.89	2.99	8.09	3.26
4	MUERTA (CM)	14.21	0.28	0.13	1.04	0.88
	VIVA (CV)	2.03	0.06	0.13	0.33	0.21
	SISMO XX (SX)	11.28	1.94	2.45	4.65	6.47
	SISMO YY (SY)	24.41	10.91	4.55	16.37	7.83
3	MUERTA (CM)	18.46	0.24	0.14	1.27	1.25
	VIVA (CV)	2.89	0.05	0.13	0.43	0.37
	SISMO XX (SX)	15.46	2.24	2.90	7.30	10.87
	SISMO YY (SY)	35.60	14.38	5.81	34.97	15.43
2	MUERTA (CM)	22.84	0.21	0.17	1.51	1.60
	VIVA (CV)	3.79	0.05	0.14	0.55	0.52
	SISMO XX (SX)	19.21	2.51	3.15	10.85	15.92
	SISMO YY (SY)	46.82	17.58	6.96	62.16	26.29

1	MUERTA (CM)	28.92	0.07	0.06	1.65	2.22
	VIVA (CV)	4.76	0.01	0.05	0.66	0.85
	SISMO XX (SX)	21.96	2.38	4.68	16.57	30.90
	SISMO YY (SY)	56.32	20.13	5.07	123.96	40.71

Tabla A.2 6: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 03

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	48.58	0.11	-0.16	-0.04	3.43	4.56
	1.25(CM+CV)+SISXX	61.31	2.48	4.55	3.23	19.45	34.75
	1.25(CM+CV)-SISXX	20.14	-2.28	-4.81	-3.29	-13.69	-27.06
	0.9CM+SISXX	47.99	2.44	4.63	3.26	18.05	32.90
	0.9CM-SISXX	4.06	-2.32	-4.73	-3.26	-15.09	-28.90
	1.25(CM+CV)+SISYY	98.42	20.23	4.94	10.93	126.84	44.55
	1.25(CM+CV)-SISYY	-14.22	-20.04	-5.20	-10.99	-121.08	-36.86
	0.9CM+SISYY	82.35	20.19	5.02	10.96	125.44	42.71
	0.9CM-SISYY	-30.29	-20.07	-5.12	-10.96	-122.48	-38.71
	2	1.4CM+1.7CV	38.43	0.37	-0.46	-0.08	3.05
1.25(CM+CV)+SISXX		52.50	2.83	2.77	2.33	13.43	18.58
1.25(CM+CV)-SISXX		14.09	-2.20	-3.53	-2.44	-8.28	-13.26
0.9CM+SISXX		39.77	2.70	3.00	2.40	12.21	17.36
0.9CM-SISXX		1.35	-2.33	-3.30	-2.38	-9.50	-14.47
1.25(CM+CV)+SISYY		80.12	17.90	6.58	11.11	64.73	28.95
1.25(CM+CV)-SISYY		-13.52	-17.26	-7.34	-11.22	-59.58	-23.63
0.9CM+SISYY		67.38	17.77	6.81	11.17	63.52	27.73
0.9CM-SISYY		-26.26	-17.39	-7.11	-11.16	-60.80	-24.85
3		1.4CM+1.7CV	25.76	0.43	-0.42	-0.06	2.51
	1.25(CM+CV)+SISXX	38.47	2.61	2.56	2.02	9.43	12.89
	1.25(CM+CV)-SISXX	7.55	-1.87	-3.24	-2.10	-5.17	-8.84
	0.9CM+SISXX	32.08	2.46	2.77	2.08	8.44	11.99
	0.9CM-SISXX	1.16	-2.02	-3.02	-2.04	-6.16	-9.74
	1.25(CM+CV)+SISYY	58.61	14.75	5.47	9.19	37.09	17.46
	1.25(CM+CV)-SISYY	-12.59	-14.01	-6.15	-9.26	-32.84	-13.40
	0.9CM+SISYY	52.22	14.60	5.68	9.24	36.11	16.56
	0.9CM-SISYY	-18.98	-14.16	-5.94	-9.21	-33.82	-14.30
	4	1.4CM+1.7CV	23.34	0.48	-0.40	-0.04	2.01
1.25(CM+CV)+SISXX		31.57	2.36	2.13	1.63	6.36	7.84
1.25(CM+CV)-SISXX		9.02	-1.53	-2.77	-1.67	-2.94	-5.10
0.9CM+SISXX		24.07	2.19	2.34	1.68	5.58	7.27
0.9CM-SISXX		-43.53	-1.70	-2.57	-1.62	-3.71	-5.68
1.25(CM+CV)+SISYY		31.57	11.33	4.23	7.08	18.08	9.20
1.25(CM+CV)-SISYY		9.02	-10.50	-4.88	-7.13	-14.66	-6.46
0.9CM+SISYY		24.07	11.16	4.44	7.14	17.31	8.63
0.9CM-SISYY		1.51	-10.67	-4.67	-7.08	-15.44	-7.04
5		1.4CM+1.7CV	16.10	0.54	-0.37	-0.02	1.51
	1.25(CM+CV)+SISXX	21.05	1.97	1.53	1.13	3.98	3.76
	1.25(CM+CV)-SISXX	7.06	-1.05	-2.13	-1.14	-1.41	-2.30
	0.9CM+SISXX	16.05	1.79	1.73	1.17	3.42	3.50
	0.9CM-SISXX	2.05	-1.23	-1.93	-1.09	-1.97	-2.56
	1.25(CM+CV)+SISYY	28.34	7.35	2.69	4.57	9.37	3.99
	1.25(CM+CV)-SISYY	-0.23	-6.42	-3.29	-4.58	-6.80	-2.53
	0.9CM+SISYY	23.34	7.16	2.89	4.61	8.81	3.73
	0.9CM-SISYY	-5.24	-6.61	-3.09	-4.53	-7.37	-2.79
	6	1.4CM+1.7CV	8.99	0.80	-0.61	-0.03	1.01
1.25(CM+CV)+SISXX		10.72	1.86	0.12	0.38	2.46	0.98

1.25(CM+CV)-SISXX	5.15	-0.47	-1.14	-0.40	-0.73	-0.81
0.9CM+SISXX	8.17	1.60	0.38	0.43	2.11	1.03
0.9CM-SISXX	2.60	-0.73	-0.88	-0.35	-1.08	-0.75
1.25(CM+CV)+SISYY	13.61	2.69	1.24	1.68	8.20	1.53
1.25(CM+CV)-SISYY	2.25	-1.30	-2.25	-1.69	-6.47	-1.36
0.9CM+SISYY	11.07	2.43	1.49	1.73	7.85	1.59
0.9CM-SISYY	-0.29	-1.56	-1.99	-1.64	-6.82	-1.31

A.2.4.- Muro M-04

Del análisis sísmico (Tablas A.2.7 y A.2.8) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 7: Cargas por piso del muro M – 04

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	8.28	0.90	0.23	2.36	0.43
	VIVA (CV)	0.85	0.17	0.05	0.47	0.00
	SISMO XX (SX)	2.00	5.38	1.41	5.63	1.53
	SISMO YY (SY)	0.88	1.31	8.14	3.66	4.21
5	MUERTA (CM)	15.92	0.73	0.06	4.12	0.94
	VIVA (CV)	2.47	0.16	0.07	1.21	0.22
	SISMO XX (SX)	3.47	8.69	2.36	16.68	4.97
	SISMO YY (SY)	1.03	1.17	12.51	4.40	9.98
4	MUERTA (CM)	23.46	0.68	0.07	5.86	1.46
	VIVA (CV)	4.08	0.15	0.08	1.95	0.44
	SISMO XX (SX)	4.77	11.14	3.14	33.29	10.21
	SISMO YY (SY)	1.61	2.34	16.22	5.71	20.20
3	MUERTA (CM)	30.92	0.61	0.10	7.61	1.98
	VIVA (CV)	5.67	0.14	0.09	2.71	0.67
	SISMO XX (SX)	5.84	12.93	3.81	54.64	17.13
	SISMO YY (SY)	2.57	3.67	18.89	13.32	35.09
2	MUERTA (CM)	38.25	0.51	0.15	9.32	2.47
	VIVA (CV)	7.21	0.12	0.11	3.49	0.89
	SISMO XX (SX)	6.58	14.06	4.27	80.03	25.43
	SISMO YY (SY)	3.76	4.93	20.47	25.79	54.84
1	MUERTA (CM)	47.77	0.19	0.06	10.79	3.23
	VIVA (CV)	8.68	0.04	0.05	4.24	1.28
	SISMO XX (SX)	6.96	14.09	3.50	126.02	36.73
	SISMO YY (SY)	5.05	3.95	19.92	42.53	104.52

Tabla A.2 8: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 04

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	81.63	-0.33	0.16	-0.11	-22.32	-6.71
	1.25(CM+CV)+SISXX	77.14	13.80	3.63	7.28	107.23	31.08
	1.25(CM+CV)-SISXX	63.60	-14.38	-3.37	-7.44	-144.82	-42.37
	0.9CM+SISXX	49.95	13.92	3.56	7.34	116.31	33.82
	0.9CM-SISXX	36.03	-14.26	-3.45	-7.37	-135.74	-39.64
	1.25(CM+CV)+SISYY	75.61	3.67	20.06	16.04	23.74	98.87
	1.25(CM+CV)-SISYY	65.51	-4.24	-19.79	-16.21	-61.32	-110.16
	0.9CM+SISYY	48.04	3.78	19.98	16.11	32.81	101.61

	0.9CM-SISYY	37.94	-4.12	-19.87	-16.14	-52.24	-107.43
	1.4CM+1.7CV	65.82	-0.91	0.40	-0.27	-18.98	-4.96
	1.25(CM+CV)+SISXX	63.41	13.28	4.60	8.51	64.02	21.24
	1.25(CM+CV)-SISXX	50.26	-14.84	-3.94	-8.93	-96.05	-29.63
	0.9CM+SISXX	41.00	13.60	4.41	8.68	71.64	23.21
2	0.9CM-SISXX	27.85	-14.52	-4.13	-8.75	-88.42	-27.65
	1.25(CM+CV)+SISYY	60.59	4.15	20.79	14.09	9.78	50.65
	1.25(CM+CV)-SISYY	53.08	-5.72	-20.14	-14.51	-41.80	-59.03
	0.9CM+SISYY	38.18	4.48	20.60	14.26	17.40	52.62
	0.9CM-SISYY	30.67	-5.39	-20.33	-14.33	-34.18	-57.06
	1.4CM+1.7CV	43.51	-1.08	0.30	-0.06	-15.25	-3.91
	1.25(CM+CV)+SISXX	44.65	12.00	4.05	7.88	41.75	13.81
	1.25(CM+CV)-SISXX	32.98	-13.86	-3.57	-7.93	-67.53	-20.44
	0.9CM+SISXX	33.66	12.38	3.90	7.97	47.79	15.34
3	0.9CM-SISXX	21.99	-13.48	-3.72	-7.83	-61.49	-18.91
	1.25(CM+CV)+SISYY	41.39	2.75	19.13	11.97	0.43	31.77
	1.25(CM+CV)-SISYY	36.24	-4.60	-18.65	-12.02	-26.21	-38.40
	0.9CM+SISYY	30.40	3.13	18.97	12.06	6.47	33.30
	0.9CM-SISYY	25.25	-4.22	-18.80	-11.93	-20.16	-36.87
	1.4CM+1.7CV	39.79	-1.20	0.24	0.07	-11.53	-2.80
	1.25(CM+CV)+SISXX	39.21	10.10	3.33	6.85	23.52	7.83
	1.25(CM+CV)-SISXX	29.66	-12.17	-2.95	-6.68	-43.06	-12.59
	0.9CM+SISXX	25.89	10.53	3.20	6.89	28.01	8.89
4	0.9CM-SISXX	16.07	-11.74	-3.08	-6.64	-38.57	-11.53
	1.25(CM+CV)+SISYY	39.21	1.31	16.40	9.56	-4.06	17.82
	1.25(CM+CV)-SISYY	29.66	-3.37	-16.03	-9.39	-15.48	-22.58
	0.9CM+SISYY	25.89	1.73	16.28	9.60	0.43	18.88
	0.9CM-SISYY	16.34	-2.95	-16.15	-9.35	-10.99	-21.52
	1.4CM+1.7CV	26.49	-1.30	0.20	0.16	-7.82	-1.69
	1.25(CM+CV)+SISXX	26.45	7.57	2.52	5.46	10.02	3.52
	1.25(CM+CV)-SISXX	19.52	-9.81	-2.21	-5.13	-23.34	-6.42
	0.9CM+SISXX	17.79	8.03	2.41	5.47	12.98	4.13
5	0.9CM-SISXX	10.86	-9.35	-2.31	-5.12	-20.38	-5.81
	1.25(CM+CV)+SISYY	24.01	0.05	12.67	6.66	-2.26	8.53
	1.25(CM+CV)-SISYY	21.96	-2.28	-12.36	-6.33	-11.06	-11.43
	0.9CM+SISYY	15.35	0.51	12.56	6.66	0.69	9.14
	0.9CM-SISYY	13.30	-1.82	-12.46	-6.32	-8.10	-10.82
	1.4CM+1.7CV	13.03	-1.56	0.42	-0.01	-4.10	-0.60
	1.25(CM+CV)+SISXX	13.41	4.04	1.77	3.95	2.09	1.00
	1.25(CM+CV)-SISXX	9.40	-6.72	-1.05	-3.96	-9.16	-2.07
	0.9CM+SISXX	9.45	4.56	1.63	3.98	3.50	1.14
6	0.9CM-SISXX	5.45	-6.19	-1.20	-3.93	-7.75	-1.92
	1.25(CM+CV)+SISYY	12.29	-0.03	8.50	2.42	0.13	3.68
	1.25(CM+CV)-SISYY	10.52	-2.66	-7.78	-2.42	-7.19	-4.75
	0.9CM+SISYY	8.33	0.50	8.35	2.44	1.54	3.82
	0.9CM-SISYY	6.57	-2.13	-7.93	-2.39	-5.78	-4.60

A.2.5.- Muro M-05

Del análisis sísmico (Tablas A.2.9 y A.2.10) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 9: Cargas por piso del muro M – 05

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	11.40	0.06	2.89	3.44	2.20
	VIVA (CV)	1.65	0.40	0.83	1.08	0.87
	SISMO XX (SX)	2.97	6.36	0.60	9.27	0.87
	SISMO YY (SY)	5.22	3.84	3.81	3.58	2.25
5	MUERTA (CM)	22.46	0.10	2.06	6.19	1.60
	VIVA (CV)	5.05	0.42	0.80	2.30	0.68
	SISMO XX (SX)	6.59	10.67	0.64	26.45	3.09
	SISMO YY (SY)	11.79	5.80	6.96	9.83	5.57
4	MUERTA (CM)	33.53	0.18	2.06	9.17	1.09
	VIVA (CV)	8.46	0.42	0.78	3.54	0.47
	SISMO XX (SX)	10.08	14.40	1.05	52.19	6.95
	SISMO YY (SY)	18.79	7.99	8.93	20.85	12.41
3	MUERTA (CM)	44.63	0.23	1.97	12.28	0.52
	VIVA (CV)	11.88	0.42	0.76	4.76	0.25
	SISMO XX (SX)	13.27	17.27	1.51	85.06	12.05
	SISMO YY (SY)	25.92	9.72	10.43	36.13	22.62
2	MUERTA (CM)	55.75	0.26	2.03	15.48	0.27
	VIVA (CV)	15.31	0.38	0.78	5.89	0.17
	SISMO XX (SX)	15.93	19.17	1.91	123.52	18.07
	SISMO YY (SY)	32.52	10.61	10.93	54.37	35.04
1	MUERTA (CM)	69.08	0.10	0.68	18.44	2.06
	VIVA (CV)	18.77	0.15	0.26	6.66	0.72
	SISMO XX (SX)	17.73	17.56	1.97	182.61	26.50
	SISMO YY (SY)	37.58	7.15	14.20	75.73	76.41

Tabla A.2 10: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 05

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	128.62	-0.39	-1.39	1.76	-37.14	4.12
	1.25(CM+CV)+SISXX	125.74	17.25	0.79	9.04	151.23	29.99
	1.25(CM+CV)-SISXX	92.08	-17.87	-3.14	-6.07	-213.99	-23.02
	0.9CM+SISXX	79.90	17.47	1.35	8.34	166.01	28.36
	0.9CM-SISXX	44.44	-17.65	-2.58	-6.77	-199.21	-24.64
	1.25(CM+CV)+SISYY	147.39	6.84	13.03	7.22	44.35	79.90
	1.25(CM+CV)-SISYY	72.24	-7.45	-15.37	-4.25	-107.11	-72.92
	0.9CM+SISYY	99.75	7.06	13.59	6.52	59.13	78.27
	0.9CM-SISYY	24.59	-7.23	-14.81	-4.95	-92.33	-74.55
	2	1.4CM+1.7CV	104.08	-1.01	-4.17	4.91	-31.69
1.25(CM+CV)+SISXX		104.76	18.36	-1.61	12.57	96.80	17.52
1.25(CM+CV)-SISXX		72.90	-19.97	-5.42	-4.28	-150.24	-18.62
0.9CM+SISXX		66.10	18.93	0.08	10.61	109.59	17.82
0.9CM-SISXX		34.24	-19.40	-3.73	-6.24	-137.46	-18.31
1.25(CM+CV)+SISYY		121.35	9.80	7.42	13.40	27.65	34.49
1.25(CM+CV)-SISYY		56.30	-11.41	-14.44	-5.11	-81.09	-35.60
0.9CM+SISYY		82.70	10.37	9.11	11.44	40.43	34.80
0.9CM-SISYY		17.65	-10.84	-12.76	-7.07	-68.30	-35.29
3		1.4CM+1.7CV	63.18	-1.03	-4.05	4.43	-25.28
	1.25(CM+CV)+SISXX	69.57	16.46	-1.90	10.84	63.76	11.08
	1.25(CM+CV)-SISXX	43.03	-18.08	-4.92	-3.36	-106.35	-13.02
	0.9CM+SISXX	53.44	17.06	-0.27	9.06	74.00	11.58
	0.9CM-SISXX	26.89	-17.48	-3.29	-5.15	-96.11	-12.52

	1.25(CM+CV)+SISYY	82.22	8.91	7.01	12.03	14.84	21.65
	1.25(CM+CV)-SISYY	30.38	-10.53	-13.84	-4.55	-57.43	-23.59
	0.9CM+SISYY	66.08	9.51	8.65	10.24	25.08	22.15
	0.9CM-SISYY	14.25	-9.93	-12.20	-6.34	-47.19	-23.09
	1.4CM+1.7CV	61.33	-0.97	-4.21	4.33	-18.85	-2.33
4	1.25(CM+CV)+SISXX	62.57	13.65	-2.50	9.17	36.31	4.99
	1.25(CM+CV)-SISXX	42.41	-15.16	-4.60	-1.87	-68.07	-8.91
	0.9CM+SISXX	40.26	14.24	-0.80	7.42	43.94	5.97
	0.9CM-SISXX	-7.40	-14.57	-2.90	-3.62	-60.44	-7.93
	1.25(CM+CV)+SISYY	62.57	7.24	5.38	10.64	4.97	10.46
	1.25(CM+CV)-SISYY	42.41	-8.74	-12.48	-3.35	-36.73	-14.37
	0.9CM+SISYY	40.26	7.83	7.08	8.90	12.60	11.43
	0.9CM-SISYY	20.10	-8.15	-10.78	-5.10	-29.10	-13.39
	1.4CM+1.7CV	40.03	-0.85	-4.24	4.12	-12.58	-3.39
	1.25(CM+CV)+SISXX	40.98	10.02	-2.94	7.19	15.84	0.25
	1.25(CM+CV)-SISXX	27.80	-11.32	-4.21	-0.26	-37.07	-5.94
	0.9CM+SISXX	26.80	10.58	-1.21	5.50	20.88	1.66
5	0.9CM-SISXX	13.63	-10.76	-2.49	-1.95	-32.02	-4.53
	1.25(CM+CV)+SISYY	46.18	5.15	3.38	8.72	-0.79	2.72
	1.25(CM+CV)-SISYY	22.60	-6.44	-10.53	-1.79	-20.44	-8.42
	0.9CM+SISYY	32.01	5.70	5.11	7.03	4.26	4.13
	0.9CM-SISYY	8.43	-5.89	-8.81	-3.48	-15.40	-7.01
	1.4CM+1.7CV	18.76	-0.77	-5.47	5.09	-6.65	-4.55
	1.25(CM+CV)+SISXX	19.27	5.78	-4.06	6.27	3.62	-2.97
	1.25(CM+CV)-SISXX	13.34	-6.93	-5.26	2.44	-14.92	-4.70
	0.9CM+SISXX	13.23	6.30	-2.01	4.41	6.17	-1.11
	0.9CM-SISXX	7.29	-6.41	-3.20	0.58	-12.37	-2.85
	1.25(CM+CV)+SISYY	21.53	3.26	-0.85	8.18	-2.07	-1.59
	1.25(CM+CV)-SISYY	11.08	-4.41	-8.47	0.52	-9.24	-6.08
0.9CM+SISYY	15.48	3.78	1.21	6.33	0.49	0.27	
0.9CM-SISYY	5.03	-3.89	-6.42	-1.34	-6.68	-4.22	
6							

A.2.6.- Muro M-06

Del análisis sísmico (Tablas A.2.11 y A.2.12) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 11: Cargas por piso del muro M – 06

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	5.66	0.09	0.94	0.93	0.65
	VIVA (CV)	0.57	0.15	0.38	0.01	0.39
	SISMO XX (SX)	0.94	2.43	0.61	2.44	0.82
	SISMO YY (SY)	2.40	2.35	5.42	1.42	4.43
5	MUERTA (CM)	10.44	0.00	0.62	1.84	0.35
	VIVA (CV)	1.77	0.15	0.35	0.41	0.29
	SISMO XX (SX)	2.43	4.58	0.55	7.88	1.19
	SISMO YY (SY)	7.63	3.79	6.13	3.80	6.02
4	MUERTA (CM)	15.25	0.01	0.61	2.84	0.10
	VIVA (CV)	2.98	0.14	0.34	0.82	0.19
	SISMO XX (SX)	3.93	6.05	0.73	16.57	2.86
	SISMO YY (SY)	14.03	5.02	7.17	8.57	8.89
3	MUERTA (CM)	20.11	0.01	0.57	3.86	0.18
	VIVA (CV)	4.21	0.13	0.32	1.27	0.06

	SISMO XX (SX)	5.39	7.11	0.93	27.94	5.33
	SISMO YY (SY)	21.37	6.00	7.66	15.67	12.34
2	MUERTA (CM)	25.02	0.04	0.55	4.99	0.41
	VIVA (CV)	5.46	0.11	0.32	1.78	0.03
	SISMO XX (SX)	6.70	8.04	1.23	42.15	8.64
	SISMO YY (SY)	29.01	6.70	7.64	25.07	16.42
1	MUERTA (CM)	31.38	0.01	0.18	6.13	1.18
	VIVA (CV)	6.76	0.04	0.11	2.41	0.44
	SISMO XX (SX)	7.68	9.46	1.51	73.07	14.63
	SISMO YY (SY)	35.64	5.55	5.85	40.86	26.72

Tabla A.2 12: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 06

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	55.42	0.06	-0.43	0.42	-12.67	2.40
	1.25(CM+CV)+SISXX	54.37	9.50	1.16	2.83	62.41	16.65
	1.25(CM+CV)-SISXX	40.00	-9.41	-1.87	-2.14	-83.74	-12.60
	0.9CM+SISXX	35.92	9.45	1.35	2.63	67.56	15.69
	0.9CM-SISXX	20.56	-9.47	-1.67	-2.33	-78.58	-13.57
	1.25(CM+CV)+SISYY	83.31	5.59	5.50	5.61	30.20	28.74
	1.25(CM+CV)-SISYY	12.03	-5.50	-6.21	-4.92	-51.53	-24.69
	0.9CM+SISYY	63.88	5.54	5.69	5.41	35.35	27.78
	0.9CM-SISYY	-7.40	-5.56	-6.01	-5.11	-46.38	-25.66
2	1.4CM+1.7CV	44.31	0.13	-1.32	1.17	-10.01	0.62
	1.25(CM+CV)+SISXX	44.79	8.13	0.14	3.36	33.69	9.19
	1.25(CM+CV)-SISXX	31.40	-7.96	-2.32	-1.43	-50.62	-8.10
	0.9CM+SISXX	29.21	8.01	0.73	2.82	37.67	9.01
	0.9CM-SISXX	15.82	-8.08	-1.73	-1.97	-46.64	-8.28
	1.25(CM+CV)+SISYY	67.11	6.79	6.55	4.93	16.61	16.97
	1.25(CM+CV)-SISYY	9.09	-6.62	-8.73	-3.01	-33.53	-15.87
	0.9CM+SISYY	51.52	6.67	7.14	4.39	20.58	16.79
	0.9CM-SISYY	-6.49	-6.74	-8.14	-3.55	-29.56	-16.05
3	1.4CM+1.7CV	27.92	0.21	-1.34	1.13	-7.57	0.15
	1.25(CM+CV)+SISXX	30.35	7.26	-0.18	2.94	21.53	5.48
	1.25(CM+CV)-SISXX	19.58	-6.96	-2.05	-1.07	-34.35	-5.18
	0.9CM+SISXX	23.48	7.10	0.42	2.42	24.46	5.50
	0.9CM-SISXX	12.71	-7.12	-1.45	-1.60	-31.42	-5.17
	1.25(CM+CV)+SISYY	46.33	6.15	6.55	4.64	9.25	12.49
	1.25(CM+CV)-SISYY	3.59	-5.85	-8.78	-2.78	-22.08	-12.19
	0.9CM+SISYY	39.46	5.99	7.15	4.12	12.19	12.50
	0.9CM-SISYY	-3.28	-6.01	-8.18	-3.30	-19.14	-12.17
4	1.4CM+1.7CV	26.42	0.23	-1.44	1.17	-5.37	-0.45
	1.25(CM+CV)+SISXX	26.72	6.21	-0.46	2.65	11.99	2.50
	1.25(CM+CV)-SISXX	18.86	-5.88	-1.92	-0.72	-21.15	-3.22
	0.9CM+SISXX	17.66	6.04	0.18	2.11	14.01	2.77
	0.9CM-SISXX	-21.91	-6.06	-1.28	-1.26	-19.12	-2.95
	1.25(CM+CV)+SISYY	26.72	5.19	5.98	4.10	4.00	8.54
	1.25(CM+CV)-SISYY	18.86	-4.86	-8.36	-2.17	-13.15	-9.25
	0.9CM+SISYY	17.66	5.02	6.62	3.56	6.02	8.80
	0.9CM-SISYY	9.80	-5.03	-7.72	-2.71	-11.13	-8.98
5	1.4CM+1.7CV	17.63	0.26	-1.45	1.16	-3.27	-0.97
	1.25(CM+CV)+SISXX	17.69	4.77	-0.65	2.21	5.07	0.40
	1.25(CM+CV)-SISXX	12.84	-4.39	-1.76	-0.31	-10.69	-1.98
	0.9CM+SISXX	11.82	4.58	0.00	1.67	6.22	0.88
	0.9CM-SISXX	6.97	-4.57	-1.11	-0.85	-9.54	-1.50

