

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



INFORME DE TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA
CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y
LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO
DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Jonathan David Ramos Saldaña

Bach. Manuel Alejandro Vicente Frias

TACNA – PERÚ

2020

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS/Trabajo de investigación

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019”

Tesis sustentada y aprobada el 28 de Agosto del 2020;
estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHPARRO QUISPE

SECRETARIO:



Mtro. ERICK FREDY CALDERÓN LOZANO

SECRETARIO:



Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

ASESOR:



Mtro. DINA COTRADO FLORES

DECLARACION DE ORIGINALIDAD

Yo, **Manuel Alejandro Vicente Frias**, en calidad de: Bachiller de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, Identificado(a) con DNI 71325197.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada:

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019”.

La misma que presento para optar:

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

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

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

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

Lugar y fecha : Tacna, 28 de agosto del 2020

Firma : 

Nombres y Apellidos : Manuel Alejandro Vicente Frias

DNI : 71325197

DECLARACION DE ORIGINALIDAD

Yo Jonathan David Ramos Saldaña, en calidad de: Bachiller de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, Identificado(a) con DNI 70568163.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019".
La misma que presento para optar:
TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados ni duplicados, ni copiados.

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

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

Lugar y fecha : Tacna, 28 de agosto del 2020

Firma :

A square box containing a handwritten signature in blue ink. The signature is stylized and appears to be 'JDR'.

Nombres y Apellidos : Jonathan David Ramos Saldaña

DNI : 70568163

DEDICATORIA

A nuestros queridos padres que con todo su esfuerzo, dedicación y paciencia hicieron posible la culminación de nuestra etapa universitaria.

A nuestros compañeros de estudio y docentes, quienes con su apoyo han hecho realidad uno de nuestros grandes sueños.

A todos nuestros docentes por brindarnos sus conocimientos en clases para llegar a resolver problemas en campo y en oficina.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por darnos la vida, salud y darnos la motivación necesaria para llegar a culminar nuestro proyecto de tesis.

A la ingeniera Dina Cotrado por apoyarnos en el avance de la tesis.

Agradecer al Ingeniero Ernesto Velásquez Calderón – Estructuras.

Al Ingeniero Claros J. Flores Castro – Suelos y Cimentaciones por apoyarnos en la realización del estudio de suelos.

A nuestros familiares que siempre estuvieron apoyándonos a lograr nuestros objetivos y cada paso que estamos dando.

¡Gracias a todos!

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	7
AGRADECIMIENTO	8
INDICE GENERAL	9
INDICE DE TABLAS.....	14
INDICE DE FIGURAS.....	16
INDICE DE ANEXOS.....	17
RESUMEN.....	18
ABSTRACT.....	19

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	20
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
1.1 Descripción del problema.....	22
1.2 Formulación del problema.....	23
1.2.1 Problema general	23
1.2.2 Problema específico.....	23
1.3 Justificación de la investigación	23
1.4 Objetivos.....	24
1.4.1 Objetivo general:	24
1.4.2 Objetivos específicos:.....	24
1.5 Hipótesis.....	25
1.5.1 Hipótesis general.....	25
1.5.2 Hipótesis específicos.....	25
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	26
2.1 Antecedentes del estudio.....	26
2.2 Bases teóricas	28
2.3 Definición de términos	43

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	45
3.1 Tipo y diseño de la investigación	45
3.1.1. Tipo de la investigación	45
3.1.2. Diseño de la investigación	45
3.2 Población y/o muestra del estudio	45
3.3 Operacionalización de variables	46
3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos	47
3.5 Procesamiento y análisis de datos	47
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	51
4.1 ESTUDIO DE SUELOS	51
4.1.1 Ensayos de laboratorio	51
4.1.1.1 Densidad in situ	51
4.1.1.2 Contenido de humedad	51
4.1.1.3 Corte directo	53
4.1.2 Clasificación de suelos según sistema SUCS	57
4.1.3 Contenido de Sales	59
4.1.4 Determinación de capacidad admisible	59
4.2 ESTRUCTURACIÓN	69
4.2.1 Descripción de la estructura	69
4.2.2 Normas empleadas	70
4.2.3 Cargas de diseño	70
4.3 PREDIMENSIONAMIENTO	74
4.3.1 Losas Macizas	74
4.3.2 Vigas principales	74
4.3.3 Vigas dinteles	75
4.3.4 Vigas soleras	75
4.3.5 Muros de albañilería	75
4.3.6 Muros de concreto armado	77
4.3.7 Escaleras	78

4.4 METRADO DE CARGAS	79
4.4.1 Cargas unitarias	79
4.4.2 Cargas directas	79
4.4.3 Cargas indirectas:	83
4.4.4 Cargas por nivel y centro de gravedad	85
4.4.5 Peso total del edificio y cargas acumuladas	89
4.5 ANÁLISIS SÍSMICO:	91
4.5.1 Determinación de las fuerzas de inercia (Fi).....	91
4.5.2 Materiales.....	92
4.5.3 Desplazamientos laterales, distorsión inelástica y regularidad torsional	93
4.5.4 Periodo natural de vibración	94
4.5.5 Fuerzas internas por sismo moderado.....	95
4.6 DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA: NORMA E.070 ALBAÑILERÍA	97
4.6.1 Diseño por sismo moderado, resistencia al corte global, fuerzas internas	97
ante sismo severo y verificación del agrietamiento en pisos superiores	97
4.6.2 Diseño de los muros agrietados por corte	100
4.6.2.1 Parametros comunes	101
4.6.2.2 Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento:	101
4.6.2.3 Reducción de Columnas y Soleras	105
4.6.3 Diseño de los muros no agrietados por corte.....	106
4.6.3.1 Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento	106
4.6.3.2 Reducción de Columnas y Soleras	109
4.7. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO	110
4.7.1 Diseño del muro Mx14.....	110
4.7.1.1 Diselo por Compresión Pura	110
4.7.1.2 Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes	111

4.7.1.3 Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MCR).....	111
4.7.1.4 Determinación del Refuerzo Vertical y del Momento Flector Nominal Mn.....	111
4.7.1.5 Diseño del Refuerzo Horizontal.....	112
4.7.1.6 Diseño por Deslizamiento	113
4.8 DISEÑO DE ALFÉIZARES Y TABIQUES	114
4.8.1 Diseño por carga sísmica perpendicular al plano	114
4.8.1.1 Capacidad Resistente de los Arriostres	114
4.8.1.2 Diseño de Alféizares de $h = 1.0$ m	115
4.8.1.3 Diseño de Alféizares de $h = 1.80$ m	116
4.8.1.4 Grosor de las Juntas Sísmicas (g)	117
4.9 DISEÑO DE VIGAS	118
4.9.1 Vigas Dinteles	118
4.9.1.1 Diseño por flexión	119
4.9.1.2 Diseño por corte:.....	120
4.9.2 Vigas Principales.....	121
4.9.2.1 Diseño por flexión	121
4.9.2.2 Diseño por corte:.....	122
4.10 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	123
4.11 DISEÑO DE PLATEAS DE CIMENTACIÓN	127
4.12 DISEÑO DE ESCALERAS EN U	132
4.13 Diseño de los muros agrietados por corte (Propuesta de Norma E. 070)	137
4.13.1 Parametros comunes	137
4.13.2 Reducción de Columnas y Soleras.....	138
4.14 Diseño de los muros no agrietados por corte (Propuesta de Norma E. 070) ..	139
4.14.1 Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento	139
4.14.2 Reducción de Columnas y Soleras.....	140

4.15 DISEÑO DE ALFÉIZARES Y TABIQUES	141
4.15.1 Diseño por carga sísmica perpendicular al plano	141
4.15.1.1 Capacidad Resistente de los Arriostres	141
4.15.1.2 Diseño de Alféizares de $h = 1.0$ m	141
4.15.1.3 Diseño de Alféizares de $h = 1.80$ m	142
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	144
CAPITULO VI: CONCLUSIONES	145
CAPÍTULO VII: RECOMENDACIONES	146
CAPÍTULO VIII: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	147