	1.25(CM+CV)+SISYY	22.90	3.99	4.93	3.37	0.99	5.23
	1.25(CM+CV)-SISYY	7.63	-3.60	-7.34	-1.46	-6.61	-6.82
	0.9CM+SISYY	17.03	3.80	5.58	2.83	2.14	5.71
	0.9CM-SISYY	1.76	-3.79	-6.69	-2.00	-5.46	-6.33
	1.4CM+1.7CV	8.90	0.14	-1.95	1.60	-1.31	-1.58
	1.25(CM+CV)+SISXX	8.73	2.52	-1.03	2.08	1.28	-0.48
	1.25(CM+CV)-SISXX	6.85	-2.35	-2.25	0.60	-3.61	-2.12
	0.9CM+SISXX	6.03	2.36	-0.23	1.42	1.61	0.24
6	0.9CM-SISXX	4.15	-2.51	-1.45	-0.06	-3.28	-1.41
	1.25(CM+CV)+SISYY	10.19	2.44	3.78	2.68	0.25	3.13
	1.25(CM+CV)-SISYY	5.39	-2.27	-7.06	0.01	-2.58	-5.73
	0.9CM+SISYY	7.49	2.27	4.57	2.02	0.58	3.84
	0.9CM-SISYY	2.69	-2.43	-6.26	-0.65	-2.25	-5.01

A.2.7.- Muro M-07

Del análisis sísmico (Tablas A.2.13 y A.2.14) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 13: Cargas por piso del muro M – 07

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	3.49	0.16	0.21	0.32	0.21
	VIVA (CV)	0.31	0.02	0.06	0.05	0.07
	SISMO XX (SX)	1.04	0.32	0.42	0.81	0.41
	SISMO YY (SY)	0.95	1.79	1.69	1.32	1.66
5	MUERTA (CM)	6.00	0.14	0.11	0.53	0.18
	VIVA (CV)	0.93	0.01	0.05	0.13	0.08
	SISMO XX (SX)	2.43	0.74	0.39	1.18	0.46
	SISMO YY (SY)	2.13	1.59	1.51	1.50	1.70
4	MUERTA (CM)	8.55	0.13	0.12	0.72	0.20
	VIVA (CV)	1.57	0.01	0.05	0.21	0.08
	SISMO XX (SX)	3.83	1.03	0.43	2.86	0.63
	SISMO YY (SY)	3.24	1.62	1.66	1.60	1.92
3	MUERTA (CM)	11.12	0.12	0.11	0.92	0.21
	VIVA (CV)	2.20	0.01	0.05	0.30	0.09
	SISMO XX (SX)	5.19	1.26	0.43	5.14	0.82
	SISMO YY (SY)	4.22	1.59	1.64	1.65	2.00
2	MUERTA (CM)	13.72	0.11	0.11	1.13	0.24
	VIVA (CV)	2.84	0.01	0.05	0.38	0.10
	SISMO XX (SX)	6.41	1.31	0.41	7.57	1.08
	SISMO YY (SY)	5.01	1.41	1.54	1.62	2.08
1	MUERTA (CM)	17.11	0.04	0.03	1.25	0.16
	VIVA (CV)	3.48	0.00	0.01	0.47	0.06
	SISMO XX (SX)	7.33	3.13	0.38	18.30	2.00
	SISMO YY (SY)	5.43	1.01	0.77	2.76	2.09

Tabla A.2 14: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M - 07

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	29.88	-0.07	-0.06	-0.04	-2.54	-0.33
	1.25(CM+CV)+SISXX	32.16	3.07	0.32	0.40	16.16	1.72

	1.25(CM+CV)-SISXX	18.41	-3.19	-0.43	-0.46	-20.45	-2.28
	0.9CM+SISXX	22.73	3.09	0.35	0.42	17.18	1.85
	0.9CM-SISXX	8.07	-3.17	-0.40	-0.45	-19.43	-2.14
	1.25(CM+CV)+SISYY	31.18	0.95	0.71	0.54	0.62	1.82
	1.25(CM+CV)-SISYY	20.31	-1.07	-0.82	-0.60	-4.91	-2.37
	0.9CM+SISYY	20.83	0.97	0.74	0.56	1.64	1.95
	0.9CM-SISYY	9.97	-1.05	-0.79	-0.59	-3.89	-2.24
	1.4CM+1.7CV	24.03	-0.17	-0.24	-0.11	-2.22	-0.51
	1.25(CM+CV)+SISXX	27.11	1.16	0.21	0.23	5.69	0.65
	1.25(CM+CV)-SISXX	14.29	-1.46	-0.61	-0.41	-9.45	-1.50
2	0.9CM+SISXX	18.76	1.21	0.31	0.27	6.56	0.86
	0.9CM-SISXX	5.94	-1.41	-0.51	-0.37	-8.59	-1.29
	1.25(CM+CV)+SISYY	25.71	1.26	1.34	0.87	-0.26	1.66
	1.25(CM+CV)-SISYY	15.68	-1.56	-1.74	-1.06	-3.51	-2.51
	0.9CM+SISYY	17.36	1.31	1.44	0.92	0.61	1.87
	0.9CM-SISYY	7.34	-1.51	-1.64	-1.01	-2.64	-2.30
	1.4CM+1.7CV	15.58	-0.19	-0.24	-0.11	-1.79	-0.44
	1.25(CM+CV)+SISXX	19.10	1.09	0.23	0.23	3.62	0.45
	1.25(CM+CV)-SISXX	8.72	-1.42	-0.62	-0.41	-6.66	-1.19
	0.9CM+SISXX	15.20	1.15	0.33	0.27	4.31	0.63
3	0.9CM-SISXX	4.82	-1.37	-0.52	-0.37	-5.97	-1.01
	1.25(CM+CV)+SISYY	18.13	1.42	1.44	0.93	0.13	1.63
	1.25(CM+CV)-SISYY	9.70	-1.76	-1.84	-1.11	-3.17	-2.37
	0.9CM+SISYY	14.22	1.48	1.54	0.97	0.82	1.81
	0.9CM-SISYY	5.79	-1.70	-1.74	-1.07	-2.48	-2.19
	1.4CM+1.7CV	14.63	-0.20	-0.26	-0.12	-1.37	-0.43
	1.25(CM+CV)+SISXX	16.47	0.85	0.21	0.21	1.69	0.27
	1.25(CM+CV)-SISXX	8.81	-1.20	-0.65	-0.41	-4.02	-0.99
	0.9CM+SISXX	11.52	0.91	0.32	0.26	2.21	0.44
4	0.9CM-SISXX	2.26	-1.14	-0.54	-0.37	-3.51	-0.81
	1.25(CM+CV)+SISYY	16.47	1.45	1.44	0.93	0.43	1.56
	1.25(CM+CV)-SISYY	8.81	-1.79	-1.88	-1.13	-2.76	-2.27
	0.9CM+SISYY	11.52	1.51	1.55	0.97	0.95	1.73
	0.9CM-SISYY	3.87	-1.73	-1.77	-1.08	-2.25	-2.10
	1.4CM+1.7CV	10.00	-0.23	-0.25	-0.11	-0.96	-0.39
	1.25(CM+CV)+SISXX	11.10	0.54	0.18	0.18	0.35	0.13
	1.25(CM+CV)-SISXX	6.25	-0.94	-0.60	-0.37	-2.01	-0.78
	0.9CM+SISXX	7.83	0.61	0.28	0.22	0.70	0.29
5	0.9CM-SISXX	2.98	-0.87	-0.49	-0.32	-1.66	-0.62
	1.25(CM+CV)+SISYY	10.81	1.39	1.30	0.83	0.68	1.38
	1.25(CM+CV)-SISYY	6.54	-1.78	-1.72	-1.02	-2.33	-2.03
	0.9CM+SISYY	7.54	1.46	1.41	0.88	1.02	1.54
	0.9CM-SISYY	3.27	-1.71	-1.61	-0.98	-1.98	-1.87
	1.4CM+1.7CV	5.41	-0.26	-0.40	-0.20	-0.53	-0.42
	1.25(CM+CV)+SISXX	5.79	0.09	0.08	0.11	0.35	0.06
	1.25(CM+CV)-SISXX	3.71	-0.54	-0.76	-0.45	-1.26	-0.77
	0.9CM+SISXX	4.18	0.17	0.23	0.18	0.52	0.22
6	0.9CM-SISXX	2.10	-0.46	-0.62	-0.38	-1.09	-0.61
	1.25(CM+CV)+SISYY	5.70	1.56	1.35	0.89	0.86	1.31
	1.25(CM+CV)-SISYY	3.80	-2.02	-2.03	-1.23	-1.78	-2.02
	0.9CM+SISYY	4.09	1.64	1.50	0.97	1.03	1.47
	0.9CM-SISYY	2.19	-1.94	-1.88	-1.16	-1.61	-1.86

A.2.8.- Muro M-08

Del análisis sísmico (Tablas A.2.15 y A.2.16) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 15: Cargas por piso del muro M – 08

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6	MUERTA (CM)	7.08	0.53	0.72	0.33	0.61
	VIVA (CV)	0.87	0.40	0.20	0.29	0.26
	SISMO XX (SX)	2.17	0.83	1.24	1.86	1.22
	SISMO YY (SY)	1.04	0.35	3.47	0.42	2.78
5	MUERTA (CM)	12.80	0.49	0.38	1.34	0.53
	VIVA (CV)	2.65	0.39	0.22	0.14	0.27
	SISMO XX (SX)	4.77	2.75	0.95	5.95	1.20
	SISMO YY (SY)	2.25	0.53	3.58	0.67	3.41
4	MUERTA (CM)	18.56	0.47	0.43	2.40	0.58
	VIVA (CV)	4.43	0.38	0.22	0.58	0.29
	SISMO XX (SX)	7.43	4.17	1.02	13.91	1.35
	SISMO YY (SY)	3.57	0.68	4.04	1.21	4.58
3	MUERTA (CM)	24.33	0.45	0.42	3.51	0.59
	VIVA (CV)	6.22	0.37	0.22	1.06	0.30
	SISMO XX (SX)	10.02	5.32	0.96	24.67	1.44
	SISMO YY (SY)	4.91	0.78	4.18	1.96	5.88
2	MUERTA (CM)	30.10	0.40	0.49	4.75	0.74
	VIVA (CV)	8.01	0.33	0.26	1.63	0.38
	SISMO XX (SX)	12.32	6.49	0.87	38.31	1.60
	SISMO YY (SY)	6.16	0.84	3.91	2.88	7.08
1	MUERTA (CM)	37.27	0.15	0.16	6.42	0.30
	VIVA (CV)	9.83	0.13	0.08	2.52	0.14
	SISMO XX (SX)	14.02	8.44	0.44	67.70	1.77
	SISMO YY (SY)	7.37	0.55	3.44	4.15	13.24

Tabla A.2 16: Momentos y Fuerzas Cortante Últimos del M – 08

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	68.90	0.43	0.37	-0.38	-13.26	0.66
	1.25(CM+CV)+SISXX	71.20	8.79	0.74	2.83	56.53	2.32
	1.25(CM+CV)-SISXX	44.86	-8.08	-0.14	-3.44	-78.86	-1.21
	0.9CM+SISXX	47.56	8.57	0.58	3.01	61.92	2.04
	0.9CM-SISXX	19.53	-8.30	-0.30	-3.26	-73.47	-1.50
	1.25(CM+CV)+SISYY	66.25	0.90	3.74	0.23	-7.01	13.79
	1.25(CM+CV)-SISYY	51.51	-0.20	-3.13	-0.84	-15.32	-12.69
	0.9CM+SISYY	40.92	0.69	3.58	0.41	-1.62	13.51
	0.9CM-SISYY	26.17	-0.41	-3.29	-0.66	-9.93	-12.97
	2	1.4CM+1.7CV	55.76	1.13	1.12	-1.07	-9.42
1.25(CM+CV)+SISXX		59.96	7.41	1.80	1.66	30.33	3.00
1.25(CM+CV)-SISXX		35.32	-5.57	0.06	-3.41	-46.28	-0.20
0.9CM+SISXX		39.41	6.85	1.31	2.18	34.03	2.27
0.9CM-SISXX		14.77	-6.13	-0.43	-2.90	-42.59	-0.93
1.25(CM+CV)+SISYY		53.80	1.76	4.84	-0.59	-5.10	8.48
1.25(CM+CV)-SISYY		41.48	0.08	-2.97	-1.16	-10.85	-5.69
0.9CM+SISYY		33.25	1.20	4.34	-0.08	-1.40	7.75

	0.9CM-SISYY	20.93	-0.48	-3.47	-0.65	-7.16	-6.42
	1.4CM+1.7CV	33.43	1.26	0.97	-1.04	-6.72	1.34
	1.25(CM+CV)+SISXX	39.97	6.35	1.76	1.18	18.95	2.56
	1.25(CM+CV)-SISXX	19.93	-4.29	-0.15	-2.89	-30.38	-0.32
3	0.9CM+SISXX	31.91	5.73	1.34	1.68	21.51	1.98
	0.9CM-SISXX	11.87	-4.92	-0.58	-2.38	-27.83	-0.91
	1.25(CM+CV)+SISYY	34.86	1.81	4.98	-0.60	-3.75	6.99
	1.25(CM+CV)-SISYY	25.03	0.25	-3.37	-1.10	-7.68	-4.76
	0.9CM+SISYY	26.80	1.19	4.56	-0.10	-1.20	6.41
	0.9CM-SISYY	16.98	-0.37	-3.80	-0.60	-5.12	-5.34
	1.4CM+1.7CV	33.51	1.32	0.97	-1.07	-4.35	1.30
	1.25(CM+CV)+SISXX	36.17	5.25	1.83	0.74	10.19	2.43
4	1.25(CM+CV)-SISXX	21.31	-3.10	-0.21	-2.50	-17.64	-0.26
	0.9CM+SISXX	24.13	4.60	1.40	1.26	11.76	1.87
	0.9CM-SISXX	9.33	-3.75	-0.64	-1.98	-16.07	-0.83
	1.25(CM+CV)+SISYY	36.17	1.75	4.85	-0.68	-2.51	5.66
	1.25(CM+CV)-SISYY	21.31	0.40	-3.23	-1.08	-4.94	-3.49
	0.9CM+SISYY	24.13	1.10	4.42	-0.16	-0.95	5.09
	0.9CM-SISYY	9.27	-0.25	-3.65	-0.56	-3.37	-4.06
	1.4CM+1.7CV	22.43	1.35	0.90	-1.05	-2.10	1.21
5	1.25(CM+CV)+SISXX	24.09	3.85	1.70	0.23	4.11	2.20
	1.25(CM+CV)-SISXX	14.54	-1.64	-0.21	-1.94	-7.79	-0.20
	0.9CM+SISXX	16.30	3.19	1.29	0.75	4.75	1.67
	0.9CM-SISXX	6.75	-2.30	-0.61	-1.43	-7.15	-0.72
	1.25(CM+CV)+SISYY	21.57	1.63	4.32	-0.66	-1.18	4.41
	1.25(CM+CV)-SISYY	17.06	0.58	-2.84	-1.05	-2.51	-2.41
	0.9CM+SISYY	13.78	0.97	3.92	-0.15	-0.54	3.88
	0.9CM-SISYY	9.27	-0.08	-3.24	-0.54	-1.87	-2.94
6	1.4CM+1.7CV	11.39	1.42	1.35	-1.29	0.04	1.29
	1.25(CM+CV)+SISXX	12.11	1.99	2.39	-0.43	1.82	2.30
	1.25(CM+CV)-SISXX	7.77	0.33	-0.08	-1.71	-1.91	-0.15
	0.9CM+SISXX	8.55	1.30	1.89	0.15	1.57	1.77
	0.9CM-SISXX	4.20	-0.35	-0.59	-1.14	-2.16	-0.68
	1.25(CM+CV)+SISYY	10.98	1.51	4.62	-0.75	0.37	3.86
	1.25(CM+CV)-SISYY	8.89	0.81	-2.32	-1.39	-0.46	-1.71
	0.9CM+SISYY	7.42	0.83	4.12	-0.17	0.12	3.33
0.9CM-SISYY	5.33	0.13	-2.82	-0.82	-0.71	-2.24	

A.2.9.- Muro M-09

Del análisis sísmico (Tablas A.2.17 y A.2.18) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

Tabla A.2 17: Cargas por piso del muro M – 09

NIVEL	CARGA	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	Mx Ton.m	My Ton.m
6to PISO	MUERTA (CM)	14.84	8.23	0.00	1.01	0.00
6to PISO	VIVA (CV)	2.43	2.46	0.00	1.39	0.00
6to PISO	SISMO XX (SX)	4.51	12.53	0.04	19.65	0.05
6to PISO	SISMO YY (SY)	0.24	0.61	1.57	0.88	1.79
5to PISO	MUERTA (CM)	29.47	6.95	0.00	7.72	0.00
5to PISO	VIVA (CV)	7.22	2.37	0.00	1.83	0.00
5to PISO	SISMO XX (SX)	9.98	20.93	0.04	56.46	0.05
5to PISO	SISMO YY (SY)	0.53	1.08	1.51	2.77	1.81

4to PISO	MUERTA (CM)	44.06	6.51	0.00	15.61	0.00
4to PISO	VIVA (CV)	12.03	2.27	0.00	5.28	0.00
4to PISO	SISMO XX (SX)	15.51	28.01	0.04	109.26	0.05
4to PISO	SISMO YY (SY)	0.82	1.48	1.60	5.62	1.91
3er PISO	MUERTA (CM)	58.68	5.97	0.00	24.84	0.00
3er PISO	VIVA (CV)	16.84	2.10	0.00	9.16	0.00
3er PISO	SISMO XX (SX)	20.87	33.39	0.04	174.83	0.05
3er PISO	SISMO YY (SY)	1.11	1.77	1.55	9.20	1.86
2do PISO	MUERTA (CM)	73.32	5.13	0.00	36.14	0.00
2do PISO	VIVA (CV)	21.67	1.78	0.00	13.82	0.00
2do PISO	SISMO XX (SX)	25.59	36.68	0.04	249.50	0.05
2do PISO	SISMO YY (SY)	1.36	1.93	1.47	13.23	1.82
1er PISO	MUERTA (CM)	90.25	1.97	0.00	52.64	0.00
1er PISO	VIVA (CV)	26.48	0.70	0.00	20.26	0.00
1er PISO	SISMO XX (SX)	29.02	33.24	0.01	361.49	0.01
1er PISO	SISMO YY (SY)	1.54	1.72	0.19	19.18	0.23

Tabla A.2 18: Fuerzas Últimas en el M - 09

NIVEL	COMBINACIÓN	P Ton	Vx Ton	Vy Ton	T	Mx Ton.m	My Ton.m
1	1.4CM+1.7CV	171.37	3.95	0.00	0.00	-108.15	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	171.51	36.58	0.01	0.07	270.35	0.01
	1.25(CM+CV)-SISXX	116.90	-29.90	-0.01	-0.07	-452.62	-0.01
	0.9CM+SISXX	110.24	35.02	0.01	0.07	314.11	0.01
	0.9CM-SISXX	52.21	-31.47	-0.01	-0.07	-408.86	-0.01
	1.25(CM+CV)+SISYY	147.46	5.06	0.19	0.05	-71.96	0.23
	1.25(CM+CV)-SISYY	144.38	1.61	-0.18	-0.05	-110.31	-0.23
	0.9CM+SISYY	82.77	3.50	0.19	0.05	-28.20	0.23
2	0.9CM-SISYY	79.69	0.05	-0.18	-0.05	-66.56	-0.23
	1.4CM+1.7CV	139.49	10.21	0.00	0.00	-74.09	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	144.33	45.32	0.04	0.38	187.05	0.05
	1.25(CM+CV)-SISXX	93.15	-28.04	-0.04	-0.38	-311.95	-0.05
	0.9CM+SISXX	91.58	41.30	0.04	0.38	216.97	0.05
	0.9CM-SISXX	40.40	-32.06	-0.04	-0.38	-282.03	-0.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	120.10	10.57	1.47	0.28	-49.22	1.82
	1.25(CM+CV)-SISYY	117.38	6.71	-1.47	-0.28	-75.68	-1.82
3	0.9CM+SISYY	67.34	6.54	1.47	0.28	-19.30	1.82
	0.9CM-SISYY	64.63	2.69	-1.47	-0.28	-45.76	-1.82
	1.4CM+1.7CV	78.58	11.92	0.00	0.00	-50.35	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	91.59	43.48	0.04	0.43	132.33	0.05
	1.25(CM+CV)-SISXX	49.86	-23.31	-0.04	-0.43	-217.33	-0.05
	0.9CM+SISXX	73.68	38.77	0.04	0.43	152.47	0.05
	0.9CM-SISXX	31.94	-28.02	-0.04	-0.43	-197.19	-0.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	71.83	11.85	1.55	0.33	-33.30	1.86
4	1.25(CM+CV)-SISYY	69.62	8.31	-1.55	-0.33	-51.70	-1.86
	0.9CM+SISYY	53.91	7.15	1.55	0.33	-13.16	1.86
	0.9CM-SISYY	51.70	3.60	-1.55	-0.33	-31.55	-1.86
	1.4CM+1.7CV	82.14	12.97	0.00	0.00	-30.82	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	85.63	38.98	0.04	0.47	83.16	0.05
	1.25(CM+CV)-SISXX	54.60	-17.03	-0.04	-0.47	-135.37	-0.05
	0.9CM+SISXX	55.17	33.87	0.04	0.47	95.22	0.05
	0.9CM-SISXX	38.12	-22.15	-0.04	-0.47	-123.31	-0.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	85.63	12.46	1.60	0.32	-20.48	1.91
	1.25(CM+CV)-SISYY	54.60	9.49	-1.60	-0.32	-31.73	-1.91
	0.9CM+SISYY	55.17	7.34	1.60	0.32	-8.42	1.91

	0.9CM-SISYY	24.14	4.38	-1.60	-0.32	-19.67	-1.91
	1.4CM+1.7CV	53.54	13.76	0.00	0.00	-13.91	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	55.84	32.58	0.04	0.47	44.53	0.05
	1.25(CM+CV)-SISXX	35.89	-9.28	-0.04	-0.47	-68.39	-0.05
5	0.9CM+SISXX	36.50	27.18	0.04	0.47	49.52	0.05
	0.9CM-SISXX	16.54	-14.68	-0.04	-0.47	-63.41	-0.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	46.39	12.73	1.51	0.31	-9.16	1.81
	1.25(CM+CV)-SISYY	45.34	10.57	-1.51	-0.31	-14.70	-1.81
	0.9CM+SISYY	27.05	7.33	1.51	0.31	-4.17	1.81
	0.9CM-SISYY	25.99	5.17	-1.51	-0.31	-9.72	-1.81
	1.4CM+1.7CV	24.90	15.69	0.00	0.00	0.95	0.00
	1.25(CM+CV)+SISXX	26.10	25.88	0.04	0.50	20.13	0.05
6	1.25(CM+CV)-SISXX	17.07	0.83	-0.04	-0.50	-19.18	-0.05
	0.9CM+SISXX	17.87	19.93	0.04	0.50	18.74	0.05
	0.9CM-SISXX	8.84	-5.12	-0.04	-0.50	-20.57	-0.05
	1.25(CM+CV)+SISYY	21.82	13.96	1.57	0.22	1.35	1.79
	1.25(CM+CV)-SISYY	21.35	12.75	-1.57	-0.22	-0.41	-1.79
	0.9CM+SISYY	13.59	8.01	1.57	0.22	-0.04	1.79
	0.9CM-SISYY	13.12	6.80	-1.57	-0.22	-1.79	-1.79

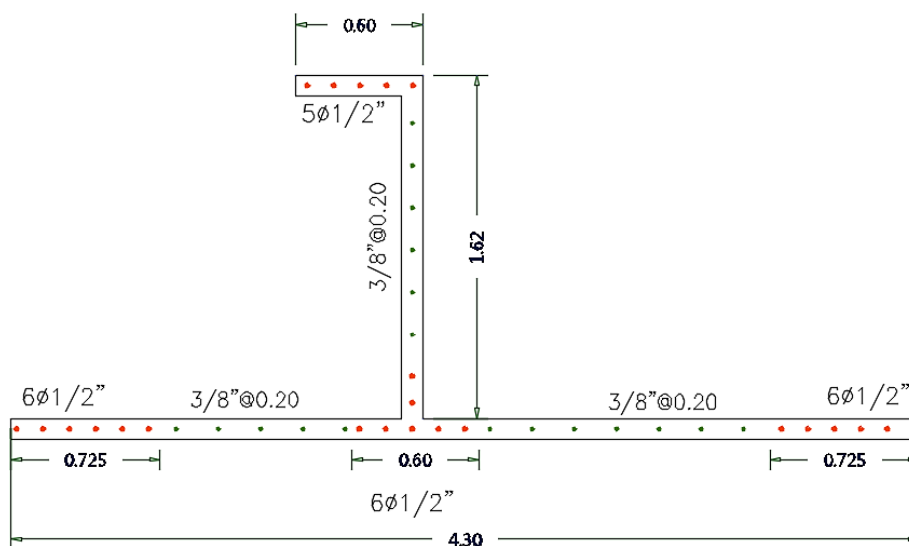
ANEXO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

A.3.1.- Muro M-02

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Para el Muro M – 02 se considera en los extremos inferiores $6 \phi 1/2"$, en el ala superior se considera $5 \phi 1/2"$ y en la intersección $7 \phi 1/2"$, para los aceros centrales se coloca aceros de $\phi 3/8"@20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Disposición de aceros preliminar del M-02



Del análisis sísmico (Tablas A.2.3 y A.2.4) se obtiene los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 02

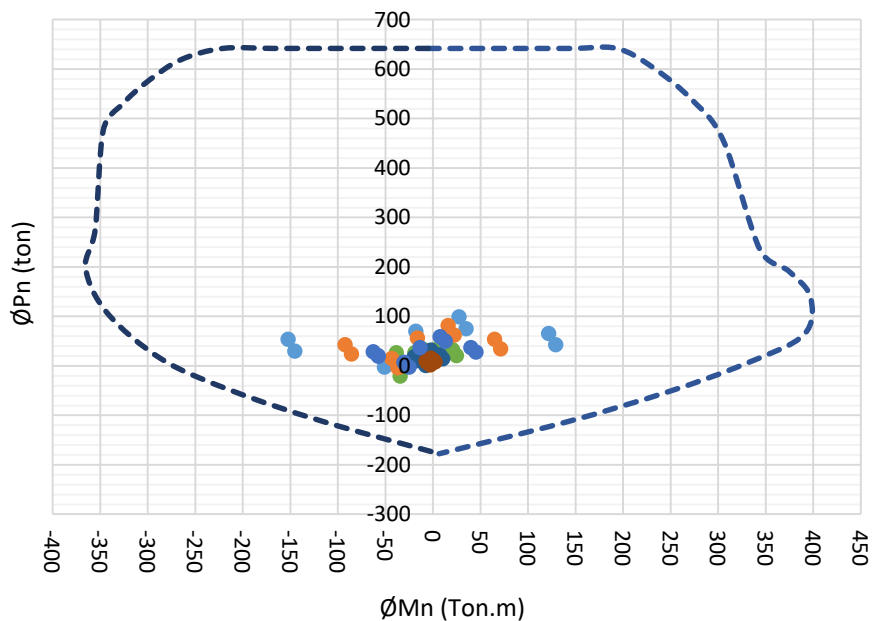
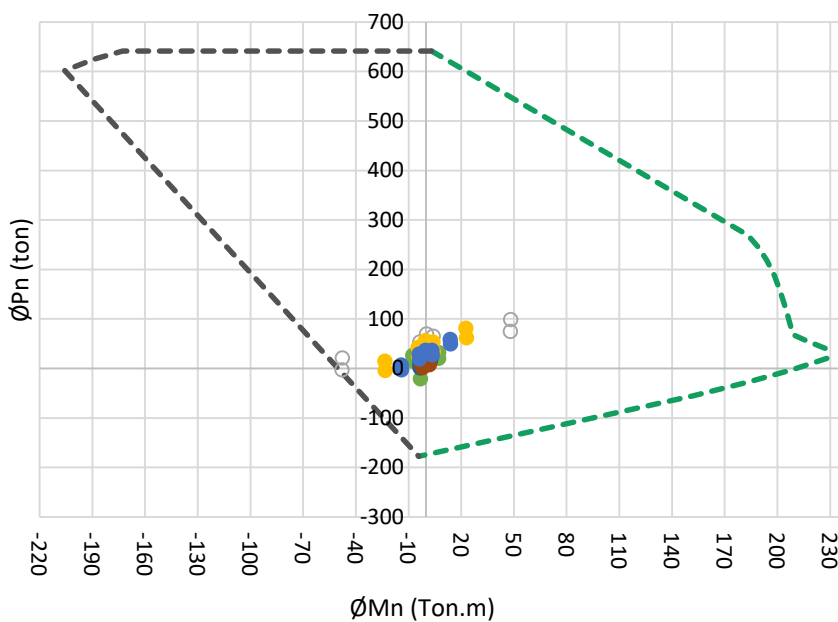


Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 02



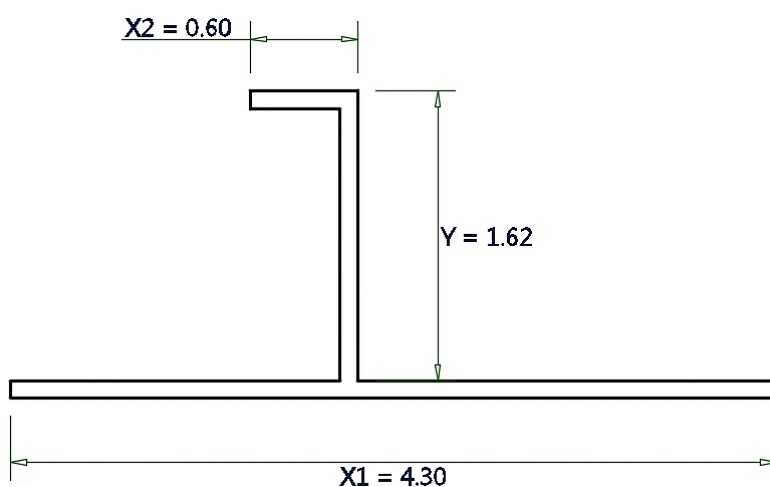
DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO		
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$	26.46 kg/cm^2
	$\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	15.16 Ton.m
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES		

Criterio de desplazamientos	Valor de C	120.65	cm	No requiere confinamiento
	$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	124.86	cm	
Criterio de esfuerzos	$0.4 f'c$	70	kg/cm^2	No requiere confinamiento
	$\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	12.58	kg/cm^2	

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y.



DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
DIRECCIÓN X		
Mua	152.31 Ton.m	
Vua	18.08 Ton	
Momento Nominal	492.86 Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$ 58.50 Ton	
Aporte de concreto (Vc)	$Vc_{x1} = 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$ 24.12 Ton	
	$Vc_{x2} = 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$ 3.37 Ton	
	$Vc_{total} = Vc_{x1} + Vc_{x2}$ 27.48 Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'c})$ 34.36 Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$ 41.34 Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1 \sqrt{f'c} * bw * d$ 108.90 Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ 15.36 Ton	

Cuantía Horizontal	$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	$V_{s_{real}} = Acw * \rho_h * f'_y$	51.45	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$V_n_{real} = V_s_{final} + V_c$	78.93	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$V_n_{max} = 2.6 \sqrt{f'_y} * Acw$	168.53	Ton	$V_n_{max} > V_n$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_n - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f'_y)$	74.10	Ton	> 18.08 ton – Cumple

DIRECCIÓN Y

Mua	47.62	Ton.m	
Vua	8.75	Ton	
Momento Nominal	85.71	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	15.74	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	9.09	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	11.36	Ton	$V_{c_{max}} > V_c$
Aporte del Acero (Vs)	9.44	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	36.00	Ton	$V_{s_{max}} > V_s$
Verificar la condición de diseño	5.79	Ton	
Cuantía Horizontal	0.00139		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	17.01	Ton	
Espaciamiento	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	26.10	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	55.72	Ton	
Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	74.10	Ton	> 8.75 ton – Cumple

Se evalúa el ala de 60 cm, de no ser considerada en el diseño; por tener un aporte reducido en la resistencia del concreto, se obtuvo una cuantía horizontal de 0.00268 y un espaciamento de 0.265 m, también una cuantía vertical de 0.0024 y un espaciamento de 0.29 m.

Por consiguiente, en este muro, si no se consideraba el ala solo para el diseño por corte los espaciamientos finales resultaban ser iguales al considerar el ala.

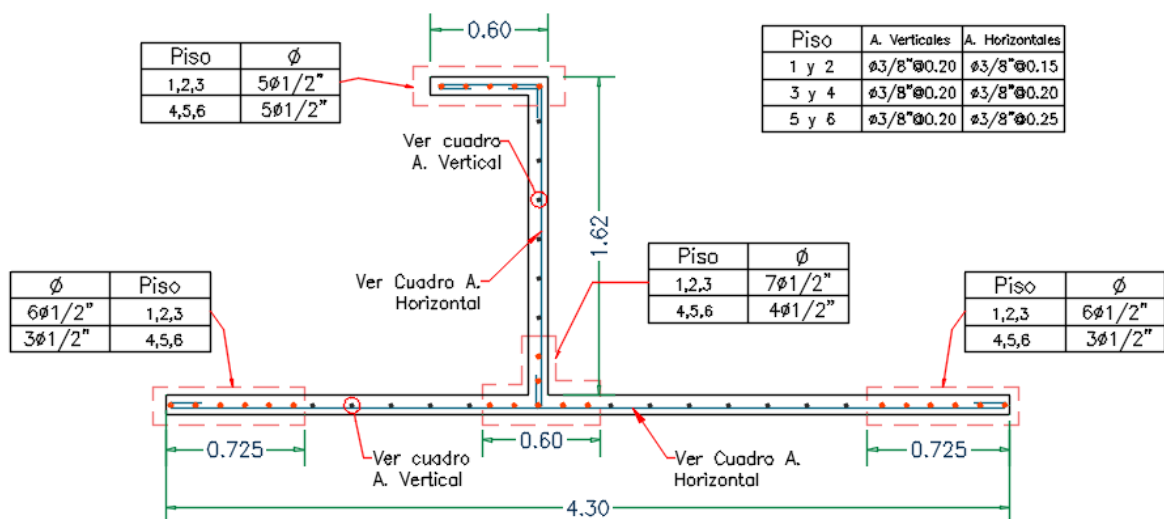
Se realiza el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 02, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00261	3/8"	0.27	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	S
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00367	3/8"	0.19	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00349	3/8"	0.20	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00270	3/8"	0.26	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

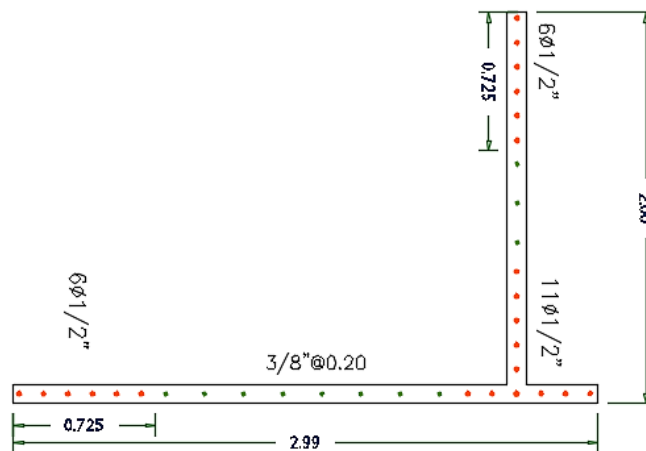


A.3.2.- Muro M-03

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Para el Muro M – 03 se considera en los extremos inferiores $6 \phi 1/2"$, y en la intersección $11 \phi 1/2"$, para los aceros centrales se coloca aceros de $\phi 3/8"@ 20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Disposicion de aceros preliminar del M-03



En la tabla A.2.5 y A.2.6 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 03, los que se obtuvieron del análisis estructural. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 03

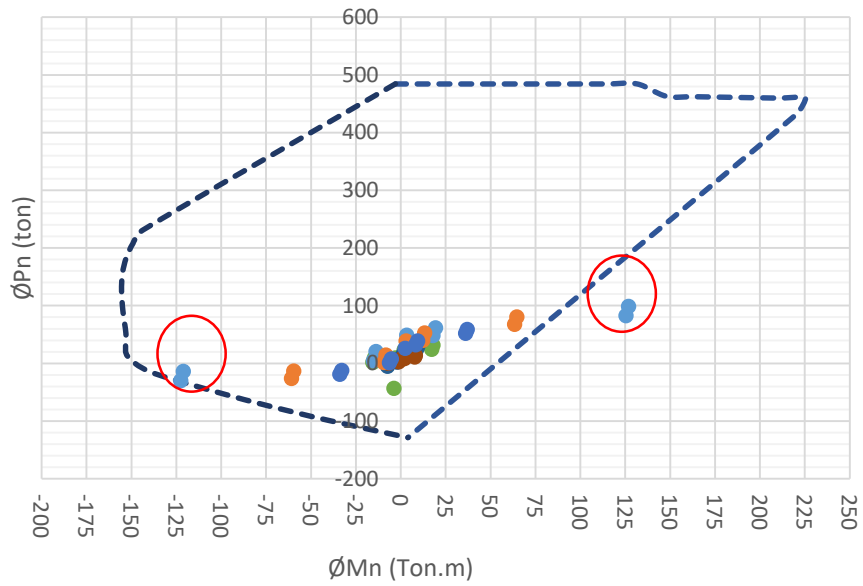
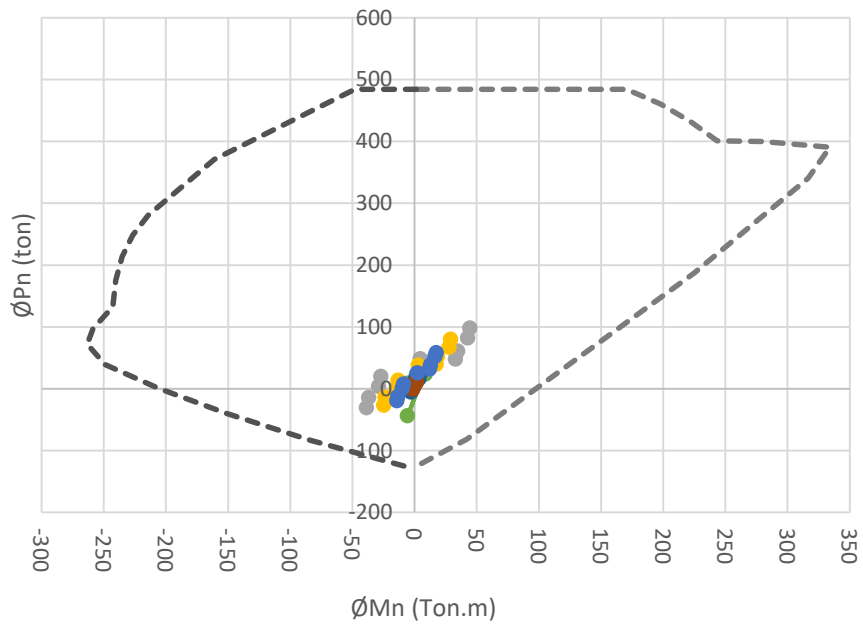
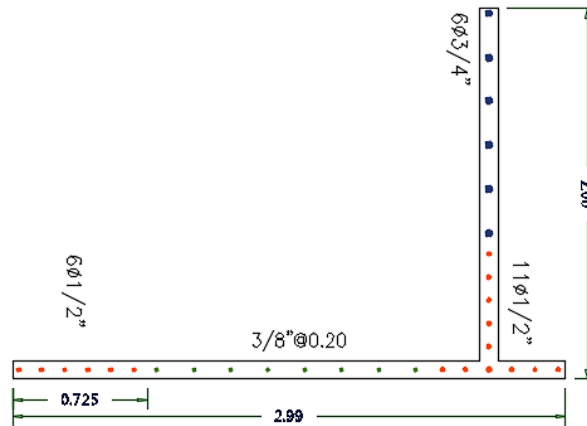


Diagrama de iteracion en direccion Y, M – 03



Se observa que hay momentos y fuerzas cortantes que se encuentran fuera del diagrama de iteración en la dirección en X, por lo tanto se incrementará el diámetro de acero a 3/4" en el ala de la dirección X, como se muestra en la siguiente imagen:

Disposición de aceros final en el muro M – 03



Y se grafica el diagrama de iteración, con la nueva disposición de aceros y se evalúa nuevamente las cargas y momentos últimos.

Diagrama de iteración modificado en dirección X, M – 03

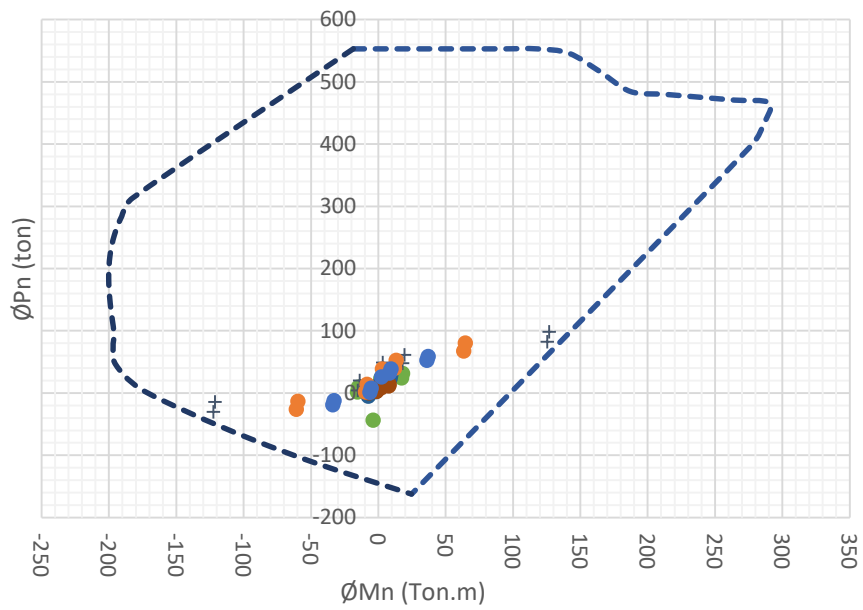
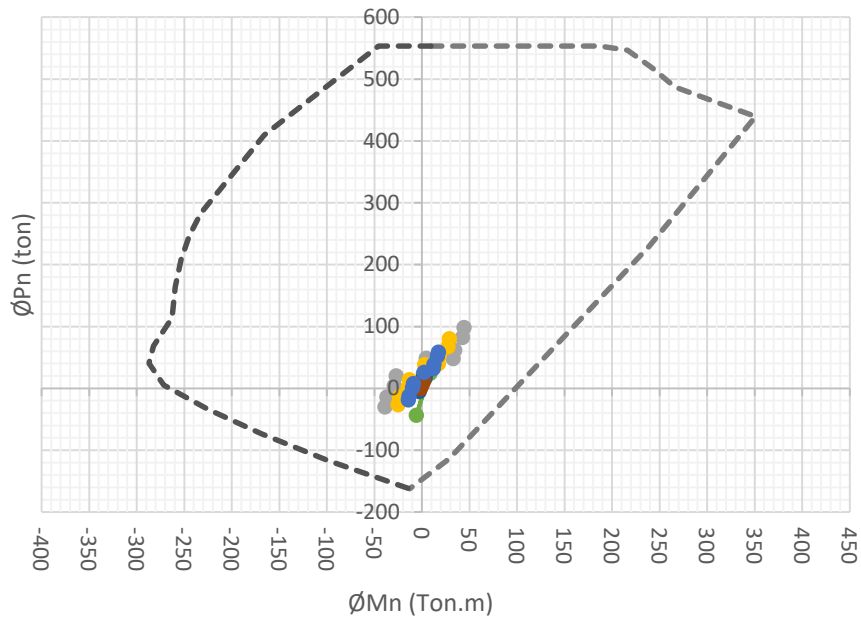


Diagrama de iteración modificado en dirección Y, M – 03



Con la disposición de aceros modificada se realiza las siguientes verificaciones:

DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO		
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$	26.46 kg/cm^2
	$\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	17.94 Ton.m
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES		
Criterio de desplazamientos	Valor de C	45.20 cm
	$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	60.80 cm
Criterio de esfuerzos	$0.4 f'c$	70 kg/cm^2
	$\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	51.83 kg/cm^2

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y.

DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
DIRECCIÓN X		
Mua	126.84 Ton.m	
Vua	20.23 Ton	

Momento Nominal		200.00	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$	31.90	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	$Vc = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	16.83	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$	21.03	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	20.70	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$	66.67	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	10.72	Ton	
Cuantía Horizontal	$\rho h = \frac{Vs}{Acw * fy}$	0.0016		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	$Vs_{real} = Acw * \rho h * f'y$	31.50	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$Vn \text{ real} = Vs \text{ final} + Vc$	48.3	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$Vn_{max} = 2.6\sqrt{f'y} * Acw$	103.18	Ton	$Vn_{max} > Vn$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi Vn = \phi \mu (Nu + Av * f'y)$	68.30	Ton	> 20.23 ton – Cumple

DIRECCIÓN Y

Mua		36.86	Ton.m	
Vua		5.20	Ton	
Momento Nominal		400.00	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)		20.81	Ton	
Aporte de concreto (Vc)		10.66	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)		13.32	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)		13.82	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)		42.23	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño		6.79	Ton	
Cuantía Horizontal		0.0025		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero		19.95	Ton	
Espaciamiento		0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real		30.61	Ton	

Resistencia al corte nominal máximo	65.35	Ton	
Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	68.30	Ton	> 5.20 ton – Cumple

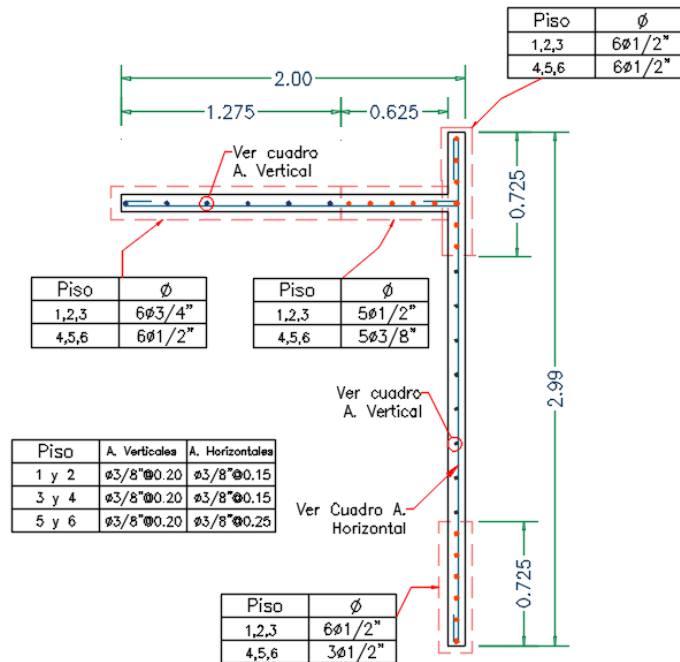
Se realiza el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 03, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

NIVEL	ρ _h	φ	s (m) teórico	ρ _v	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00346	3/8"	0.20	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00407	3/8"	0.17	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.0029	3/8"	0.25	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.0025	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

NIVEL	ρ _h	φ	s (m) teórico	ρ _v	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00299	3/8"	0.25	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

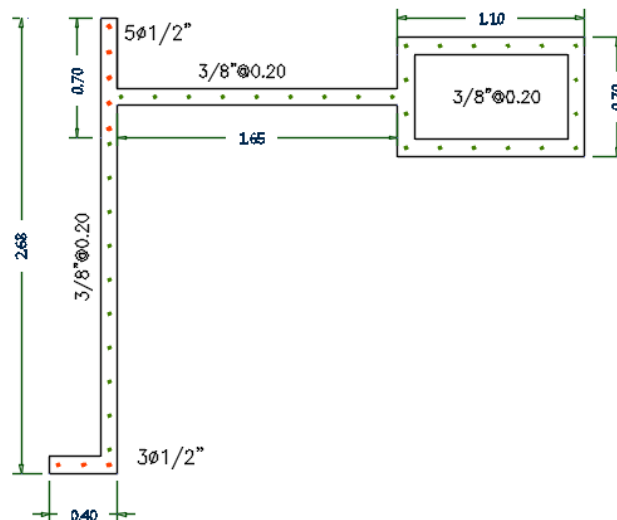


A.3.3.- Muro M-04

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Para el Muro M – 04 se considera en el extremo superior 5 Ø 1/2", en la parte inferior 3 Ø 1/2" para los aceros centrales se coloca aceros de Ø 3/8" @ 20 cm, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Disposición de aceros preliminar para el M-04



Del análisis sísmico se obtienen los valores de carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores por cada nivel (Tabla A.2.7 y A.2.8)