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clase de unidad de albañilería para fines estructurales.....	28
Tabla 2: Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales.	29
Tabla 3: Resistencias Características en la albañilería.....	30
Tabla 4: Factores de corrección de f_m por esbeltez.....	31
Tabla 5: Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	40
Tabla 6: Matriz de Operacionalización de variables	46
Tabla 7: Resultados de los ensayos de Densidad in situ.....	51
Tabla 8: Resultados de los ensayos de Humedad Natural.....	52
Tabla 9: Resultados de los ensayos de Corte Directo.....	53
Tabla 10: Resultados de los ensayos de Corte Directo.....	54
Tabla 11: Resultados de los ensayos de Corte Directo.....	55
Tabla 12: Resultado de Clasificación de Suelos.....	57
Tabla 13: Perfil Estratigráfico	58
Tabla 14: Resultado de Contenido de Sales.....	59
Tabla 15: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C1)	60
Tabla 16: Cimentación Corrida (C1).....	61
Tabla 17: Cimentación Cuadrada (C1).....	62
Tabla 18: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C2)	63
Tabla 19: Cimentación Corrida (C2).....	64
Tabla 20: Cimentación Cuadrada (C2).....	65
Tabla 21: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C3)	66
Tabla 22: Cimentación Corrida (C3).....	67
Tabla 23: Cimentación Cuadrada (C3).....	68
Tabla 24: Densidad Mínima de Muros Reforzados.....	77
Tabla 25: Cargas Directas (ton/m).....	83
Tabla 26: Cargas Indirectas (Ton).....	85
Tabla 27: Cargas en el nivel de la Azotea.....	87
Tabla 28: Cargas en el nivel de los pisos típicos.....	88
Tabla 29: Cargas de Gravedad Acumuladas (Ton): $PG=PD+0.25PL$	90
Tabla 30: Fuerzas de Inercia ante el Sismo Moderado "Fi".....	92
Tabla 31: Desplazamientos laterales en X-X.....	93
Tabla 32: Desplazamientos laterales en Y-Y.....	93
Tabla 33: Periodo natural de vibración.....	94
Tabla 34: Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado X-X.....	95

Tabla 35: Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y.....	96
Tabla 36: Piso 1 Sismo en X-X.....	98
Tabla 37: Piso 1 Sismo en Y-Y.....	99
Tabla 38: Piso 2 sismo X-X.....	99
Tabla 39: Piso 2 Sismo en Y-Y.....	100
Tabla 40: Diseño de los muros Agrietados X-X.....	104
Tabla 41: Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y.....	105
Tabla 42: Piso 2- Diseño de los muros no agrietados X-X.....	108
Tabla 43: Dimensiones de los paños de losa maciza.	124
Tabla 44: Momentos negativos y positivos – Área de acero.	126
Tabla 45 : Momentos negativos y positivos – Área de acero.	130
Tabla 46: Área de acero requeridas – espaciamiento entre varillas.....	131
Tabla 47: Piso 1 – Diseño de los muros agrietados X-X.....	137
Tabla 48: Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y.....	138
Tabla 49: Piso 2 – Diseño de los muros no agrietados X-X.....	139
Tabla 50: Piso 2 – Diseño de los muros no agrietados Y-Y.....	140

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: Ladrillo King Kong 18 huecos.....	29
FIGURA 2: Zona de estudio de Ciudad Nueva	45
FIGURA 3: Ubicación del terreno de idealización de Edificación Multifamiliar.	46
FIGURA 4: Gráfico de Corte Directo.....	56
FIGURA 5: Distribución típica del edificio.	69
FIGURA 6: Distribución típica de los muros.....	73
FIGURA 7: Secciones verticales típicas.	80
FIGURA 8: Vistas de la escalera	81
FIGURA 9: Cargas provenientes de la escalera en piso típico.	82
FIGURA 10: Cargas indirectas y áreas de influencia.	84
FIGURA 11: Deformada del piso 3 en planta y 3D	94
FIGURA 12: Diagrama de Momento Flector para Sismo X-X y Y-Y.....	96
FIGURA 13: Columnas de Confinamiento.	101
FIGURA 14: Diagrama de interacción Mx14.....	112
FIGURA 15: Columnetas.....	114
FIGURA 16: Arriostres en el alféizar de la sala-comedor.....	115
FIGURA 17: Arriostres en el alféizar del baño	116
FIGURA 18: Ubicación en planta de la viga dintel.	119
FIGURA 19: DFC (ton) y DMF (ton-m) para la viga dintel.....	119
FIGURA 20: Ubicación en planta de la viga principal.....	121
FIGURA 21: DFC (ton) y DMF (ton-m) para la viga principal.	121
FIGURA 22: Distribución de paños de losa maciza en dos direcciones.	123
FIGURA 23: Momentos obtenidos en el Eje X-X.	124
FIGURA 24: Momentos obtenidos en el Eje Y-Y.	125
FIGURA 25: D.F.C. (ton) y D.M.F. (ton-m) del Tramo I y III.	133
FIGURA 26: D.F.C. (ton) y D.M.F. (ton-m) del Tramo II.	135
FIGURA 27: Columnetas.....	141