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 04

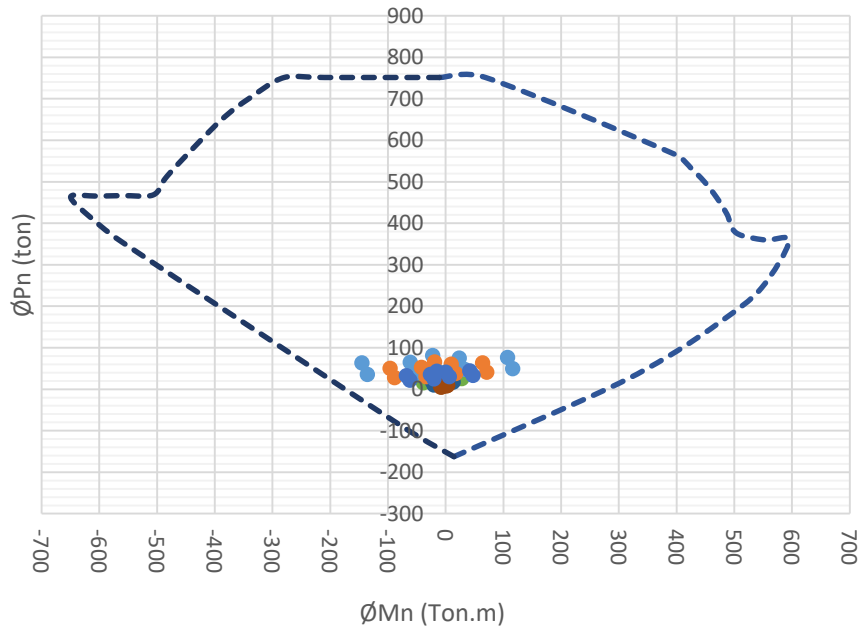
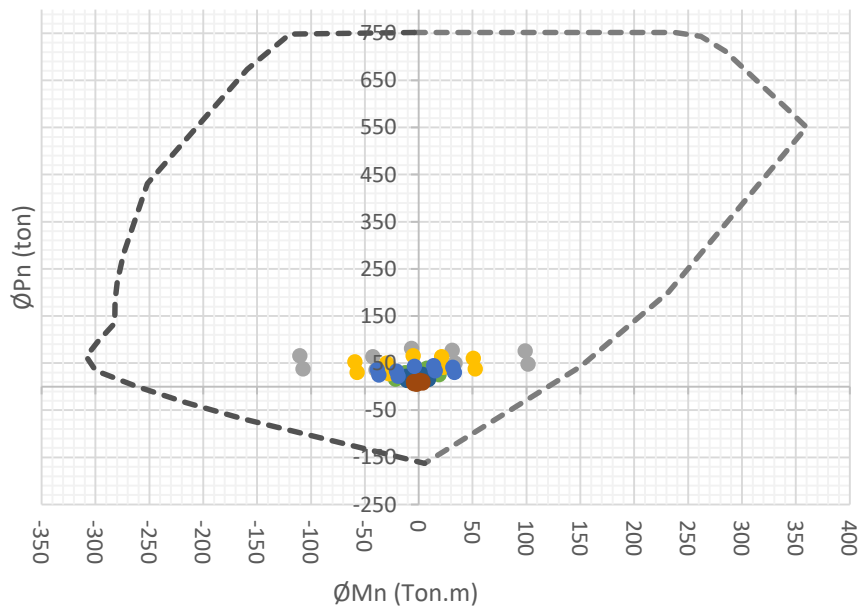


Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 04



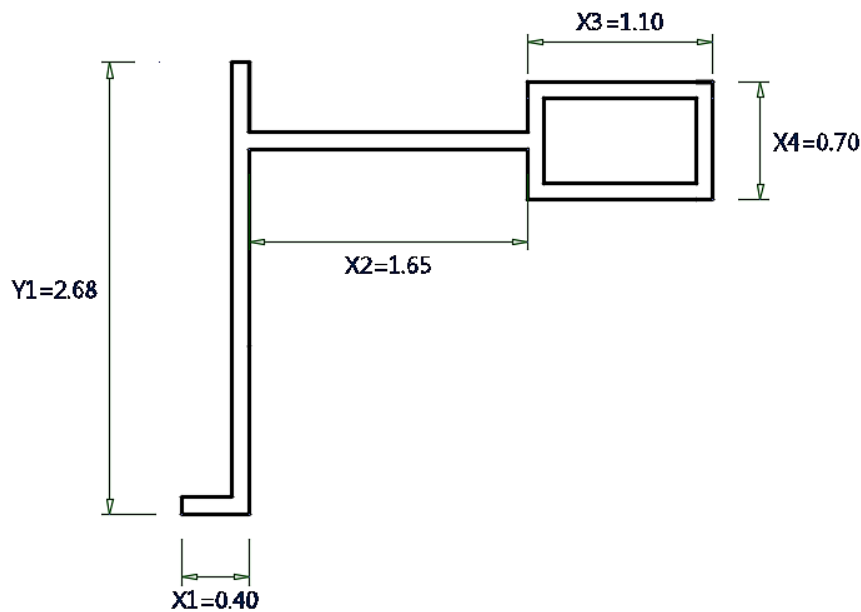
Con la disposición de aceros se realiza las siguientes verificaciones:

DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.	
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO			
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$ $\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	26.46 kg/cm^2 9.23 Ton.m $\sigma_t < 2\sqrt{f'c}$	
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES			
Criterio de desplazamientos	Valor de C $\frac{lm}{600(\delta v/hm)}$	78.63 cm 89.33 cm	No requiere confinamiento
	Criterio de esfuerzos $\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	70 kg/cm^2 30.49 kg/cm^2	

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y



DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
DIRECCIÓN X		
Mua	144.82 Ton.m	
Vua	14.38 Ton	
Momento Nominal	357.14 Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$ 35.45 Ton	

Aporte de concreto (Vc)	$Vc\ x1 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	2.24	Ton	
	$Vc\ x2 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	9.25	Ton	
	$Vc\ x3 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	6.17	Ton	
	$Vc\ x4 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	6.17	Ton	
	$Vc\ total = Vc\ x1 + Vc\ x2 + Vc\ x3 + Vc\ x4$	23.84	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$	29.80	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	17.87	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$	94.45	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	15.18	Ton	
Cuantía Horizontal	$\rho_h = \frac{Vs}{Acw * fy}$	0.0010		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	$Vs_{real} = Acw * \rho_h * f'y$	44.63	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As\ colocado}{As\ requerido}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$Vn\ real = Vs\ final + Vc$	68.46	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$Vn_{max} = 2.6\sqrt{f'y} * Acw$	146.18	Ton	$Vn_{max} > Vn$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As\ colocado}{As\ requerido}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi Vn = \phi \mu (Nu + Av * f'y)$	77.91	Ton	> 14.38 ton – Cumple

DIRECCIÓN Y

Mua	98.87	Ton.m	
Vua	20.06	Ton	
Momento Nominal	257.14	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	52.16	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	22.88	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	28.61	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	38.48	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	90.68	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	14.57	Ton	
Cuantía Horizontal	0.0022		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	42.84	Ton	
Espaciamiento	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	65.72	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	140.33	Ton	

Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	77.91	Ton	> 20.06 ton – Cumple

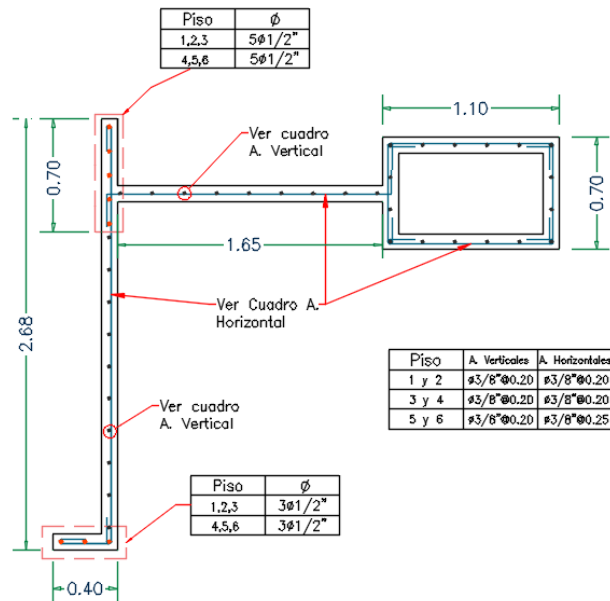
Se realiza el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 04, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	ρv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
2	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

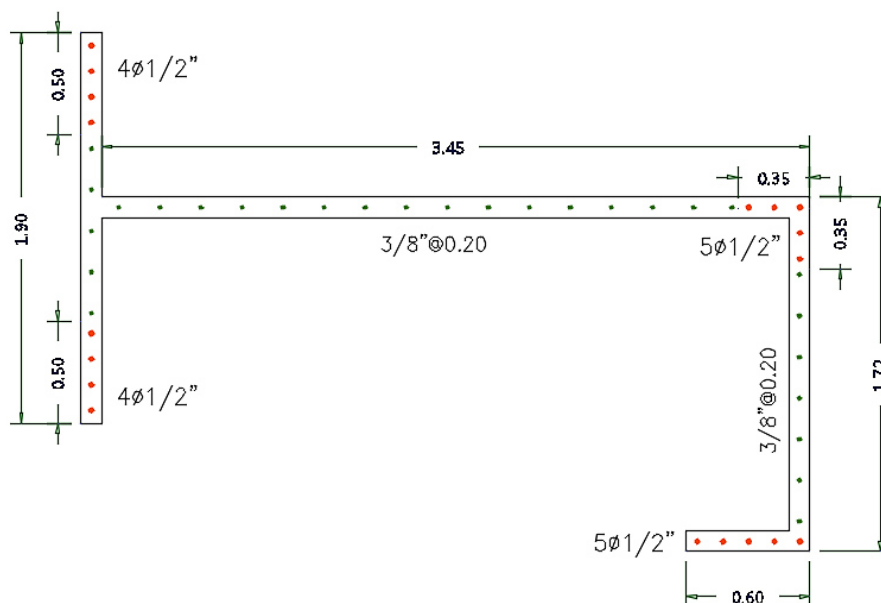
NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	ρv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
2	0.00438	3/8"	0.16	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
3	0.00392	3/8"	0.18	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00317	3/8"	0.22	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20



A.3.4.- Muro M-05

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Disposición de aceros preliminar del M-05



Para el Muro M – 05 se considera en los extremos $4 \phi 1/2"$, en el ala inferior se coloca $5 \phi 1/2"$ y en la intersección $5 \phi 1/2"$, para los aceros centrales se coloca aceros de $\phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

En las tabla A.2.9 y A.2.10 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 05, los que se obtuvieron del análisis sísmico. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 05

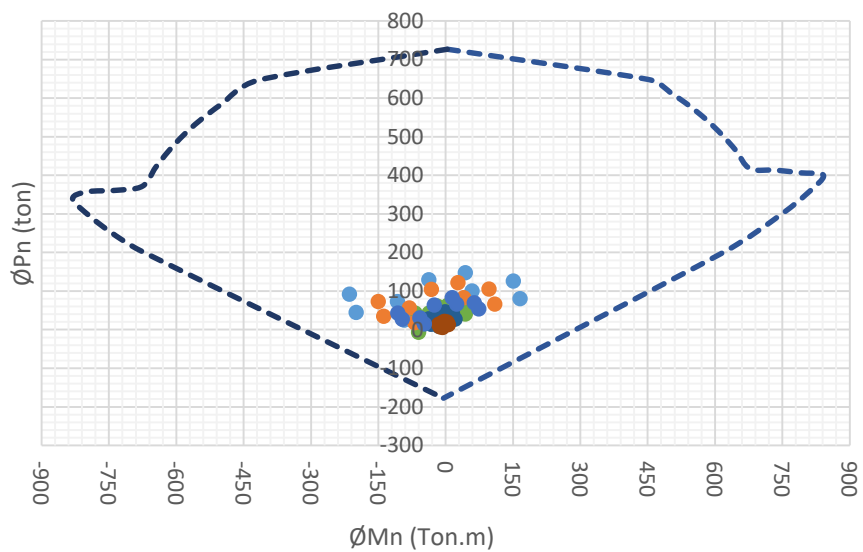
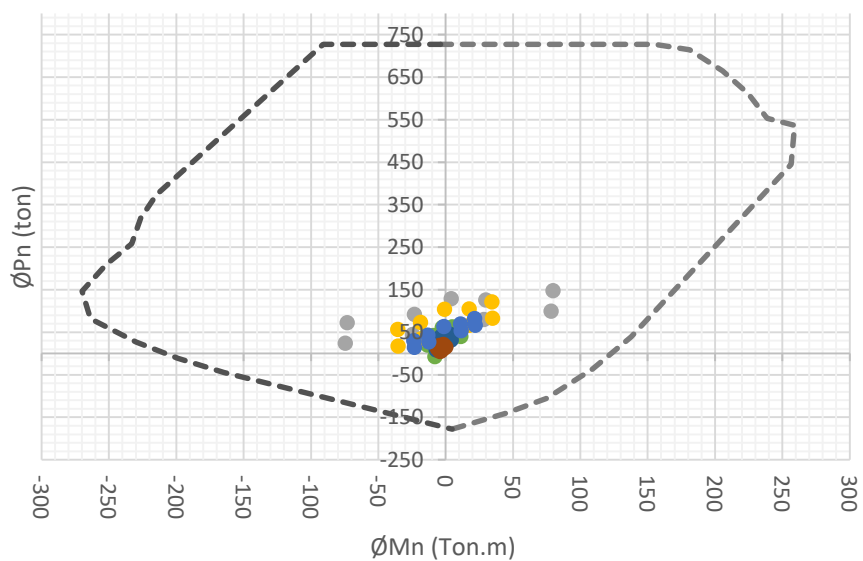


Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 05



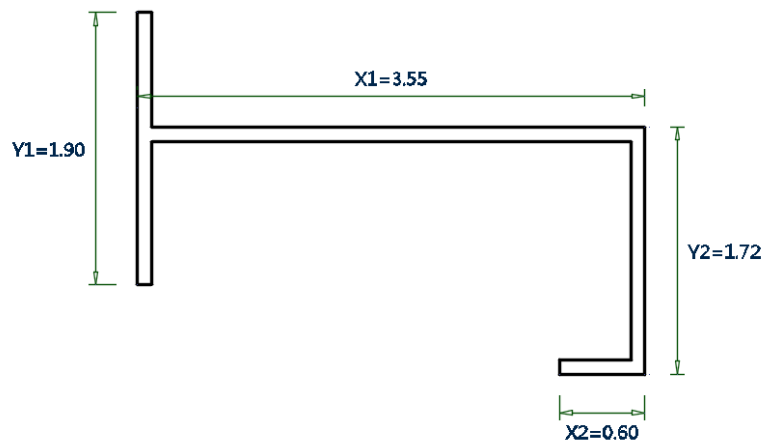
Con la disposición de aceros se realiza las siguientes verificaciones:

DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.	
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO			
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$ $\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	26.46 kg/cm^2 18.95 Ton.m	
		$\sigma_t < 2\sqrt{f'c}$	
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES			
Criterio de desplazamientos	Valor de C $\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	56.86 cm 63.33 cm	No requiere confinamiento
Criterio de esfuerzos	$0.4 f'c$ $\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	70 kg/cm^2 77.59 kg/cm^2	No requiere confinamiento

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y.



DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
DIRECCIÓN X		
Mua	213.99 Ton.m	
Vua	17.87 Ton	
Momento Nominal	685.71 Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$ 57.26 Ton	
Aporte de concreto (Vc)	$Vc x1 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$ 19.91 Ton	
	$Vc x2 = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$ 3.37 Ton	
	$Vc total = Vc x1 + Vc x2$ 23.28 Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$ 29.10 Ton	$Vc_{max} > Vc$

Aporte del Acero (Vs)	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	44.09	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$	92.23	Ton	$V_{s_{max}} > V_s$
Verificar la condición de diseño	$V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	14.82	Ton	
Cuantía Horizontal	$\rho_h = \frac{V_s}{Acw * f_y}$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Aporte Real del acero	$V_{s_{real}} = Acw * \rho_h * f'_y$	44.09	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$V_n_{real} = V_s_{final} + V_c$	67.37	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$V_n_{max} = 2.6\sqrt{f'_y} * Acw$	142.74	Ton	$V_n_{max} > V_n$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025, se usa el mínimo.
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As_{colocado}}{As_{requerido}}$	0.29	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f'_y)$	88.29	Ton	> 57.26 ton – Cumple

DIRECCIÓN Y

Mua	72.92	Ton.m	
Vua	15.37	Ton	
Momento Nominal	357.14	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	61.49	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	20.30	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	25.38	Ton	$V_{c_{max}} > V_c$
Aporte del Acero (Vs)	52.04	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	80.45	Ton	$V_{s_{max}} > V_s$
Verificar la condición de diseño	12.93	Ton	
Cuantía Horizontal	0.0034		No debe ser menor a 0.0025
Aporte Real del acero	52.04	Ton	
Espaciamiento	0.21	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	72.34	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	124.51	Ton	
Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	88.78	Ton	> 13.03 ton – Cumple

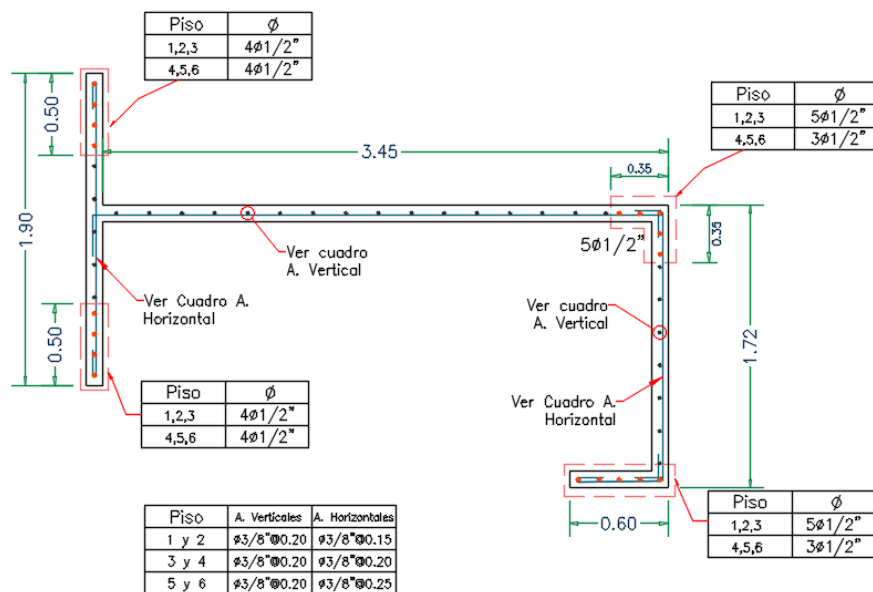
Se hace el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 05, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

Nivel	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00253	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00406	3/8"	0.18	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00355	3/8"	0.20	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00276	3/8"	0.26	0.0026	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.0025	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

Nivel	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00342	3/8"	0.21	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00313	3/8"	0.23	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00295	3/8"	0.24	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
4	0.00253	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

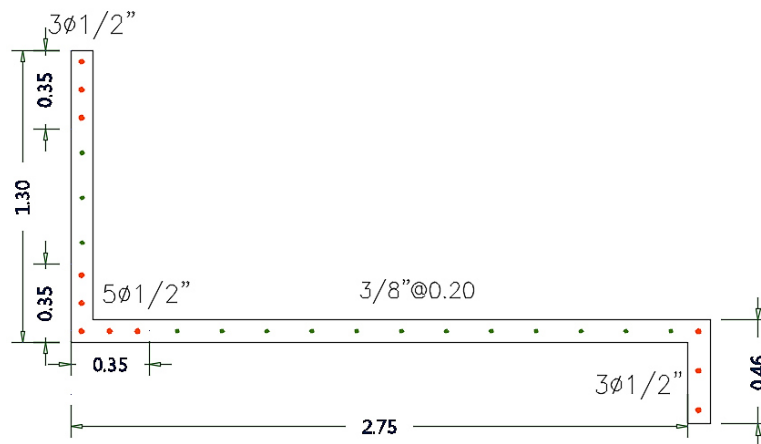


A.3.5.- Muro M-06

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Para el Muro M – 06 se considera en los extremos $3 \phi 1/2"$, y en la intersección $5 \phi 1/2"$, para los aceros centrales se coloca aceros de $\phi 3/8"@ 20 \text{ cm}$, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Disposicion de aceros preliminar del M-06



En la tabla A.2.11 y A.2.12 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 06, los que se obtuvieron del análisis sísmico. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de iteración en dirección X, M – 06

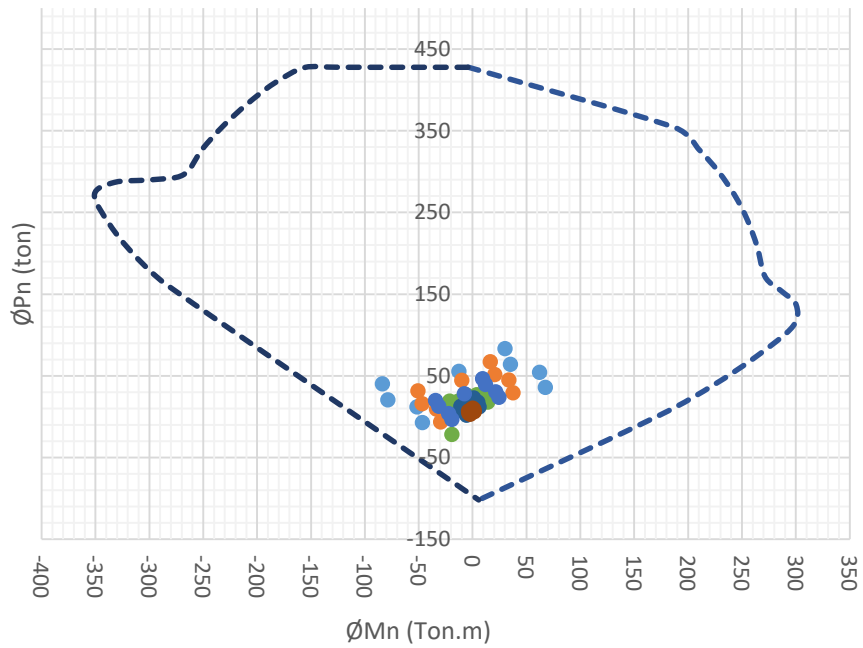
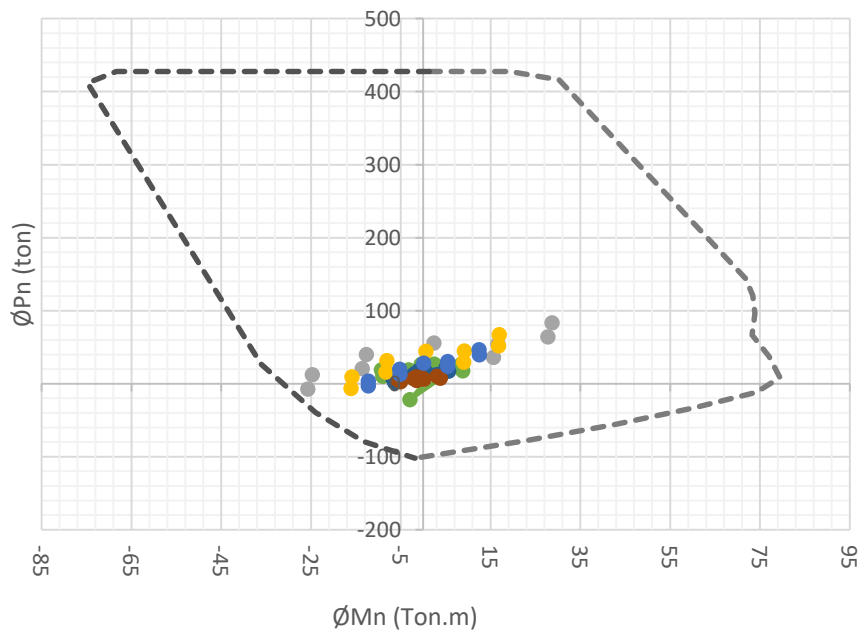


Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 06



Con la disposición de aceros se realiza las siguientes verificaciones:

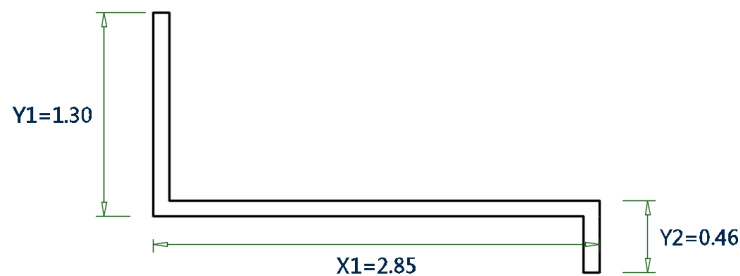
DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO		
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$	26.46 kg/cm^2
	$\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	18.16 Ton.m
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES		
Valor de C	36.54	cm

Criterio de desplazamientos	$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	43.33	cm	No requiere confinamiento
Criterio de esfuerzos	$\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	70	kg/cm^2	No requiere confinamiento

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y



DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.		
DIRECCIÓN X				
Mua	78.58	Ton.m		
Vua	9.47	Ton		
Momento Nominal	185.71	Ton.m	Del diagrama de iteración	
Cortante de Diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$	22.37	Ton	
Aporte del concreto (Vc)	$Vc = 0.53 \sqrt{f'y} * b * d$	15.99	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$	19.98	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	10.33	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1 \sqrt{f'c} * bw * d$	63.34	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Se verifica la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	10.18	Ton	
Cuantía Horizontal	$\rho_h = \frac{Vs}{Acw * fy}$	0.0025	No debe ser menor a 0.0025, se usa el mínimo.	
Aporte Real del acero	$Vs_{real} = Acw * \rho_h * f'y$	29.93	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$Vn_{real} = Vs_{final} + Vc$	45.91	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$Vn_{max} = 2.6 \sqrt{f'y} * Acw$	98.03	Ton	$Vn_{max} > Vn$

Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f' y)$	69.55	Ton	> 9.45 ton – Cumple

DIRECCIÓN YY

Mua	24.69	Ton.m	
Vua	6.21	Ton	
Momento Nominal	57.14	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)	14.37	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	9.82	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	12.27	Ton	$V_{c_{max}} > V_c$
Aporte del Acero (Vs)	7.09	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	38.89	Ton	$V_{s_{max}} > V_s$
Verificar la condición de diseño	6.25	Ton	
Cuantía Horizontal	0.00096		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte Real del acero	18.38	Ton	
Espaciamiento	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	28.19	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	60.19	Ton	
Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	69.55	Ton	> 6.21 ton – Cumple

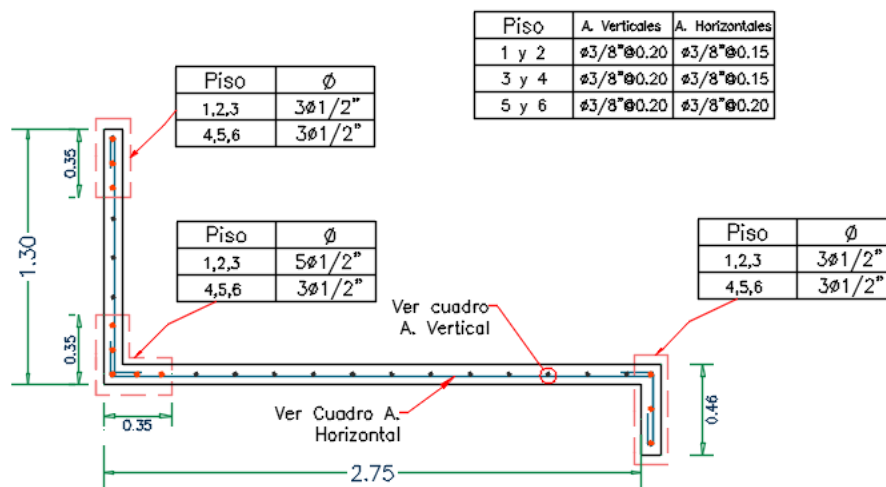
Se hace el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 06, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

NIVEL	ρ_h	ϕ	s (m) teórico	ρ_v	ϕ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	ϕ	s	#	ϕ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teóric o	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
2	0.00344	3/8"	0.21	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	15	1	3/8"	20
3	0.00428	3/8"	0.17	0.0025	3/8"	0.49	1	3/8"	15	1	3/8"	20
4	0.00402	3/8"	0.18	0.0025	3/8"	0.34	1	3/8"	15	1	3/8"	20
5	0.00336	3/8"	0.21	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	20	1	3/8"	20
6	0.00318	3/8"	0.22	0.0027	3/8"	0.26	1	3/8"	20	1	3/8"	20

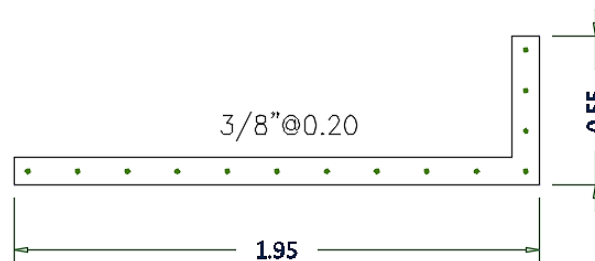


A.3.6.- Muro M-07

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Cabe resalta que este muro es el que menos fuerzas cortantes y momentos últimos tiene, por lo que se colocara inicialmente una disposición de aceros de $\phi 3/8"@20 \text{ cm}$ en toda la sección del muro y se realizara las verificaciones correspondientes por cada diseño.