INDICE DE ANEXOS

ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA	148
ANEXO 02: ENSAYOS DE SUELOS FIRMADO POR EL ASESOR ENCARGADO	151
ANEXO 03: PLANO DE UBICACIÓN	152
ANEXO 04: PLANO DE ARQUITECTURA	153

RESUMEN

En la presente tesis “**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERÍA CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019**” tiene como objetivo realizar el estudio de suelos, análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería de 4 pisos destinado al uso de viviendas, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna aplicando la NTE E.070 vigente y la nueva propuesta. La investigación es descriptiva, ya que es una problemática que viene aquejando a la sociedad al momento de construir sus viviendas. El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es de una arena limosa típica de Ciudad Nueva donde la capacidad admisible es de 0.65 kg/cm², a una profundidad de 1.50 m. En cuanto al diseño del edificio, se buscó una distribución que garantice una rigidez adecuada en ambas direcciones con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión. Definido lo anterior, se procedió a pre-dimensionar los elementos estructurales principales (losas macizas, vigas, columnas, muros de albañilería y de concreto armado), siguiendo los criterios y recomendaciones de los libros de diseño estructural empleados en esta tesis. A continuación, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales para el análisis sísmico, cumpliendo con lo estipulado en las normas E.020 y E.030 de Cargas y de Diseño Sismo Resistente. Posteriormente se diseñaron los elementos estructurales según la norma E.060 de Concreto Armado y en el caso de los muros de albañilería confinada, de acuerdo a la norma E.070. Tales elementos diseñados fueron los siguientes: losas macizas, vigas, muros de corte (placas), muros de albañilería, escalera y cimentación, esta última tomando en consideración la Norma E.050 de Cimentaciones. Se concluye que usando la propuesta de norma es más conservadora en cuanto al diseño de peralte mínimo de la columna y permite un mejor diseño a comparación de la norma vigente. En cuanto al diseño de los alfeizar la propuesta de norma es más económica ya que permite usar menos acero en las columnetas.

Palabras claves: Análisis sísmico, Diseño estructural, Capacidad admisible, Rigidez, Desplazamientos laterales, Torsión, Cimentación.

ABSTRACT

In the present thesis "**ANALYSIS AND STRUCTURAL DESIGN OF A MULTIFAMILY BUILDING OF CONFINED MASONRY, APPLYING THE NTE E 070 IN FORCE AND THE PROPOSAL OF MODIFICATION, IN THE DISTRICT OF CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019**" aims to carry out the study of soils, analysis and structural design of a 4-story building for residential use, located in the Ciudad Nueva district, Tacna. The research is exploratory, since it is a problem that has plagued society at the time of building their homes. The land on which the building is located is a typical New City silty sand whose admissible capacity is 0.70 kg/cm^2 , at a depth of 1.50 m. Regarding the design of the building, a distribution was sought that guarantees adequate rigidity in both directions in order to control lateral displacements and avoid torsion problems. Once the above was defined, the main structural elements (solid slabs, beams, columns, masonry and reinforced concrete walls) were pre-dimensioned, following the criteria and recommendations of the structural design books used in this thesis. Subsequently, the vertical loads were measured for the seismic analysis, complying with the provisions of standards E.020 and E.030 for Loads and Design for Earthquake Resistant. Subsequently, the structural elements were designed according to standard E.060 for Reinforced Concrete and in the case of confined masonry walls, according to standard E.070. Such designed elements were the following: solid slabs, beams, shear walls (plates), masonry walls, stairs and foundations, the latter taking into consideration Standard E.050 on Foundations. It is concluded that using the proposed rule is more conservative regarding the design of minimum cant of the column and allows a better design compared to the current standard. As for the design of the windowsills, the proposed standard is more economical since it allows less steel to be used in the columns.

Key words: Seismic analysis, Structural design, Allowable capacity, Stiffness, Lateral displacement, Torsion, Foundation.

INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Tacna, se está apreciando un acelerado crecimiento poblacional, con lo cual se requieren mayor cantidad de edificaciones multifamiliares.

Así mismo se conoce que el Perú se encuentra en el anillo de fuego al estar situado encima de la plaza de Nazca, lo cual lo hace un país altamente sísmico. En la ciudad de Tacna se aprecia un gran silencio sísmico, que data del año 1868 y es por ellos que se ve necesario enfocar el diseño sísmico.

En el Perú existe una norma de Albañilería que se va actualizando de manera regular, esta norma se va mejorando teniendo en cuenta la experiencia en construcciones de albañilería pasados y su comportamiento estructural que pueda presentar la estructura.