Disposición de aceros preliminar del M-07



En la tabla A.2.13 y A.2.14 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 07, los que se obtuvieron del diagrama de iteración. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 07

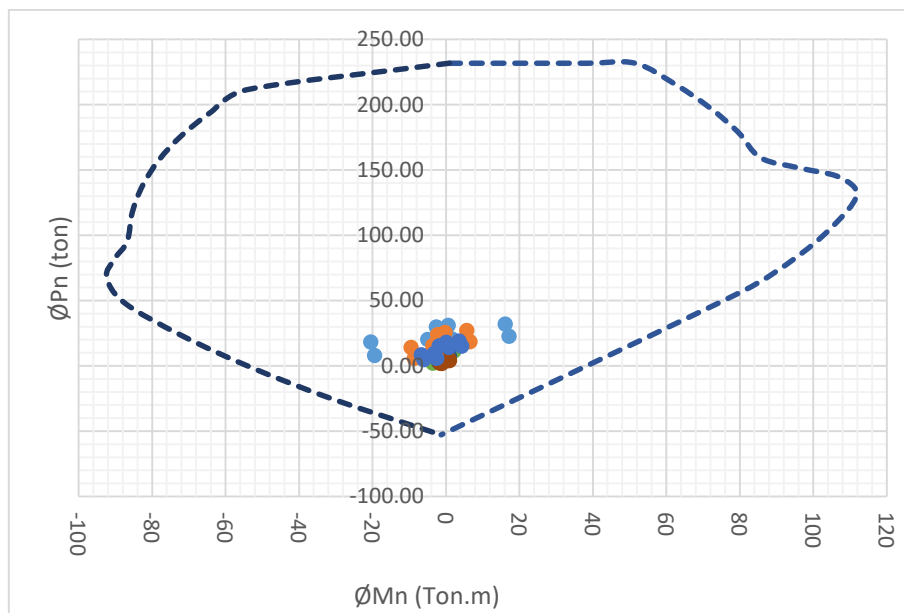
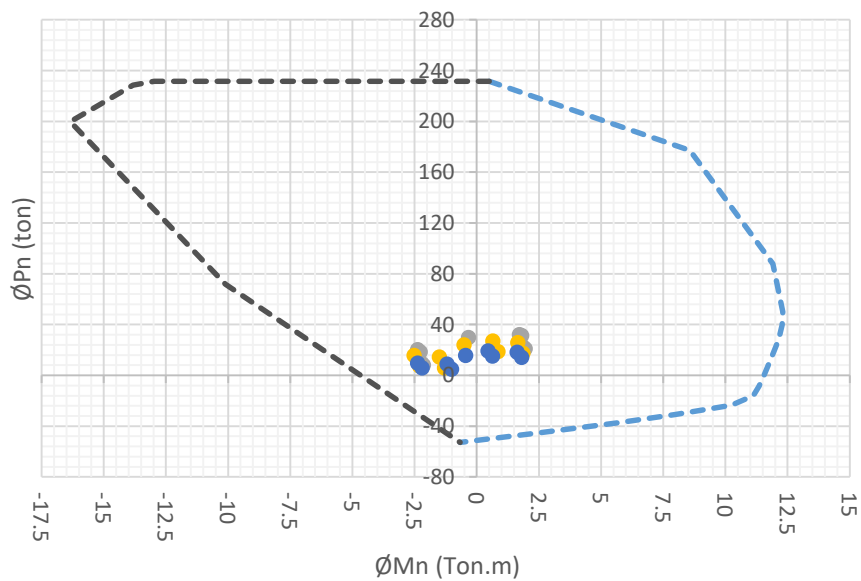


Diagrama de iteración en dirección Y, M – 07



Con la disposición de aceros se realiza las siguientes verificaciones:

DESCRIPCIÓN		RESULTADO		OBSV.
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO				
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$	26.46	kg/cm^2	
	$\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	12.88	Ton.m	$\sigma_t < 2\sqrt{f'c}$
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES				
Criterio de desplazamientos	Valor de C	45.69	cm	
	$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	65.00	cm	No requiere confinamiento
Criterio de esfuerzos	$0.4 f'c$	70	kg/cm^2	
	$\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	9.45	kg/cm^2	No requiere confinamiento

B. DISEÑO POR CORTE

Para este muro, solo se diseñará en la dirección X, ya que se puede observar en el diagrama de iteración que para la dirección en Y, los momentos son muy inferiores a comparación del eje X, por lo que el diseño en la dirección X será predominante.

DESCRIPCIÓN		RESULTADO		OBSV.
DIRECCIÓN X				
Mua		20.45	Ton.m	
Vua		3.19	Ton	
Momento Nominal		100	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$	12.76	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	$Vc = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	10.94	Ton	
Aporte Máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$	13.67	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del Acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	4.08	Ton	
Aporte de Acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$	43.34	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	6.96	Ton	
Cuantía horizontal	$\rho_h = \frac{Vs}{Acw * fy}$	0.0005		No debe ser menor a 0.0025, por ello se usa el mínimo
Aporte real del acero	$Vs_{real} = Acw * \rho_h * f'y$	20.48	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$Vn_{real} = Vs_{final} + Vc$	31.41	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$Vn_{max} = 2.6\sqrt{f'y} * Acw$	67.07	Ton	$Vn_{max} > Vn$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025

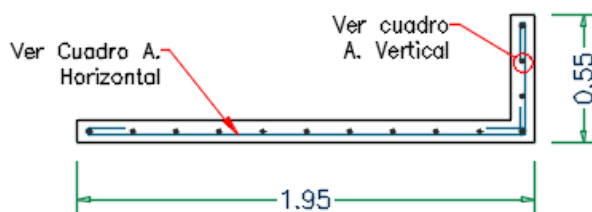
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f'_y)$	62.28	Ton	> 3.19 ton – Cumple

Se realiza el diseño para los 5 pisos restantes, obteniendo los siguientes resultados del Muro M – 07, por cada dirección:

DIRECCIÓN X y Y:

NIVEL	ρ _h	φ	s (m) teórico	ρ _v	φ	s (m) teóric o	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
2	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

Piso	A. Verticales	A. Horizontales
1 y 2	φ3/8"@0.20	φ3/8"@0.25
3 y 4	φ3/8"@0.20	φ3/8"@0.25
5 y 6	φ3/8"@0.20	φ3/8"@0.25

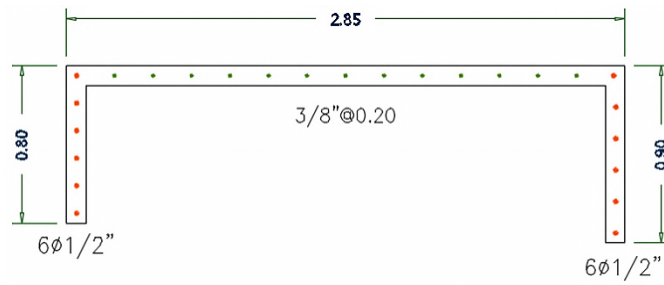


A.3.7.- Muro M-08

La sección del muro aportará rigidez en ambas direcciones, por ello es necesario hacer el diseño para la dirección X y Y.

Para el Muro M – 08 se considera en los extremos **6 φ 1/2"** y para los aceros centrales se coloca aceros de **φ 3/8"@ 20 cm**, con esta distribución se generan los diagramas de iteración, si las cargas y momentos no se encuentran dentro del diagrama se incrementa el área de acero hasta que cumpla la condición mencionada.

Disposicion de aceros preliminar del M-08



En la tabla A.2.15 y A.2.16 se muestra los valores de cargas axiales, cortantes y momentos flectores del muro M - 08, los que se obtuvieron del análisis sísmico. Y luego se realiza las combinaciones correspondientes.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se construye el diagrama de iteración, para las direcciones en X y Y, y se ubican las cargas actuantes:

Diagrama de Iteración en dirección X, M – 08

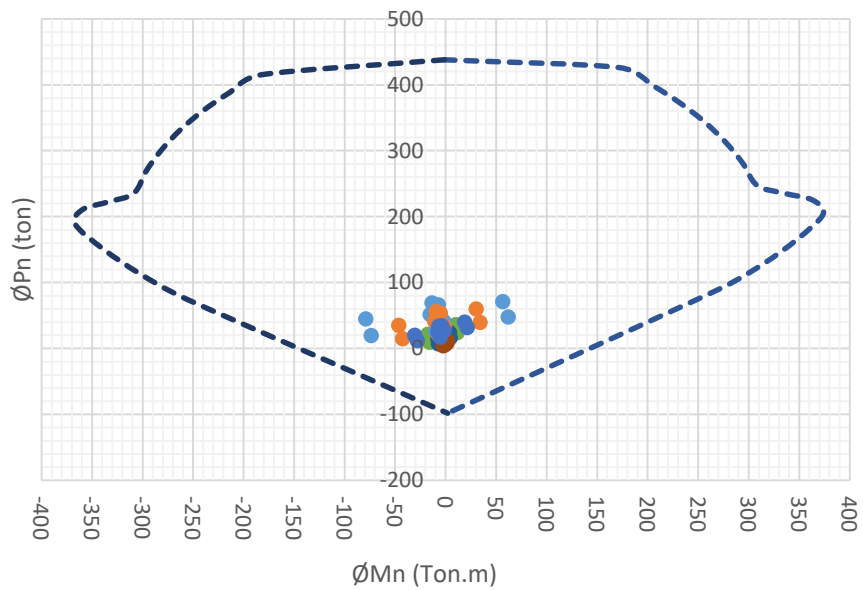
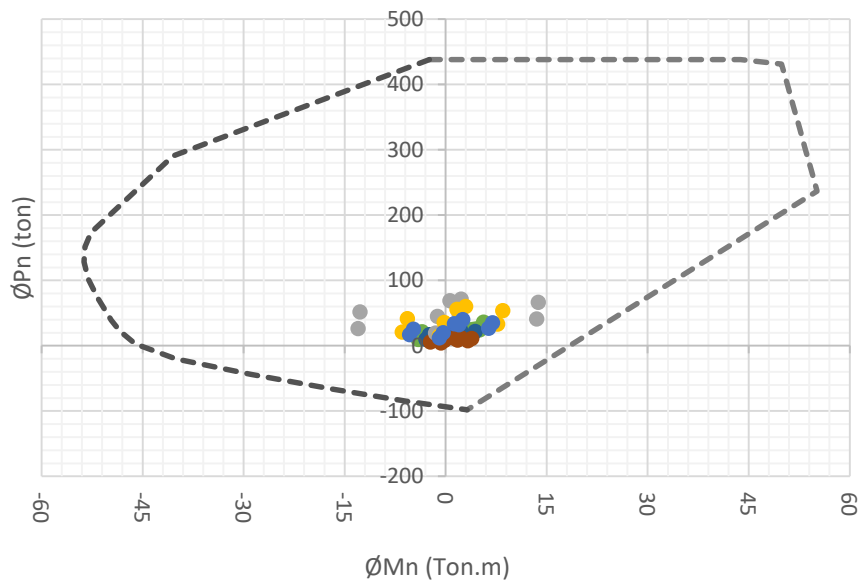


Diagrama de Iteración en dirección Y, M – 08



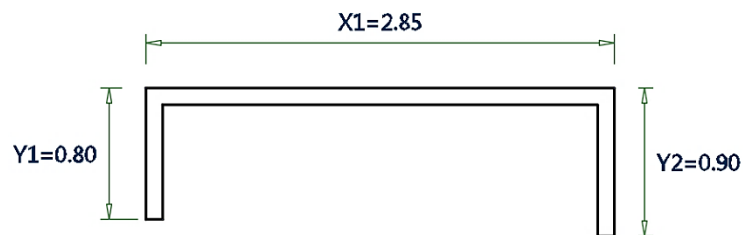
Con la disposición de aceros se realiza las siguientes verificaciones:

DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV.
MOMENTO DE AGRIETAMIENTO		
Verificación del Momento de agrietamiento	$2\sqrt{f'c}$	26.46 kg/cm^2
	$\sigma_t = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * y_t}{Ig}$	15.64 Ton.m
CONFINAMIENTO EN LOS BORDES		
Criterio de desplazamientos	Valor de C	28.54 cm
	$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta v}{hm} \right)}$	30.00 cm
Criterio de esfuerzos	$0.4 f'c$	70 kg/cm^2
	$\sigma_u = \frac{Pu}{Acw} + \frac{Mu * c}{Inercia}$	67.52 kg/cm^2

B. DISEÑO POR CORTE

Con las verificaciones realizadas, se procede con el diseño por corte:

Se calcula el aporte del concreto por cada muro en la dirección X y Y



DESCRIPCIÓN	RESULTADO	OBSV
DIRECCIÓN X		

Mua		56.53	Ton.m	
Vua		8.79	Ton	
Momento nominal		328.57	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de diseño (Vu)	$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$	35.16	Ton	
Aporte de concreto (Vc)	$Vc = 0.53\sqrt{f'y} * b * d$	15.99	Ton	
Aporte máximo del concreto (Vc max)	$Vc_{max} = Acw (\alpha_c * \sqrt{f'y})$	19.98	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del acero (Vs)	$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	25.37	Ton	
Aporte de acero Máximo (Vs max)	$Vs_{max} = 2.1\sqrt{f'c} * bw * d$	63.34	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño	$Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ó $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$	10.18	Ton	
Cuantía horizontal	$\rho h = \frac{Vs}{Acw * fy}$	0.0021		No debe ser menor a 0.0025
Aporte real del acero	$Vs_{real} = Acw * \rho h * f'y$	29.93	Ton	
Espaciamiento horizontal	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real	$Vn \text{ real} = Vs \text{ final} + Vc$	45.91	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo	$Vn_{max} = 2.6\sqrt{f'y} * Acw$	98.03	Ton	$Vn_{max} > Vn$
Cuantía vertical	$\rho_v = 0.025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.025$	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento vertical	$S = \frac{As \text{ colocado}}{As \text{ requerido}}$	0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte por fricción	$\phi Vn = \phi \mu (Nu + Av * f'y)$	72.56	Ton	> 8.79 ton – Cumple

DIRECCIÓN Y

Mua		13.79	Ton.m	
Vua		3.74	Ton	
Momento Nominal		40.00	Ton.m	Del diagrama de iteración
Cortante de Diseño (Vu)		10.84	Ton	
Aporte de concreto (Vc)		9.54	Ton	
Aporte máximo del concreto (Vc max)		11.92	Ton	$Vc_{max} > Vc$
Aporte del acero (Vs)		3.22	Ton	
Aporte de acero máximo (Vs max)		37.78	Ton	$Vs_{max} > Vs$
Verificar la condición de diseño		6.07	Ton	
Cuantía horizontal		0.0005		No debe ser menor a 0.0025, se usa el mínimo.
Aporte real del acero		17.85	Ton	
Espaciamiento		0.28	m	No debe ser mayor a 30 o 40 cm
Resistencia al corte nominal real		27.39	Ton	
Resistencia al corte nominal máximo		58.47	Ton	

Cuantía vertical	0.0025		No debe ser menor a 0.0025
Espaciamiento	0.28	m	
Resistencia al corte por fricción	72.56	Ton	> 3.74 ton – Cumple

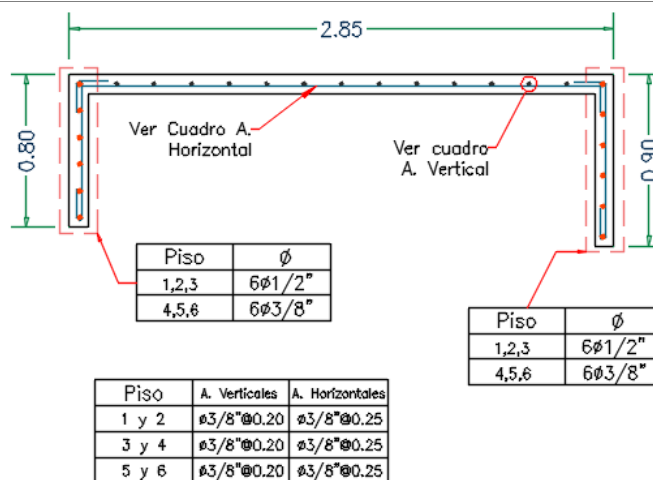
Se realiza el diseño para los 5 pisos restantes, de manera que en los pisos superiores se puede optimizar el acero con espaciamientos mayores, obteniendo los siguientes resultados del muro M – 08, por cada dirección:

DIRECCIÓN X:

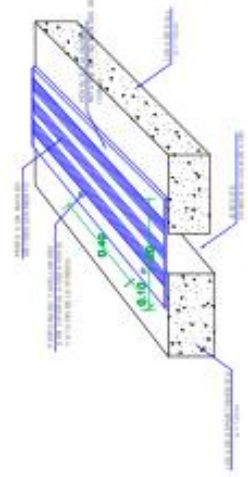
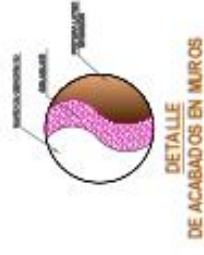
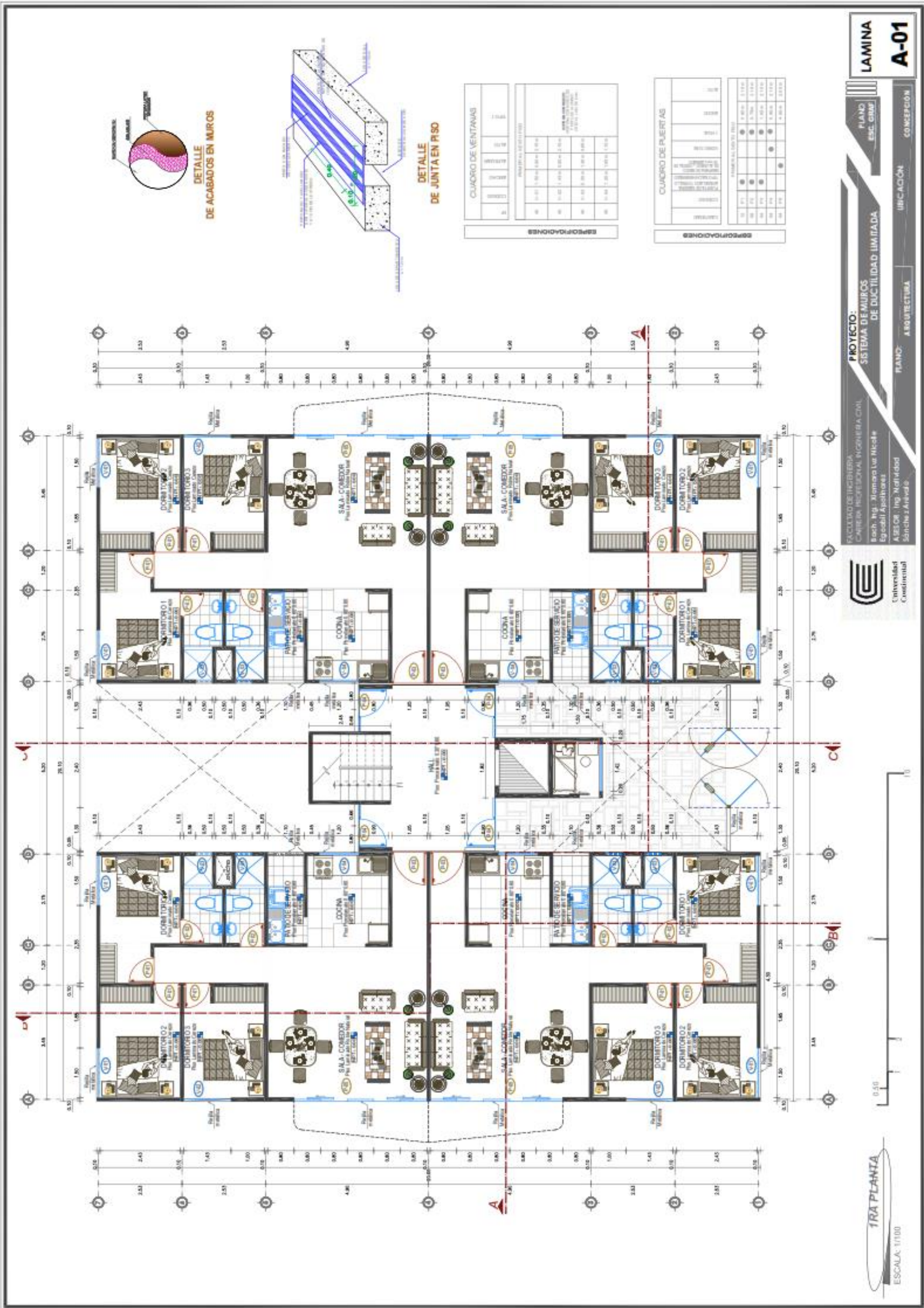
NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
2	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20

DIRECCIÓN Y:

NIVEL	ph	φ	s (m) teórico	pv	φ	s (m) teórico	DISEÑO FINAL HORIZONTAL			DISEÑO FINAL VERTICAL		
							#	φ	s	#	φ	s
1	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
2	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
3	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
4	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
5	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20
6	0.00250	3/8"	0.28	0.0025	3/8"	0.28	1	3/8"	25	1	3/8"	20



ANEXO 4: PLANOS DE ARQUITECTURA:



CUADRO DE VENTANAS

VENTANA	TIPO	AREA	PERIMETRO
1	1.00x1.50	1.50	5.00
2	1.00x1.50	1.50	5.00
3	1.00x1.50	1.50	5.00
4	1.00x1.50	1.50	5.00
5	1.00x1.50	1.50	5.00
6	1.00x1.50	1.50	5.00
7	1.00x1.50	1.50	5.00
8	1.00x1.50	1.50	5.00
9	1.00x1.50	1.50	5.00
10	1.00x1.50	1.50	5.00
11	1.00x1.50	1.50	5.00
12	1.00x1.50	1.50	5.00
13	1.00x1.50	1.50	5.00
14	1.00x1.50	1.50	5.00
15	1.00x1.50	1.50	5.00
16	1.00x1.50	1.50	5.00
17	1.00x1.50	1.50	5.00
18	1.00x1.50	1.50	5.00
19	1.00x1.50	1.50	5.00
20	1.00x1.50	1.50	5.00
21	1.00x1.50	1.50	5.00
22	1.00x1.50	1.50	5.00
23	1.00x1.50	1.50	5.00
24	1.00x1.50	1.50	5.00
25	1.00x1.50	1.50	5.00
26	1.00x1.50	1.50	5.00
27	1.00x1.50	1.50	5.00
28	1.00x1.50	1.50	5.00
29	1.00x1.50	1.50	5.00
30	1.00x1.50	1.50	5.00
31	1.00x1.50	1.50	5.00
32	1.00x1.50	1.50	5.00
33	1.00x1.50	1.50	5.00
34	1.00x1.50	1.50	5.00
35	1.00x1.50	1.50	5.00
36	1.00x1.50	1.50	5.00
37	1.00x1.50	1.50	5.00
38	1.00x1.50	1.50	5.00
39	1.00x1.50	1.50	5.00
40	1.00x1.50	1.50	5.00
41	1.00x1.50	1.50	5.00
42	1.00x1.50	1.50	5.00
43	1.00x1.50	1.50	5.00
44	1.00x1.50	1.50	5.00
45	1.00x1.50	1.50	5.00
46	1.00x1.50	1.50	5.00
47	1.00x1.50	1.50	5.00
48	1.00x1.50	1.50	5.00
49	1.00x1.50	1.50	5.00
50	1.00x1.50	1.50	5.00

CUADRO DE PUERTAS

PUERTA	TIPO	AREA	PERIMETRO
1	1.00x1.50	1.50	5.00
2	1.00x1.50	1.50	5.00
3	1.00x1.50	1.50	5.00
4	1.00x1.50	1.50	5.00
5	1.00x1.50	1.50	5.00
6	1.00x1.50	1.50	5.00
7	1.00x1.50	1.50	5.00
8	1.00x1.50	1.50	5.00
9	1.00x1.50	1.50	5.00
10	1.00x1.50	1.50	5.00
11	1.00x1.50	1.50	5.00
12	1.00x1.50	1.50	5.00
13	1.00x1.50	1.50	5.00
14	1.00x1.50	1.50	5.00
15	1.00x1.50	1.50	5.00
16	1.00x1.50	1.50	5.00
17	1.00x1.50	1.50	5.00
18	1.00x1.50	1.50	5.00
19	1.00x1.50	1.50	5.00
20	1.00x1.50	1.50	5.00
21	1.00x1.50	1.50	5.00
22	1.00x1.50	1.50	5.00
23	1.00x1.50	1.50	5.00
24	1.00x1.50	1.50	5.00
25	1.00x1.50	1.50	5.00
26	1.00x1.50	1.50	5.00
27	1.00x1.50	1.50	5.00
28	1.00x1.50	1.50	5.00
29	1.00x1.50	1.50	5.00
30	1.00x1.50	1.50	5.00
31	1.00x1.50	1.50	5.00
32	1.00x1.50	1.50	5.00
33	1.00x1.50	1.50	5.00
34	1.00x1.50	1.50	5.00
35	1.00x1.50	1.50	5.00
36	1.00x1.50	1.50	5.00
37	1.00x1.50	1.50	5.00
38	1.00x1.50	1.50	5.00
39	1.00x1.50	1.50	5.00
40	1.00x1.50	1.50	5.00
41	1.00x1.50	1.50	5.00
42	1.00x1.50	1.50	5.00
43	1.00x1.50	1.50	5.00
44	1.00x1.50	1.50	5.00
45	1.00x1.50	1.50	5.00
46	1.00x1.50	1.50	5.00
47	1.00x1.50	1.50	5.00
48	1.00x1.50	1.50	5.00
49	1.00x1.50	1.50	5.00
50	1.00x1.50	1.50	5.00

LAMINA A-01

PROYECTO: SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANO: ARQUITECTURA

UBICACIÓN: CONCEPCIÓN

PLANO: ESC. GRM

CONCEPCIÓN: ESC. GRM

UNIVERSIDAD: Universidad Cordillera

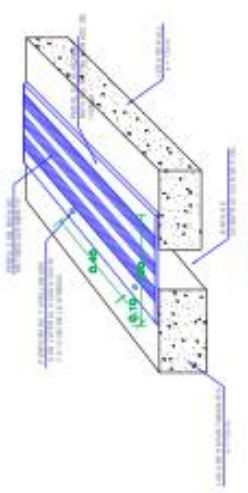
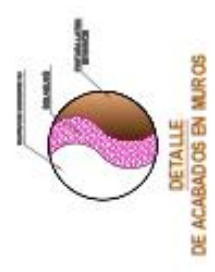
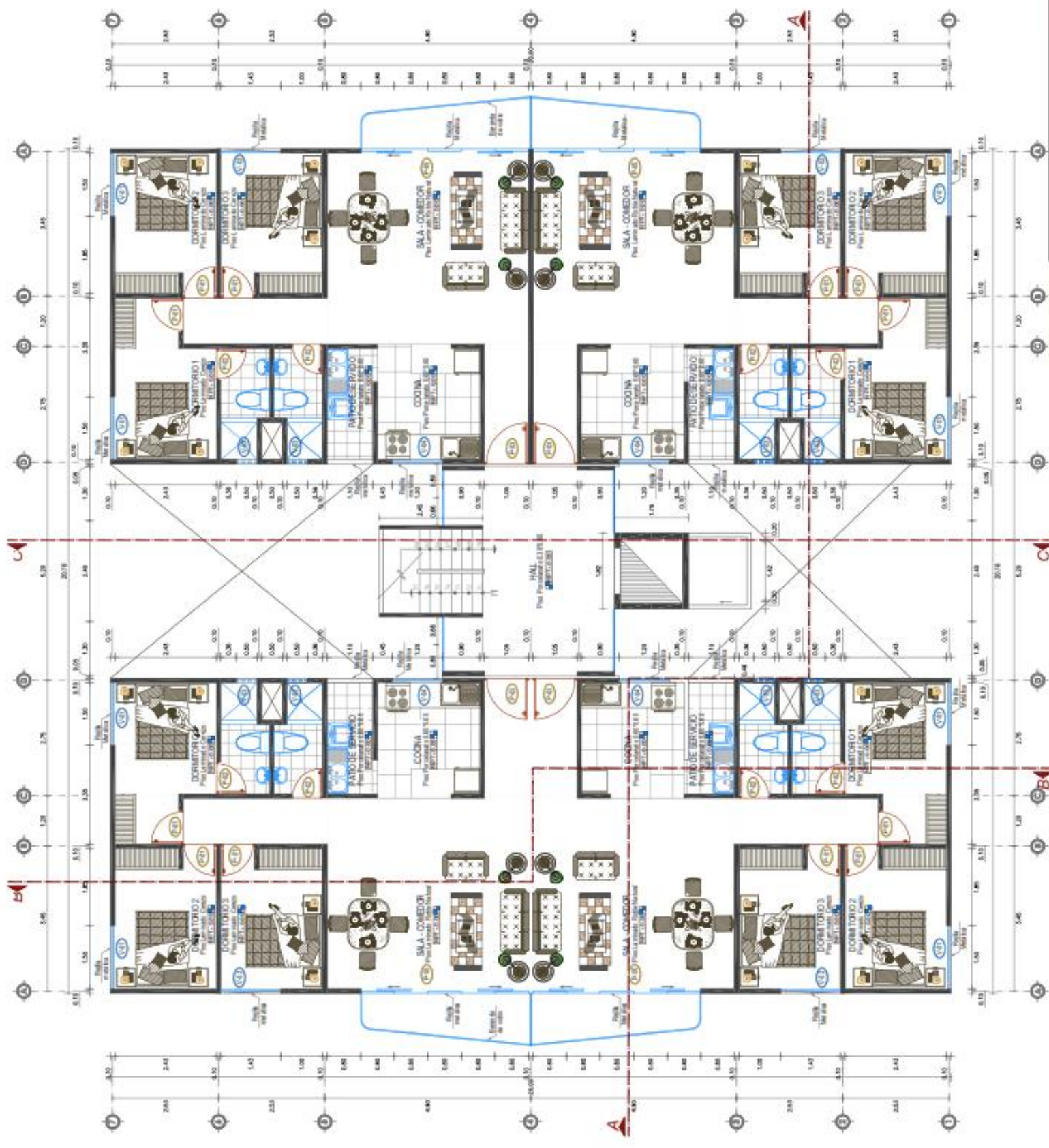
PROFESOR: Ing. Nathalia Sánchez y Aranda

ALUMNO: Ing. Jimena Lucía Neche Egredal Apurtelet

INSTITUCIÓN: FACULTAD DE INGENIERIA, CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL

TRA PLANTA

ESCALA: 1/100



CUADRO DE VENTANAS

ESPESOR (CM)	TIPO	CANTIDAD
10	1	1
15	2	2
20	3	3
25	4	4
30	5	5
35	6	6
40	7	7
45	8	8
50	9	9
55	10	10

CUADRO DE PUERTAS

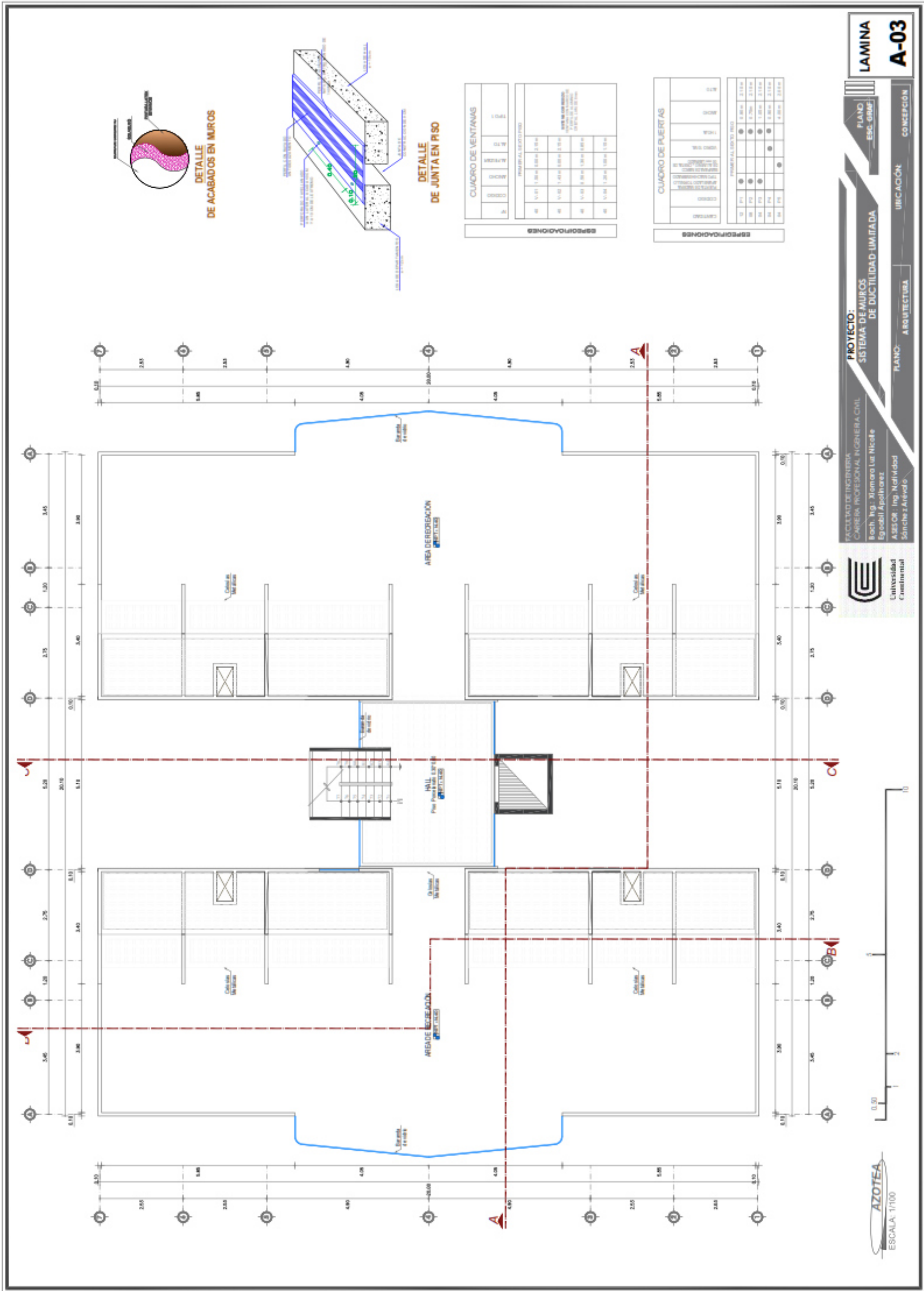
ESPESOR (CM)	TIPO	CANTIDAD
10	1	1
15	2	2
20	3	3
25	4	4
30	5	5
35	6	6
40	7	7
45	8	8
50	9	9
55	10	10

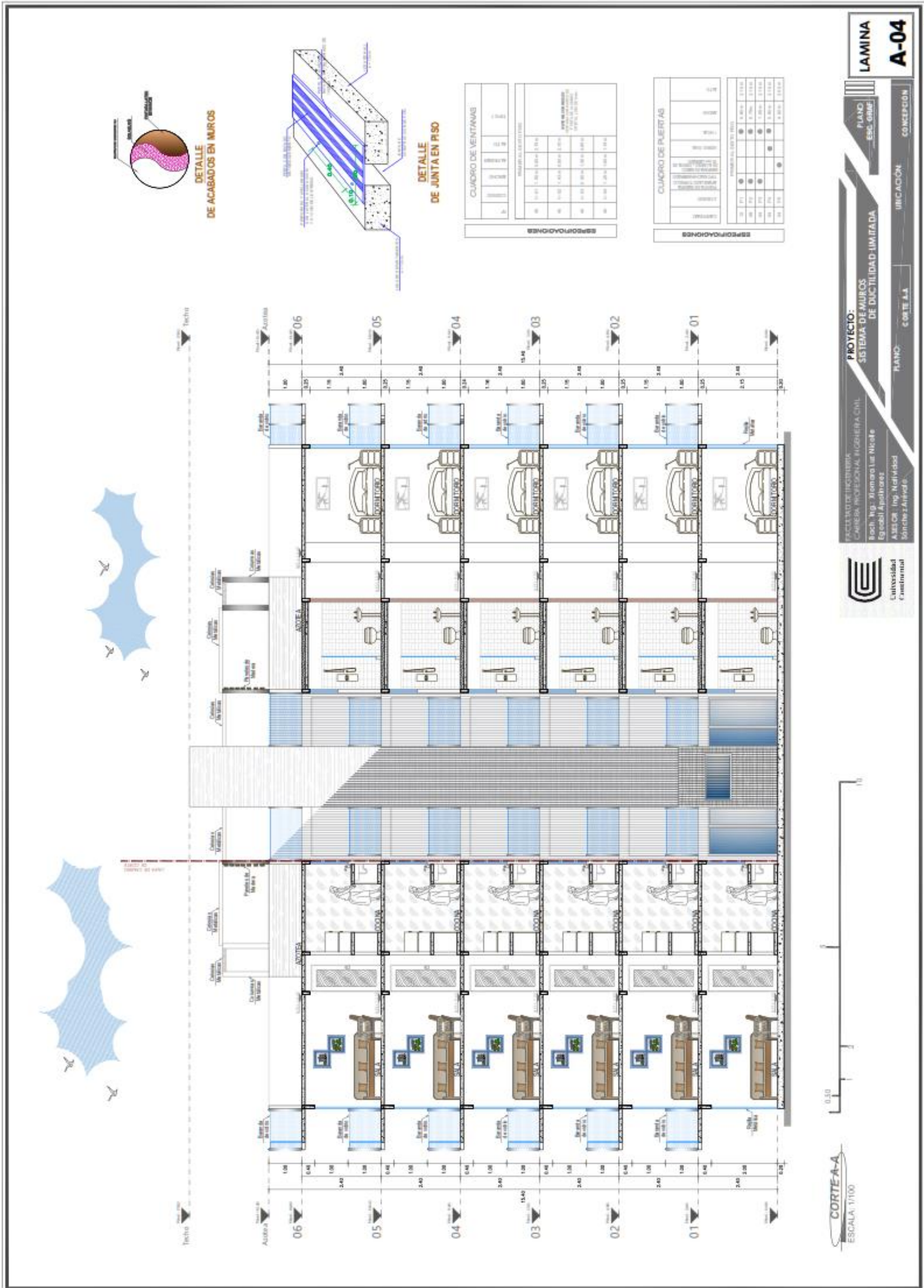
PROYECTO: SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: ARQUITECTURA
UBICACIÓN: CONCEPCION
LAMINA: A-02
PLANO: ESC. GRM

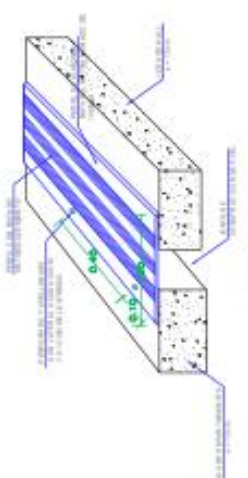
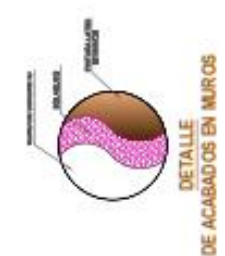
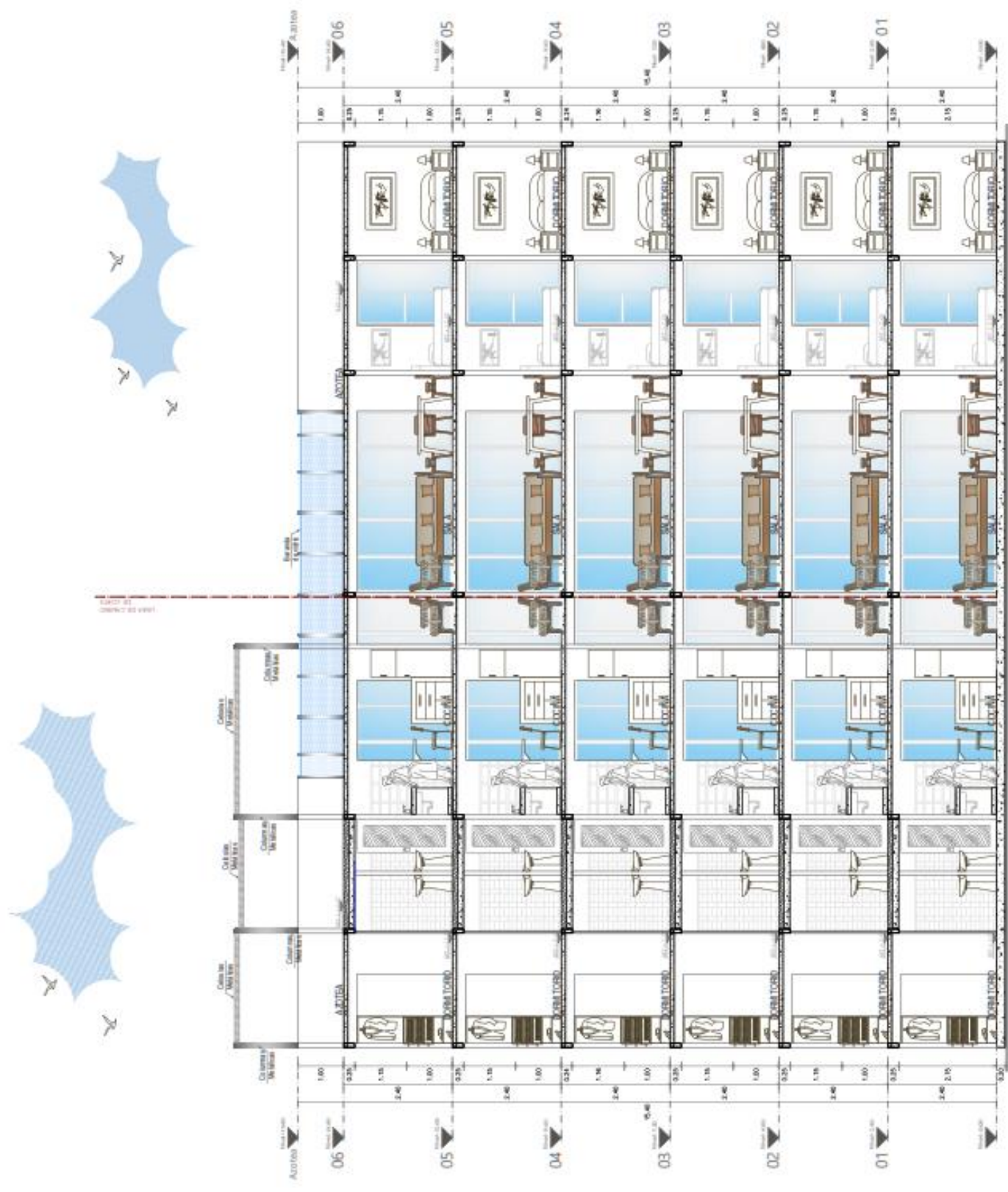
FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
 Ing. Mg. Alvaro Luc Nicke
 Egobal Apollonez
 ASesor Ing. Meliboid
 Sánchez y Araya

Universidad
 Científica

ZDA-5TA-PLANTA
 ESCALA: 1/100







CUADRO DE VENTANAS

TIPO	CANTIDAD	ANCHO (m)	ALTO (m)	AREA (m²)
1	12	1.50	1.50	27.00
2	12	1.50	2.00	36.00
3	12	2.00	1.50	36.00
4	12	2.00	2.00	48.00
5	12	2.50	1.50	45.00
6	12	2.50	2.00	60.00
TOTAL	72			232.00

ESPESOR/ACABOS

1	1.50	1.50	1.50
2	1.50	1.50	1.50
3	1.50	1.50	1.50
4	1.50	1.50	1.50
5	1.50	1.50	1.50
6	1.50	1.50	1.50

CUADRO DE PUERTAS

TIPO	CANTIDAD	ANCHO (m)	ALTO (m)	AREA (m²)
1	12	1.00	2.00	24.00
2	12	1.50	2.00	36.00
3	12	2.00	2.00	48.00
4	12	2.50	2.00	60.00
5	12	3.00	2.00	72.00
TOTAL	72			240.00

ESPESOR/ACABOS

1	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00
6	1.00	1.00	1.00



CORTE-B-B
ESCALA: 1/100



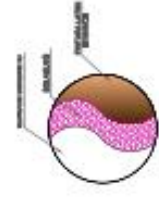
PROYECTO: SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: CORTE B-B
UBICACION: CONCEPCION

LAMINA A-05

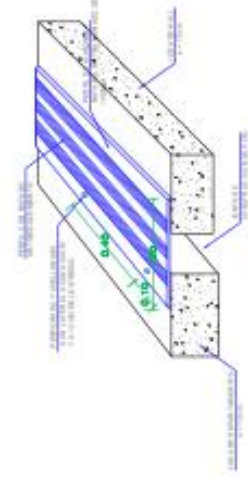
ESC. GRM

FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
 Ing. Mg. Alomara Luc Nicolle
 Egcohi Apalmeiz
 ASESOR Ing. Meliboid
 Sánchez Araya

Universidad Central



DETALLE DE ACABADOS EN MUROS



DETALLE DE JUNTA EN PISO



CUADRO DE VENTANAS

TIPO	1	2	3	4	5	6
ESPESOR (CM)	15	15	15	15	15	15
ANCHO (CM)	100	100	100	100	100	100
ALTO (CM)	150	150	150	150	150	150
AREA (CM ²)	1500	1500	1500	1500	1500	1500
NUMERO DE VENTANAS	1	1	1	1	1	1

ESPECIFICACIONES

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	VENTANA 100x150 CM	UN	6
2	VENTANA 100x150 CM	UN	6
3	VENTANA 100x150 CM	UN	6
4	VENTANA 100x150 CM	UN	6
5	VENTANA 100x150 CM	UN	6
6	VENTANA 100x150 CM	UN	6

CUADRO DE PUERTAS

TIPO	1	2	3	4	5	6
ESPESOR (CM)	15	15	15	15	15	15
ANCHO (CM)	100	100	100	100	100	100
ALTO (CM)	200	200	200	200	200	200
AREA (CM ²)	2000	2000	2000	2000	2000	2000
NUMERO DE PUERTAS	1	1	1	1	1	1