Los edificios multifamiliares es un recinto donde unidades de vivienda superpuestas albergan un número determinado de familias.

En este informe de tesis titulado “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA CONFINADA, APLICANDO LA NTE E 070 VIGENTE Y LA PROPUESTA DE MODIFICACIÓN, EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA, TACNA, 2019” nos enfocamos en analizar y diseñar estructuralmente un Edificio Multifamiliar mediante ensayos de laboratorio para determinar el tipo de suelo y los parámetros a usar en el diseño , también buscamos comparar este análisis y diseño con la norma E 070 vigente y la propuesta de norma (SENCICO). Con la finalidad de demostrar que norma es más eficaz para las construcciones de albañilería confinada en nuestra ciudad. Todo ejecutado con el programa SAP 2000.

Este trabajo se encuentra estructurado en 08 capítulos.

En el Capítulo I, se determina la problemática de deficiencia estructural que existe en edificaciones de albañilería confinada ubicada en la ciudad de Tacna, así mismo se da a conocer la justificación, objetivos e hipótesis.

En el Capítulo II, está referido a los antecedentes del análisis y diseño de viviendas multifamiliares en Tacna y conceptos básicos teóricos referente al diseño de una estructura de albañilería confinada.

En el Capítulo III, se desarrolla el marco metodológico, tipo, diseño, población y/o muestra de estudio, operacionalización de variables, técnicas e instrumentos para la recolección de datos y finalmente procesamiento y análisis de datos realizados en la investigación.

En el Capítulo IV, se presenta los resultados obtenidos de la investigación a partir del trabajo en campo, el diseño realizado en gabinete, presentándose tablas y figuras.

En el Capítulo V, se da a conocer la discusión con respecto a los objetivos planteados en el Capítulo I.

En el Capítulo VI, se desarrollan las conclusiones.

En el Capítulo VII, se presenta las recomendaciones del trabajo de investigación.

En el Capítulo VIII, se presenta las referencias bibliográficas del trabajo de investigación.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Unos de los principales problemas en el departamento de Tacna, es que no se realiza un adecuado procedimiento estructural en las viviendas de albañilería.

Desde que Tacna comenzó a urbanizarse, originariamente motivado por el crecimiento poblacional y la presencia de migrantes, las personas han tenido la costumbre de construir sus viviendas sin realizar una evaluación técnica al terreno ni la opinión de profesionales, y es que según estudios realizados el 80% de las viviendas que se encuentran construidas con material noble en el distrito de Ciudad Nueva son informales; es decir, no cuentan con licencia de construcción otorgada por la municipalidad. Es por eso este motivo que sus estructuras no brindan seguridad ante un fenómeno de la naturaleza.

Con respecto al terremoto del año 2001 ocurrido en Tacna, en edificaciones donde se tomaron en cuenta la supervisión de la mano de obra, las características del suelo para el diseño estructural, el diseño arquitectónico, no se encontraron daños graves en la estructura, solamente hubo daños leves. En aquellas construcciones en las que no se tomaron en cuenta esas características, por el contrario, sufrieron daños ya sea en construcciones con unidades de albañilería de arcilla y concreto.

Cabe mencionar que nos encontramos ubicados en una zona de alto peligro sísmico por lo que es de suma importancia realizar un adecuado diseño estructural en las viviendas.

Por lo expuesto proponemos el tema de tesis para hacer frente a la situación de las construcciones actuales fomentando un adecuado análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería confinada según la norma E.070 y la nueva propuesta de norma E.070 de SENCICO, con el fin de verificar que norma es la más óptima para su uso.

También usaremos los parámetros proporcionados por la propuesta de Norma E.070 a fin de comparar resultados con la antigua norma vigente, usando el diseño unidades de albañilería sólida industrial para ambos casos, ya que es la más común a usar en edificaciones de este tipo.

No usaremos para el diseño las unidades de albañilería alveolar ya que no se encuentran en la tabla 2 de las limitaciones de uso en la propuesta de norma y porque no especifica en la tabla el tipo de zona en la que se encuentra.

También daremos a conocer que usando la propuesta de norma el peralte mínimo de una columna de confinamiento para el diseño es de 25 cm permitiendo un mejor diseño de la estructura a comparación de la antigua norma que es de 15 cm. Y en caso de los alfeizares la nueva norma ocupa menos acero en las columnetas que en la antigua norma.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es el Análisis y Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Albañilería Confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva - Tacna - 2019?

1.2.2. Problema específico

¿Cuál es la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna?

¿Cuál es el análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030?

¿Cuál es el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070? vigente y la propuesta de modificación del 2019?

1.3. Justificación de la investigación

La presente tesis se justifica por las siguientes razones:

Desde el aspecto sísmico; el Perú se encuentra ubicado en la zona denominada "Cinturón de Fuego del Pacífico", desde su historial sísmico de Perú podemos señalar que nos encontramos en una zona altamente sísmica. En Tacna se han registrado muchos eventos sísmicos, los cuales están relacionados con el proceso de subducción de las placas de Nazca y la Continental. El pueblo tacneño no se encuentra capacitado para hacer frente a un terremoto de gran magnitud tal fue el caso del terremoto del 23 de junio del año 2011 ocurrido en el Sur del Perú.

Desde el aspecto de construcción; las viviendas en la Ciudad de Tacna en su mayoría son construcciones informales elaboradas por unidades de albañilería de resistencia y durabilidad muy bajas donde predomina la unidad de albañilería Blocker II para los muros portantes. Además, existen viviendas donde se observa la formalidad de su construcción utilizando unidades de arcilla sólidas.

Desde el aspecto normativo; según la Tabla nro. 02 de la NTE E070 las unidades de albañilería huecas no son recomendables utilizarlas en zonas altamente sísmicas como es la Ciudad de Tacna, ni ser considerado como componente de los muros portantes. Caso contrario las unidades consideradas en los muros portantes deben clasificarse como ladrillo IV que son unidades solidas industriales de resistencia y durabilidad altas apto para construcciones de albañilería en condiciones de servicio rigurosas o como Ladrillo Tipo V de resistencia y durabilidad muy altas apto para construcciones de albañilería en condiciones de servicio particularmente rigurosas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general:

- Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva - Tacna - 2019.

1.4.2. Objetivos específicos:

- Determinación de la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna.
- Análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030.
- Diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070. vigente y la propuesta de modificación del 2019.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

- Aplicando la propuesta de modificación de la NTE E.070. en el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva del departamento de Tacna, se obtienen resultados más confiables que la NTE E.070. vigente.

1.5.2. Hipótesis específicos

- Determinar la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna, permite un adecuado uso de las cimentaciones.
- Realizando el análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030, permite que el edificio no colapse ante eventos sísmicos severos.
- Realizando el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070. vigente y la propuesta de modificación del 2019, nos permite establecer parámetros comparativos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Sepúlveda Castillo (2016) en su tesis denominada: ESTUDIO EXPERIMENTAL DE SOLUCIONES DE REPARACIÓN Y REFUERZO PARA MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA situados en Chile, donde se construyeron dos series, de 6 muros cada una, de albañilería confinada de 2.4 m x 2.4 m; una serie con ladrillos hechos a máquina del tipo rejilla con huecos y la otra, con ladrillos hechos a mano. Donde se ensayan los muros y se reparan luego se someten a un segundo ensayo donde se aplican la carga vertical constante y, simultáneamente, una carga horizontal alternada a la altura de la cadena, que simula las solicitaciones de tipo sísmico en un edificio de varios pisos donde La carga horizontal se incrementa gradualmente hasta sobrepasar los niveles típicos de falla estructural y en el caso de los muros sanos, el ensayo se detiene cuando se ha alcanzado un nivel de daño preestablecido en el programa de reparaciones índices de recuperación de rigidez y resistencia en probetas a escala reducida.

Donde las soluciones que se tomaron para la reparación de muros consistieron en la colocación de mortero contra la superficie de albañilería, realizada por medios neumáticos (mezcla seca) y en forma manual (estuco), incorporando una malla de acero de refuerzo electrosoldada, anclada a la albañilería demuestran un desempeño eficiente, con índices de recuperación significativos de los parámetros de resistencia y rigidez.