CORTE C-C
ESCALA: 1/100

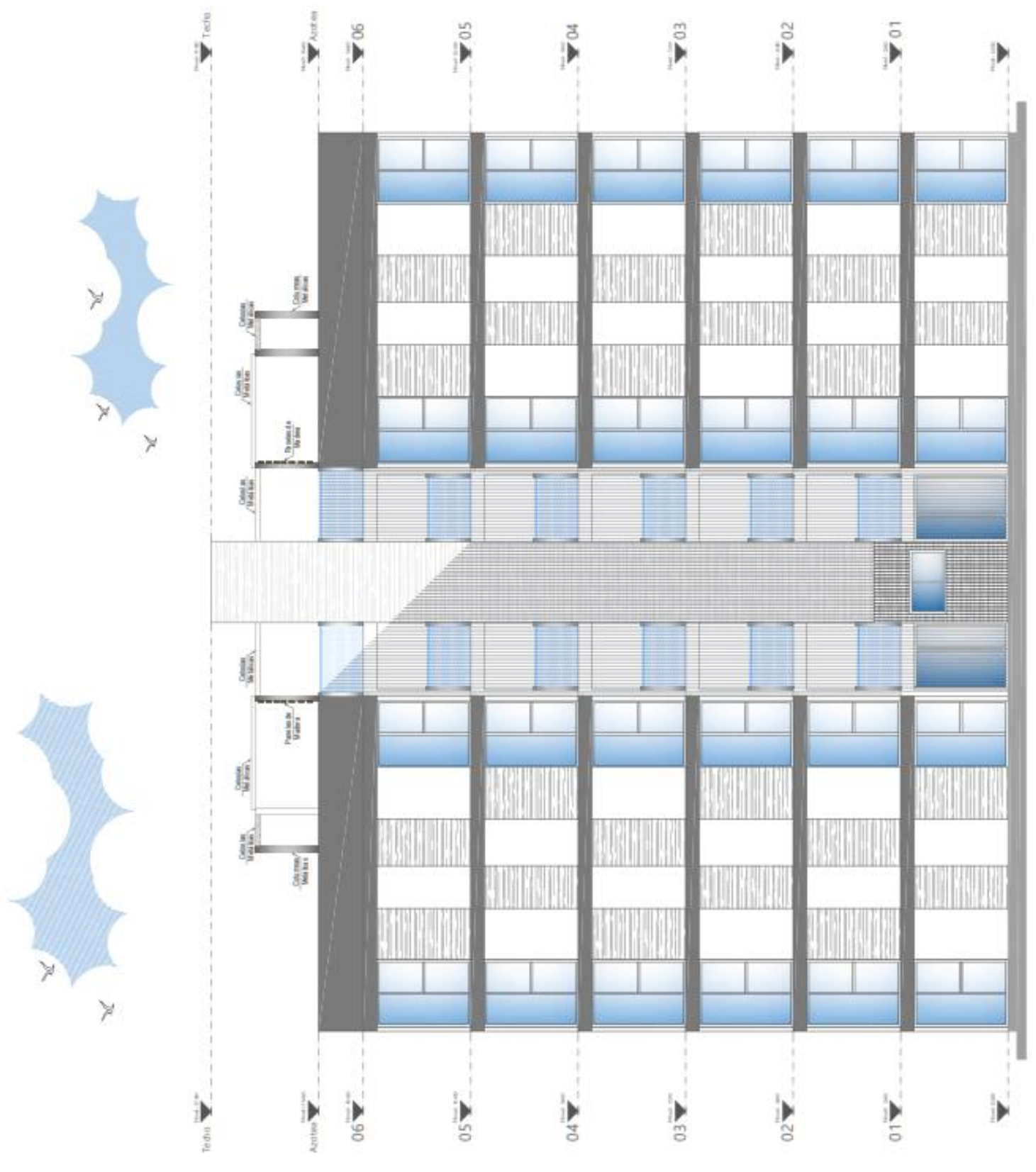


FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
Ing. Mg. Alimara Luc Nicolle
Egobal Apolinar
AUSCOR - Ing. Melitobad
Sánchez y Araya

PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: C-C
C-C

PLANO:
ESC. GRM

LAMINA
A-06



ELEVACIÓN
FRONTAL
ESCALA: 1/100

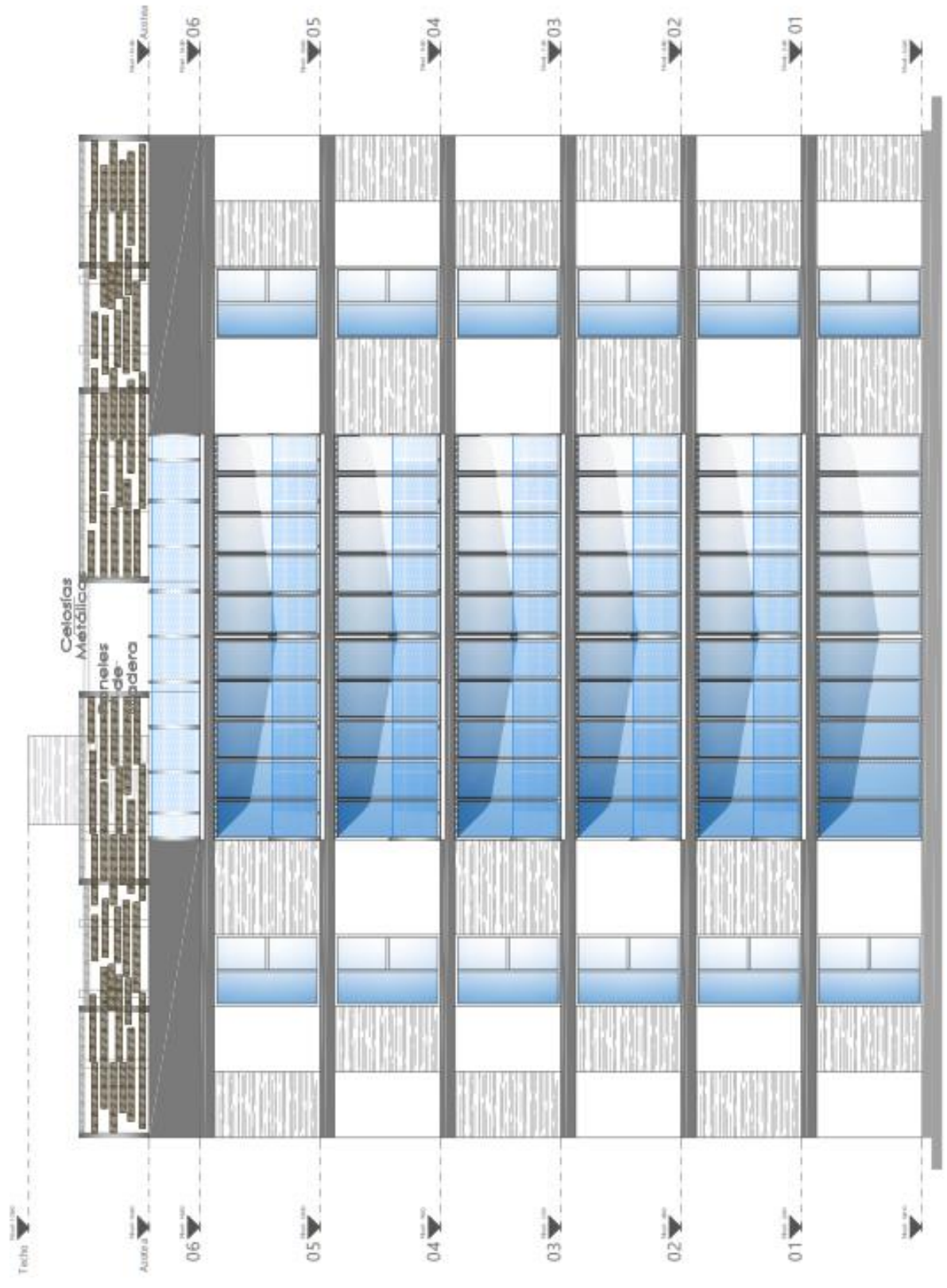


UNIVERSIDAD
EXPERIMENTAL

PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS
DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANO: ELEVACION
UBICACION: CONCEPCION

LAMINA
A-07



ELEVACIÓN LATERAL
ESCALA: 1/100

PROYECTO: SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: ELEVACIONES
UBICACIÓN: CONCEPCION
LAMINA A-08

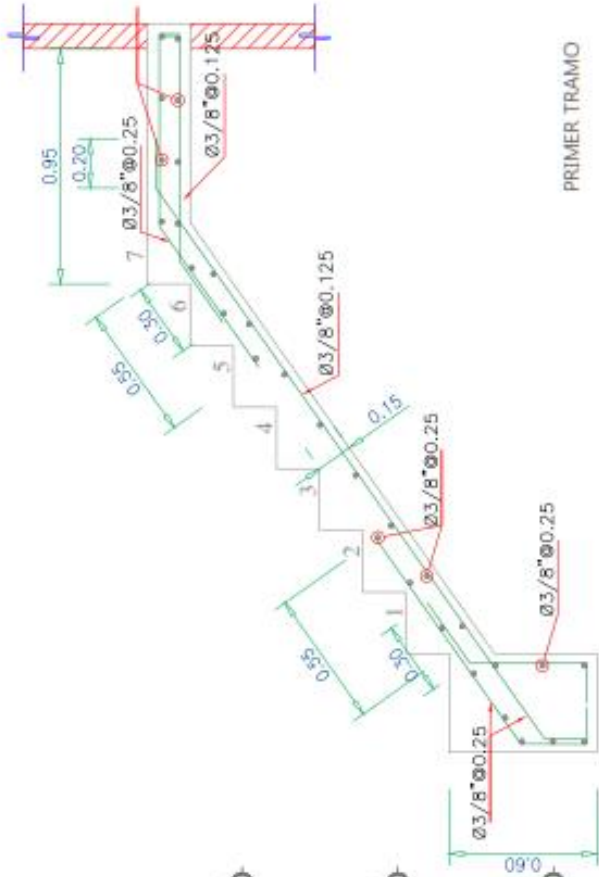
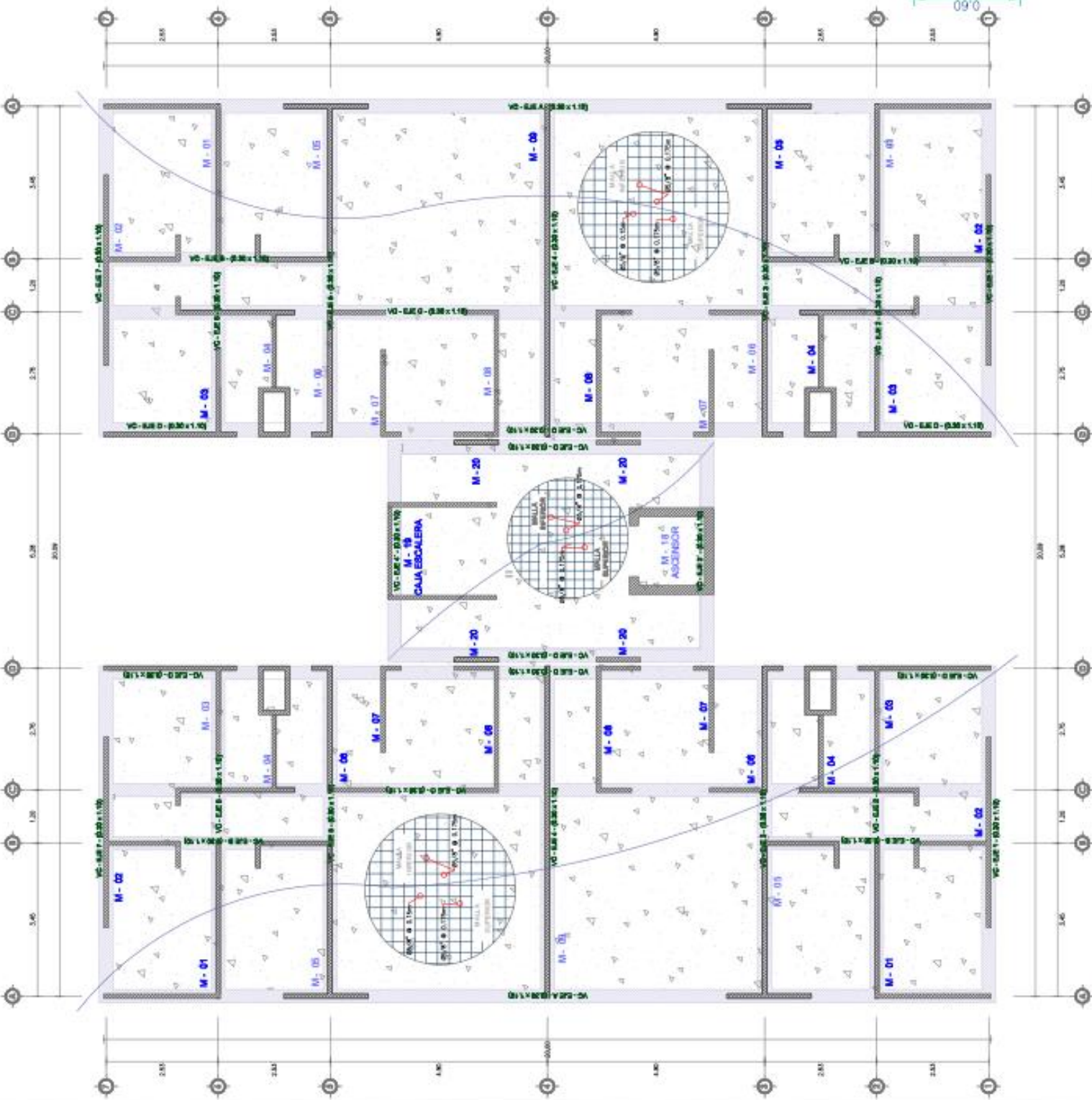
FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
 Bach. Ing. Ramona Luz Nikole Egocobil Apolizaras
 ASESOR: Ing. Rafaelidad Sánchez Alvarado

PLANO ESC. GRAB.
 CONCEPTO

ANEXO 5: PLANOS ESTRUCTURALES

RESUMEN PARAMETROS SISMICOS Y DESPLAZAMIENTOS (NTE E030-2018)		
Nº	ACERCIÓN ESTRUCTURAL	1.0
C	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	0.8
Z	FACTOR DE ZONA	2.0
U	FACTOR DE DUCTILIDAD ESTRUCTURAL	1.0
B	AMPLIFICACION DEL SUELO	1.0
T	INDICADOR DE DUCTILIDAD ESTRUCTURAL EN SECCIONES	1.0
R	COEFICIENTE DE REDUCCION	1.0
S	ACERCIÓN DE BRANDEO	1.0
Y	PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	0.15
D	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE CONJUNTO	1.0
1	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE EN TORNADO	1.0
2	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE EN TORNADO	1.0

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION		
1	TIPO DE CIMENTACION	1.0
2	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.0
3	PROFUNDIDAD DE TORNADO	1.0
4	FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTANTE	1.0
5	APERTURA DE CORTANTE EN CONTACTO CON EL SUELO	1.0
6	APERTURA DE CORTANTE EN CONTACTO CON EL SUELO	1.0
7	APERTURA DE CORTANTE EN CONTACTO CON EL SUELO	1.0



LOSAS DE CIMENTACION
0.40-0.50 m

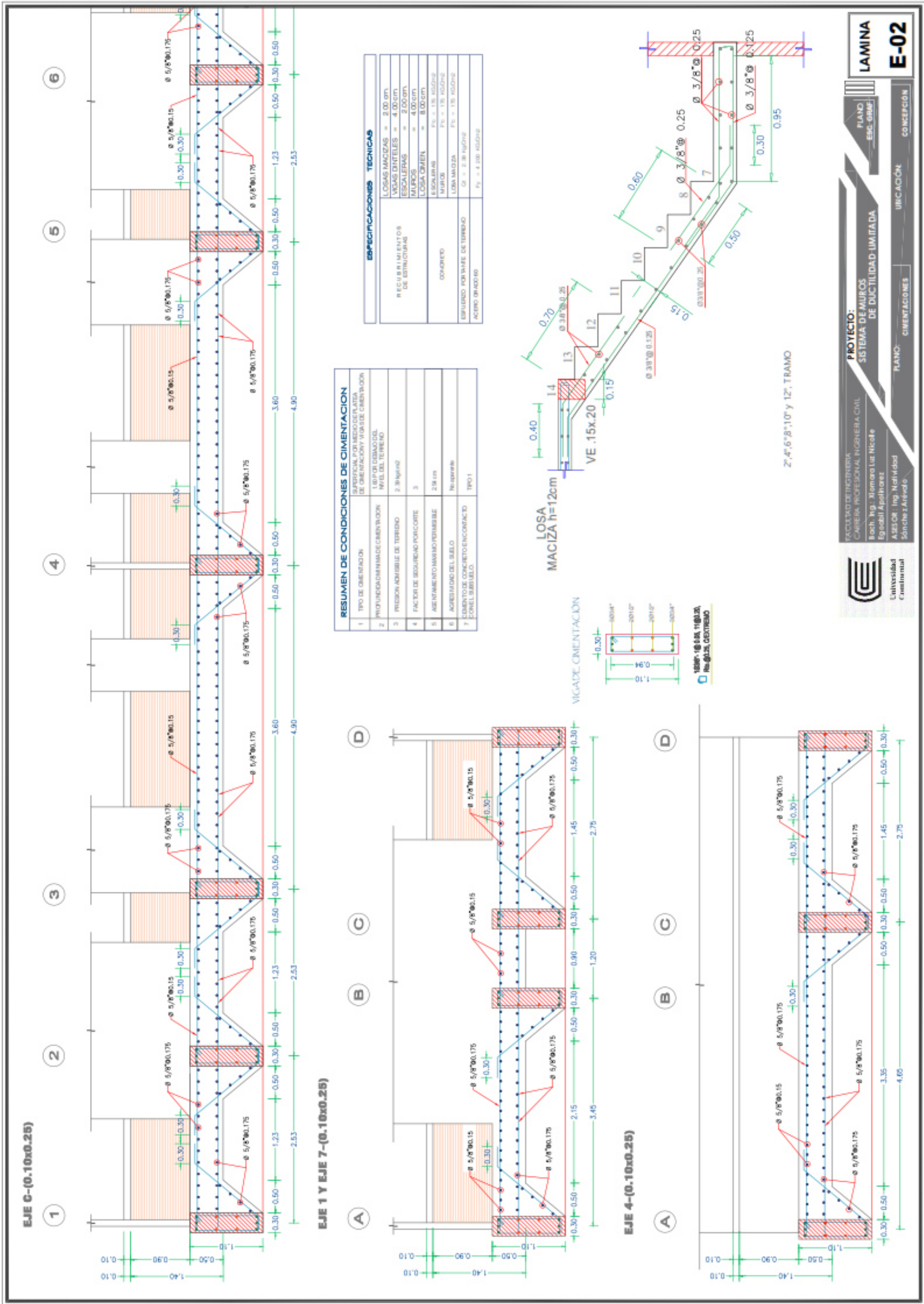


FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
Ing. Msc. Alejandro Llanos
Ing. Msc. Gabriel Alvarado
Ing. Msc. Mónica Arredondo

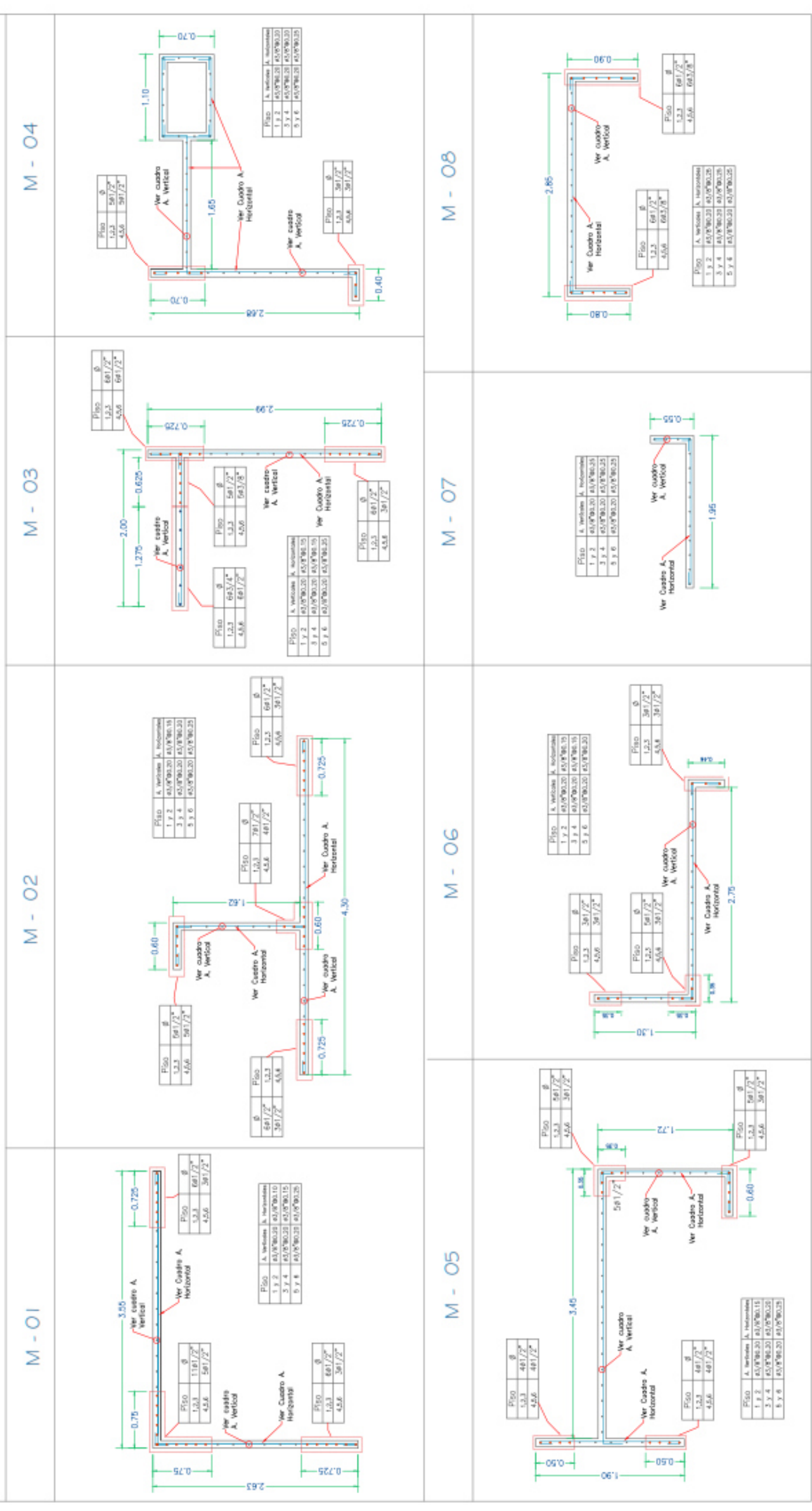
PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: CIMENTACIONES
UBICACION

PLANO
ESC. GRM

LAMINA
E-01



CUADRO DE MUROS



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

RECURSIVOS DE ESTRUCTURA	LOSAS MACIZAS = 3.00cm
	LOSAS DIFERILES = 4.00cm
	ESCALERAS = 2.00cm
	LOSAS CRANEL = 8.00cm
	MUROS = 15x 10cm
	LOGIA MACIZA = 15x 10cm
	LOGIA PORTANTE DE ENTREDO = 2.00cm
	ASBORNADOS = 15x 10cm

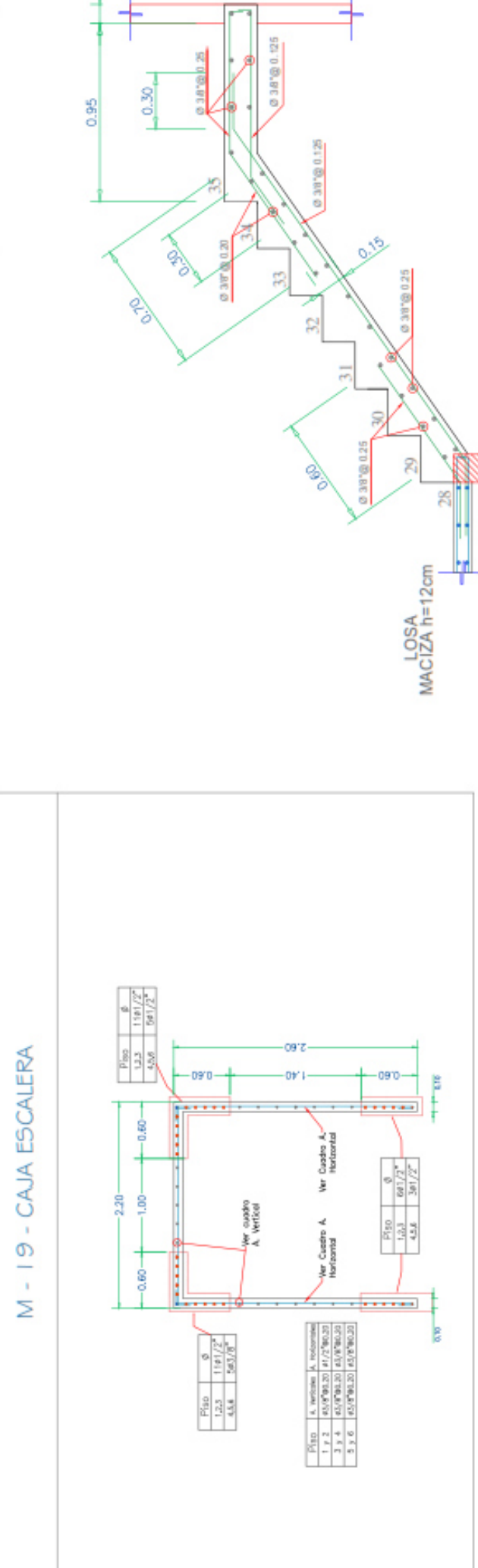
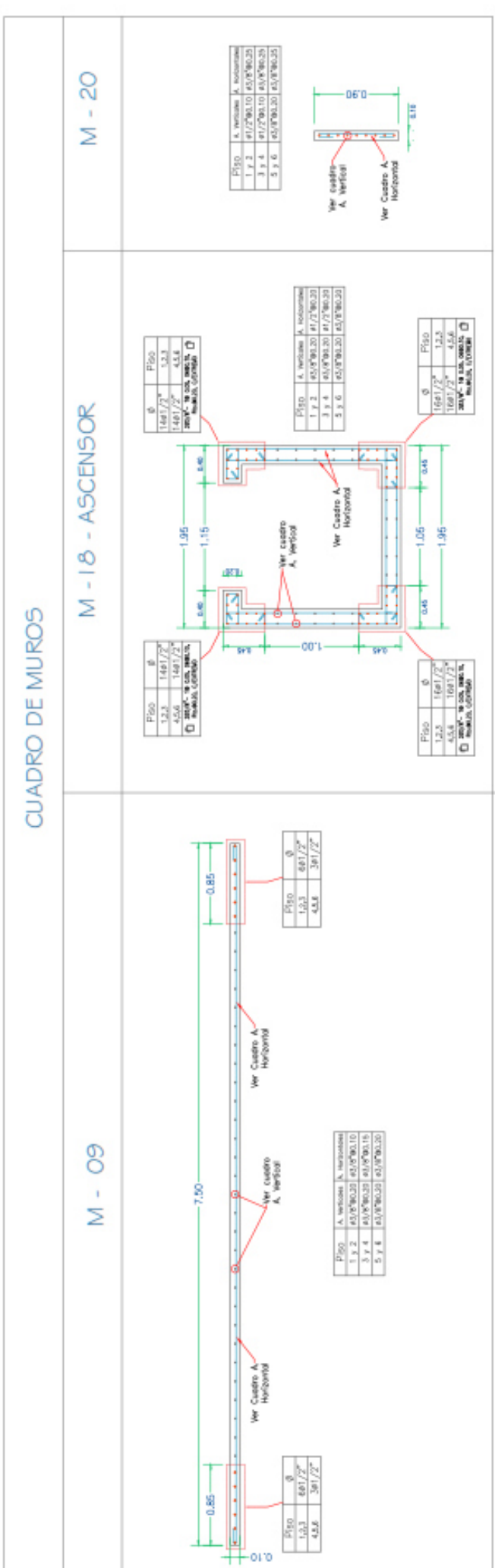
UNIVERSIDAD CUSCUTANA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
 Proff. Ing. Alimara Luc Nolasco
 Egualdi Apolinario
 ASesor Ing. Nohelida Sánchez Arvelo