Aguilar Corvalán (2018), en su tesis “ESTUDIO DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CON PERFILES DE ACERO EN CHILE, tiene como objetivo, examinar el diseño de dos estructuras de albañilería confinada con perfiles de acero ya construidas en Chile. Concluyendo que al considerar la albañilería como elemento resistente aumentan las solicitaciones sísmicas sobre la estructura, pero este aumento es resistido por los muros. Los muros tienen la capacidad de resistir las solicitaciones a las que se ven sometidos. Al considerar los muros los desplazamientos son menores que los máximos dispuestos por la norma por el contrario al no considerar los muros como elemento resistente los desplazamientos relativos superan los valores máximos de la norma.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Carrasco Zurita y Villanueva Livaque (2019) con su tema de tesis MODELADO ESTRUCTURAL Y DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 3, 4 Y 5 NIVELES PARA LA CIUDAD DE JAÉN donde su propósito es disminuir la autoconstrucción de edificaciones de albañilería confinada en la ciudad de Jaén, obteniendo que el sismo estático es mayor que el sismo dinámico, pero con desplazamientos en el eje "X" y eje "Y" menores a los restringidos por la norma E.030. El diseño estructural de los elementos de albañilería se realizó de acuerdo a la Norma E.070 con datos obtenidos del software Etabs.

Vera Alcántara (2014) en su tesis denominada RIESGO SISMICO DE LAS VIVIENDAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA EN EL BARRIO DE ESTANCO, CAJAMARCA busca emplear una metodología ya existente, propuesta por Mosqueira, M. y Tarque, N. (2005) para determinar la vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico de las viviendas de albañilería confinada del barrio El Estanco. Donde encuestaron a 30 viviendas y dando resultados donde indican que el 43.33% de estas presentan una vulnerabilidad sísmica alta, el 76.67% tienen un peligro medio, combinando estas dos condiciones se obtuvo que el 53.33% de las viviendas tienen un riesgo sísmico alto.

2.1.2. Antecedentes Locales

Arbildo Huamaní y Rojas Paco (2017) en su tesis ENSAYO DE COMPRESION AXIAL Y COMPRESION DIAGONAL DE ESPECIMENES DE ALBAÑILERIA DE LADRILLOS DE ARCILLA(HERCULES I) FABRICADOS EN LA CIUDAD DE TACNA, donde las resistencias de las características de la albañilería a compresión axial ($f'm$) es igual a 49.30 kg/cm² y al corte ($v'm$) igual a 4.83 kg/cm², donde se caracterizó al ladrillo como un Ladrillo Artesanal y según su clasificación estructural es un ladrillo tipo III además de tener una porcentaje de vacíos de 39.30% mayor a lo esperado clasificándola como unidad hueca, el cual no es apta para la construcción de viviendas en la Cuidad de Tacna.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Edificaciones de albañilería

Se llama albañilería a una estructura construida sobre la base del empleo de ladrillos de cerámica, bloques de cemento, piedra o algún otro elemento de forma sami irregular los cuales están unidos entre sí por una capa de mortero.

- **Albañilería confinada.**

Es la albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado después de la construcción de la albañilería.

La unidad de albañilería es el componente básico para la construcción de muros de albañilería y se denominan:

- ✓ **Ladrillos**, cuando sus dimensiones y peso permiten que sean manejados con una sola mano para el proceso constructivo del muro.

Para efectos del diseño estructural, las unidades de albañilería tendrán las características indicadas en la tabla 1.

Tabla 1: Clase de unidad de albañilería para fines estructurales.

TABLA 1 CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSION (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f_b mínimo en MPa (kg/cm²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P ⁽¹⁾	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP ⁽²⁾	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006)

En caso de la tabla 1 según la propuesta de norma (Sencico) no toman en cuenta los bloques.

- **LIMITACIONES EN SU APLICACIÓN**

El uso o aplicación de las unidades de albañilería estará condicionado a lo indicado en la Tabla 2. Las zonas sísmicas son las indicadas en la NTE E.030 Diseño Sismo resistente.

Tabla 2: Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales.

TABLA 2 LIMITACIONES EN EL USO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES			
TIPO	ZONA SÍSMICA 2 Y 3		ZONA SÍSMICA 1
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	No	No	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

En caso de la tabla 2 según la propuesta de norma, no se consideran unidades de albañilería tipo hueca y alveolar para fines estructurales.

En caso de la zona sísmica según la propuesta toman en cuenta la zona sísmica 4 para la construcción de edificaciones de 4 pisos a más.

- **Unidades solidas o macizas.**

Son aquellas que pueden tener o no orificios. Si tienen orificios estos deben ser necesariamente perpendiculares a la cara de asiento y el área que ocupan no debe ser mayor del 30% del área bruta de la cara de asiento. Se utilizan para construir muros portantes y no portantes y en el análisis estructural no se consideran los orificios.



FIGURA 1: Ladrillo King Kong 18 huecos

$$A_o < 30\%A_b$$

Donde:

A_o = Área que ocupa los orificios.