PROYECTO:
 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANO:
 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

UBICACIÓN:
 CONCEPCION

LAMINA
E-03



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

RECUBRIMIENTOS DE ESTRUCTURAS	LOSAS MACIZAS = 2.00 cm. VIDAS DRENAJES = 4.00 cm. ESCALERAS = 2.00 cm. MAJUELOS = 4.00 cm. LOSA CIMEN. = 8.00 cm.
CONCRETO	ESCALERAS Fc = 175 kg/cm² MUROS Fc = 175 kg/cm² LOSA MACIZA Fc = 175 kg/cm²
ESPALDO PORTANTE DE BARRIO ADHESIVO	Ø = 2.00 mm Ft = 4.00 kg/cm²

PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANO:
MUROS DE ESTRUCTURAS LIMITADAS

PLANO:
ESC. GRBE

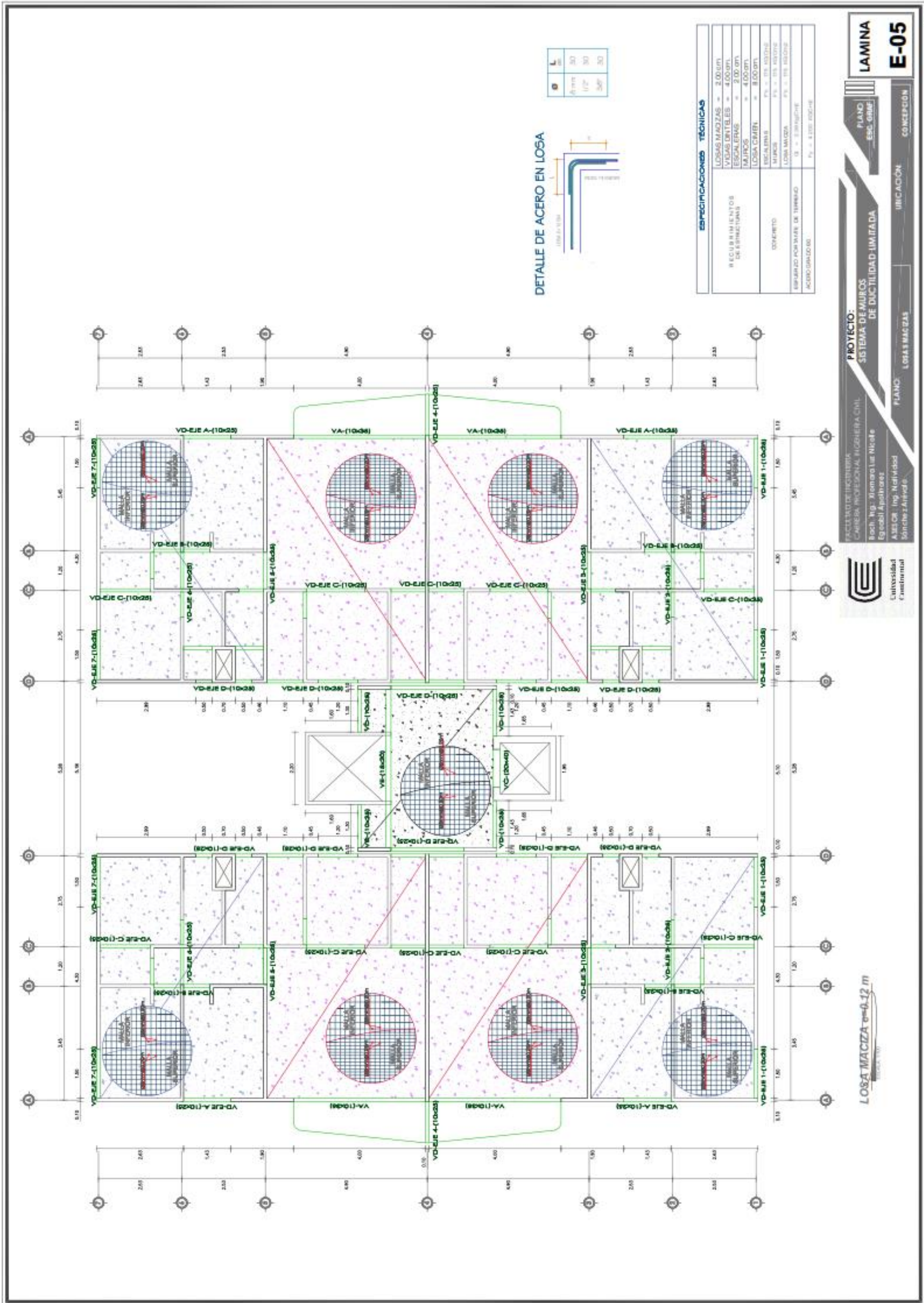
CONCEPCIÓN:

UNIVERSIDAD CECILIA

Facultad de Ingeniería
Carrera Profesional Ingeniería Civil

Bach. Ing. Alameda Luc Nilda
Egualdad Apolinar
Aguilón Ing. Nelly
Sánchez Arredondo

LAMINA
E-04



PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
 FLANO: LOSAS MACIZAS

LAMINA E-05

IBICACIÓN: CONCEPCION

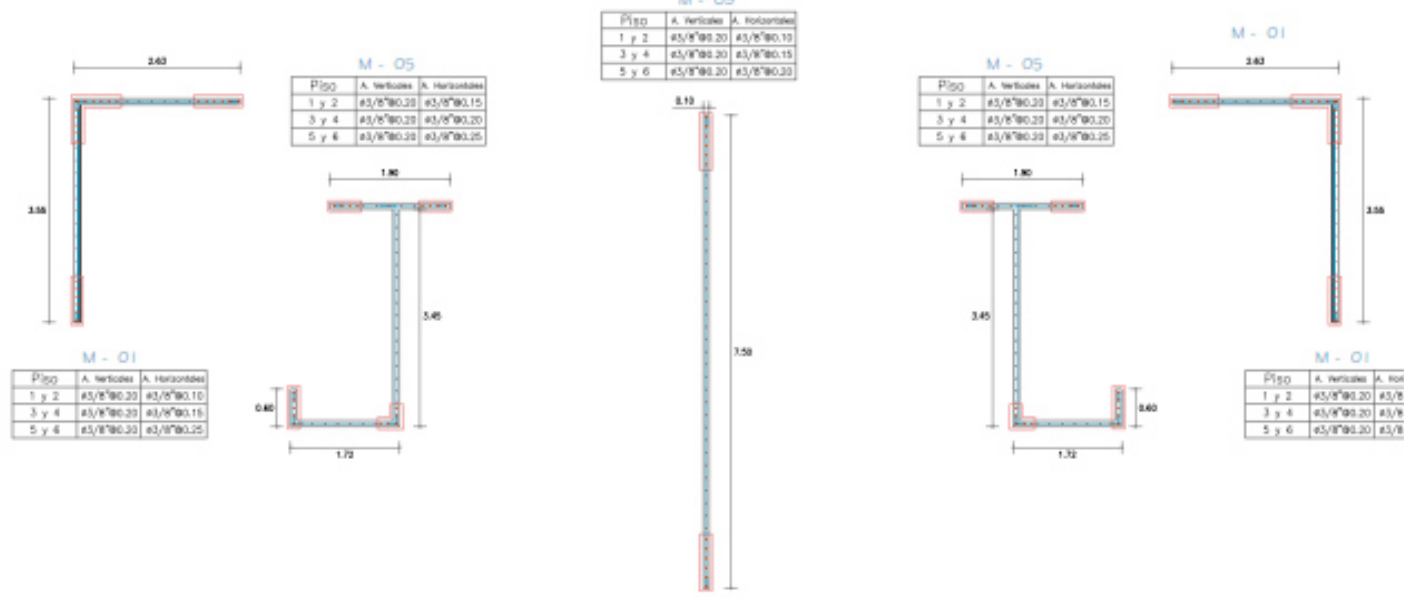
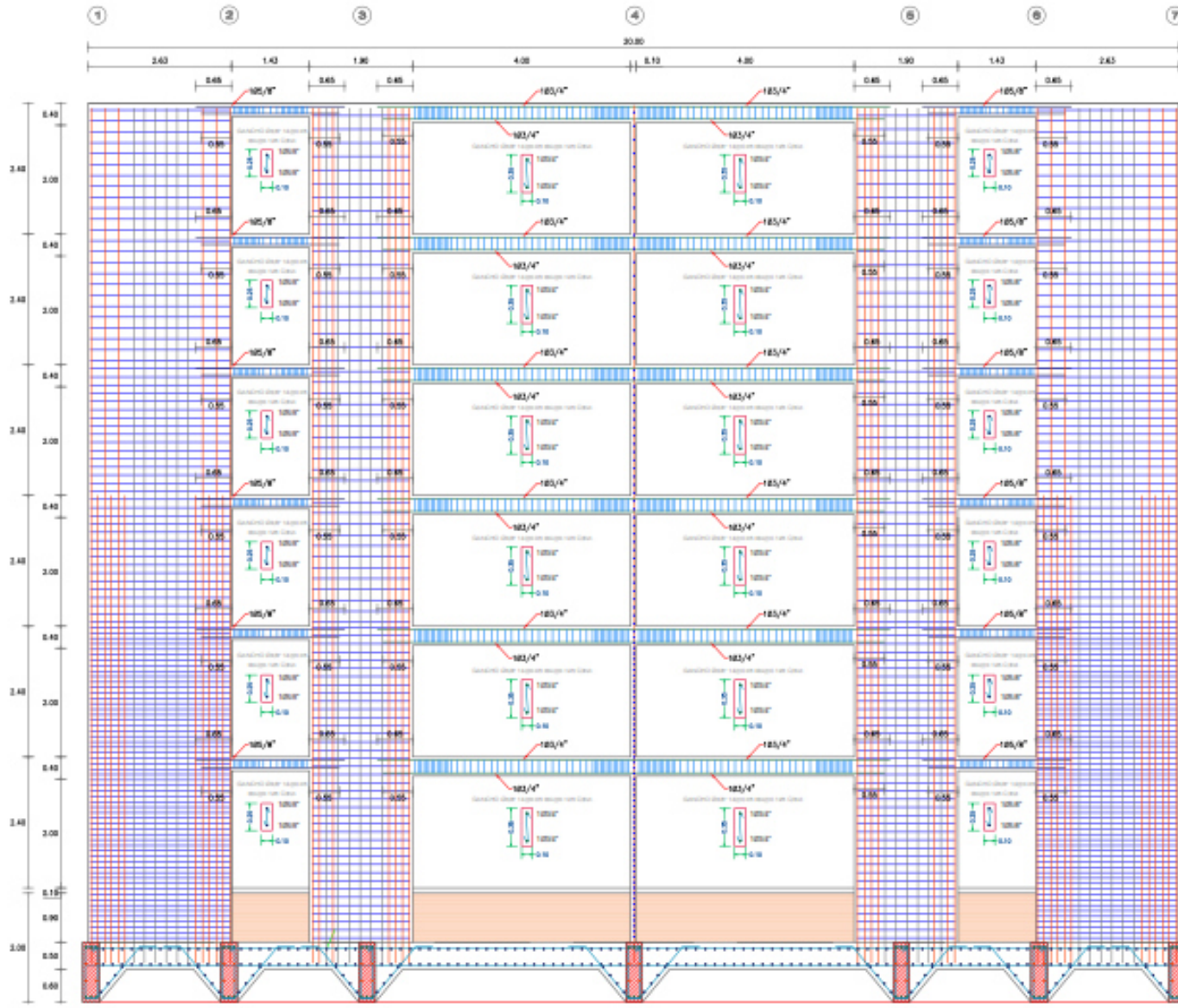
UNIVERSIDAD: Universidad Católica

PROFESOR: Ing. Ximara Luc Nide

ALUMNOS: Ing. Gabriel Rojas, Ing. Nicolás Sánchez y Andrés

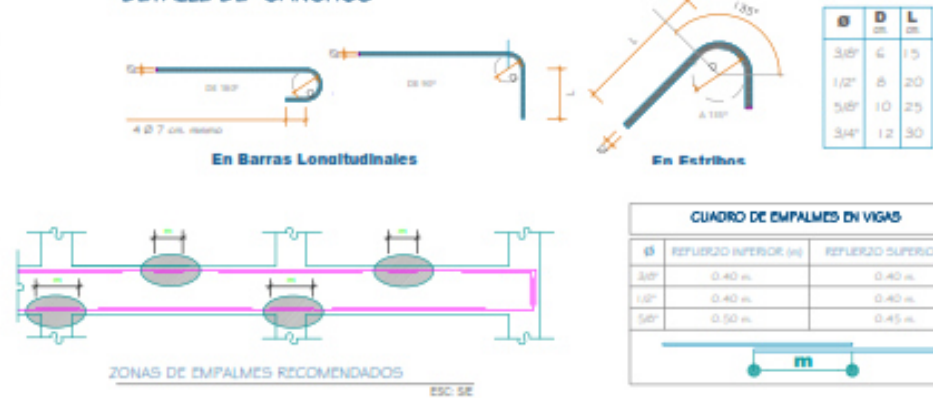
LOSA MACIZA $\phi=0.12\text{ m}$

EJE A-(0.10x0.25)



VA 0.10 x 0.35 m	VC 0.20 x 0.40 m	VD 0.10 x 0.25 m	VE 0.15 x 0.20 m

DETALLE DE GANCHOS



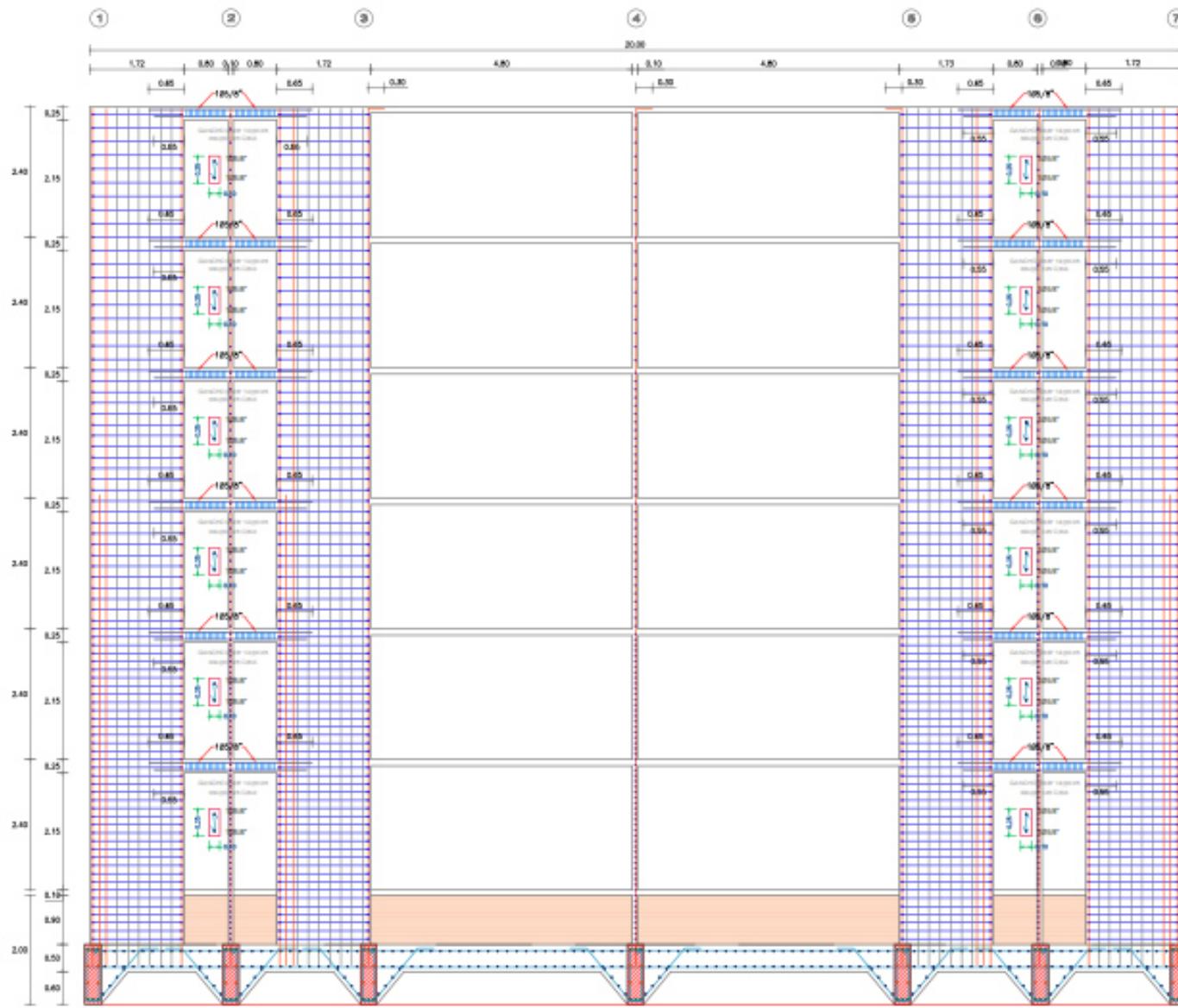
RECUBRIMIENTOS DE ESTRUCTURAS	LOSAS MACIZAS = 2.00 cm.
	VIGAS DIENTES = 4.00 cm.
	ESCALERAS = 2.00 cm.
	MUROS = 4.00 cm.
	LOSA CIMEN = 8.00 cm.
CONCRETO	ESCALERAS f'c = 175 kgf/cm²
	MUROS f'c = 175 kgf/cm²
	LOSA MAÍZA f'c = 175 kgf/cm²
ESPESOR PORTANTE DE TERRENO	Q _u = 2.30 kgf/cm²
ACERO GRABADO	f _y = 4.200 kgf/cm²

Ø	REFUERZO INFERIOR (n)	REFUERZO SUPERIOR (n)
3/8"	0.40 m.	0.40 m.
1/2"	0.40 m.	0.40 m.
5/8"	0.50 m.	0.45 m.

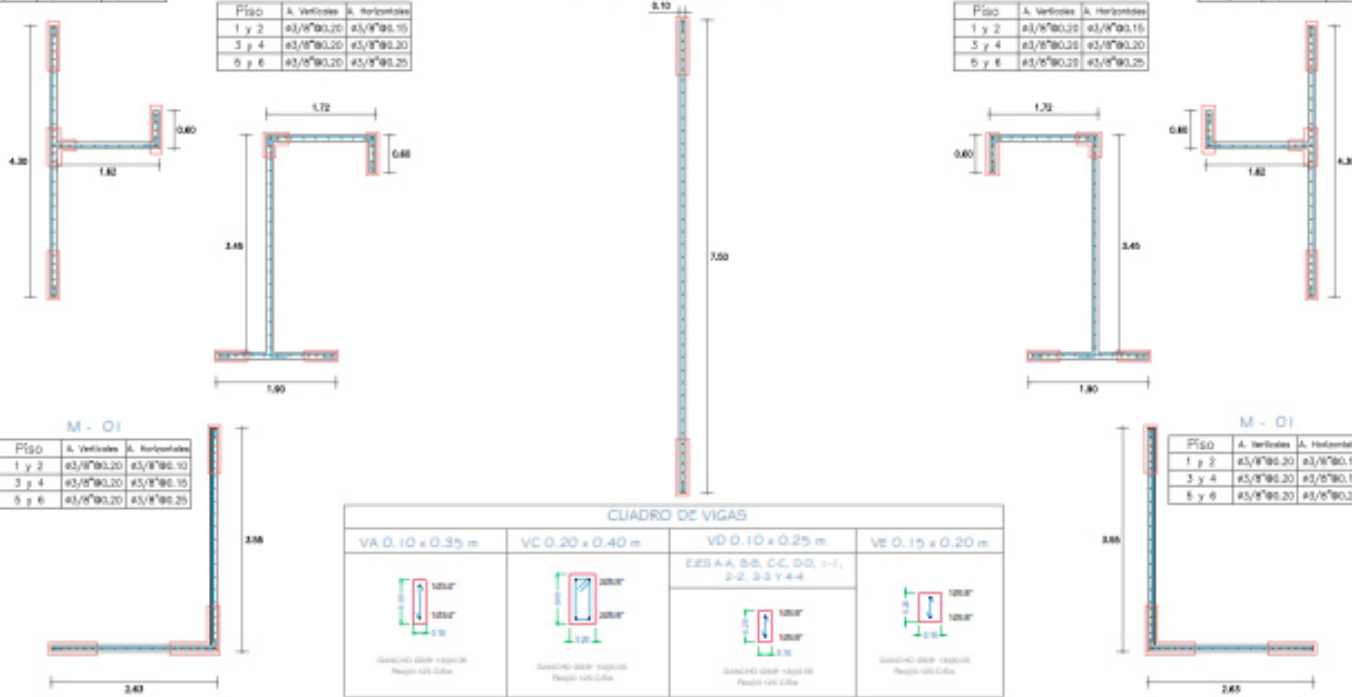
PROYECTO: SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
PLANO: ESTRUCTURAS
UBICACIÓN: CONCEPCION
LAMINA E-06

FACULTAD DE INGENIERIA
 CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
 Bach. Ing. Xiomara Luz Nicolae Egoabil Apolinarez
 ASESOR Ing. Natividad Sánchez Arévalo

EJE B-(0.10x0.25)

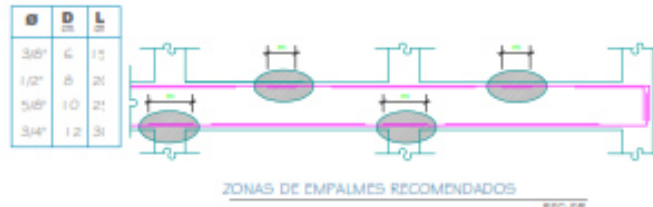


Piso	A. Verticales	A. Horizontales
1 y 2	45/8"Ø0.20	45/8"Ø0.15
3 y 4	45/8"Ø0.20	45/8"Ø0.20
5 y 6	45/8"Ø0.20	45/8"Ø0.25



CUADRO DE VIGAS			
VA 0.10 x 0.35 m	VC 0.20 x 0.40 m	VD 0.10 x 0.25 m	VE 0.15 x 0.20 m
E2S-A-A, S-B, C-C, D-D, 1-1, 2-2, 3-3 Y 4-4			

DETALLE DE GANCHOS



CUADRO DE EMPALMES EN VIGAS		
Ø	REFUERZO SUPERIOR (m)	REFUERZO INFERIOR (m)
3Ø"	0.40 m	0.40 m
1Ø"	0.40 m	0.40 m
5Ø"	0.50 m	0.45 m

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
REQUISITOS DE ESTRUCTURAS	LOSAS MACIZAS = 2.00 cm.
	VIGAS DENTELAS = 4.00 cm.
	ESCALERAS = 2.00 cm.
	MUROS = 4.00 cm.
CONCRETO	LOSAS CIMEN. = 8.00 cm.
	ESCALERAS f _{cc} = 175 kg/cm ²
	MUROS f _{cc} = 175 kg/cm ²
REFUERZO PORTANTE DE TERRENO	LOSA MACIZA f _{cc} = 175 kg/cm ²
	q _d = 2.30 kg/cm ²
ACERO GRABADO	f _y = 4.200 kg/cm ²

Universidad Continental

FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA PROFESIONAL INGENIERA CIVIL

Bach. Ing. Xiomara Luz Nicolte
Egoatibi Apolinarez

ASESOR Ing. Natividad
Sánchez Arévalo

PROYECTO:
SISTEMA DE MUROS
DE DUCTILIDAD LIMITADA

PLANO:
ESTRUCTURAS

PLANO
ESC. GRAF

UBICACIÓN:
CONCEPCION

LAMINA
E-07