A_b = Área bruta de la cara de asiento.

2.2.2. Resistencia de prismas de albañilería.

En el caso de no realizarse ensayos de prismas, podrán emplearse los valores mostrados en la tabla 3, correspondiente a pilas y muretes construidos con mortero 1:4 (cuando la unidad es de arcilla) y 1:1/2:4 (cuando la materia prima es sílice-cal o concreto), para otras unidades u otro tipo de mortero se tendrá que realizar los ensayos respectivos.

Tabla 3: Resistencias Características en la albañilería.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm²)				
Materia Prima	Denominación	UNIDAD f_b	PILAS f_m	MURETES v_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006)

(*) El valor f_b se proporciona sobre el área bruta en unidades vacías (sin grout), mientras que las celdas de las pilas y muretes están totalmente rellenas con grout de $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

El valor f_m ha sido obtenido contemplando los coeficientes de corrección por esbeltez del prisma que aparece en la Tabla 4.

En caso de las Resistencias características de la albañilería según la propuesta de norma las clasifican en ladrillos clase I, II, III, IV, V donde del I al III son unidades artesanales y de IV al V son unidades sólidas.

Tabla 4: Factores de corrección de f_m por esbeltez.

FACTORES DE CORRECCIÓN DE f_m POR ESBELTEZ						
Esbeltez	2,0	2,5	3,0	4,0	4,5	5,0
Factor	0,73	0,80	0,91	0,95	0,98	1,00

2.2.3. Estructura con diafragma rígido

Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir, edificaciones en las que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa.

Los diafragmas deben tener una conexión firme y permanente con todos los muros para asegurar que cumplan con la función de distribuir las fuerzas laterales en proporción a la rigidez de los muros y servirles, además, como arriostres horizontales.

La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

2.2.4. Configuración del edificio con diafragma rígido.

El sistema estructural de las edificaciones de albañilería estará compuesto por muros dúctiles dispuestos en las direcciones principales del edificio, integrados por los diafragmas y arriostrados.

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

- Simetría en la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso.
- Proporciones entre las dimensiones mayor y menor, que en planta estén comprendidas entre 1 a 4, y en elevación sea menor que 4.
- Regularidad en planta y elevación, evitando cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

2.2.5. Muros portantes

Los muros portantes deberán tener:

- ❖ Una sección transversal preferentemente simétrica
- ❖ Continuidad vertical hasta la cimentación.
- ❖ Una longitud mayor o igual a 1,20 m para ser considerados como contribuyentes en la resistencia a las fuerzas horizontales.
- ❖ Juntas de control para evitar movimientos relativos debidos a contracciones, dilataciones y asentamientos diferenciales en donde haya juntas de control en la cimentación, en las losas y techos.
- ❖ La distancia máxima entre juntas de control es de 25 m en el caso de muros con unidades de arcilla.

2.2.6. Muros no portantes.

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

2.2.7. Arriostres.

Los arriostres se diseñarán como apoyos del muro arriostrado, considerando a este como si fuese una losa sujeta a fuerzas perpendiculares a su plano.

Un muro se considerará arriostrado cuando:

- El amarre o anclaje entre el muro y sus arriostres garantice la adecuada transferencia de esfuerzos.
- Los arriostres tengan la suficiente resistencia y estabilidad que permita transmitir las fuerzas actuantes a los elementos estructurales adyacentes o al suelo.

2.2.8. Predimensionamiento

- **Espesor efectivo “t”.**

El espesor efectivo mínimo será:

- a) Para Zonas Sísmicas 2,3 y 4:

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

b) Para Zona Sísmica 1:

$$t \geq \frac{h}{25}$$

Donde:

h = Altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o altura efectiva de pandeo.

En caso del espesor efectivo según la propuesta de norma toma la fórmula $t \geq \frac{h}{20}$ para todas las zonas sísmicas en general.

- **Densidad mínima de muros reforzados.**

Para este predimensionamiento se debe también verificar la densidad de muros de albañilería del edificio en ambas direcciones de acuerdo al artículo 19.2 de la Norma E.070 Albañilería y al artículo 25 de la Propuesta de Norma E.070:

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Donde:

Z = Factor de zona sísmica.

U = Factor de uso o importancia.

S = Factor de suelo.

N = Número de pisos del edificio.

L = Longitud total del muro (incluyendo columnas, si existen).

t = Espesor efectivo del muro.

- **Losas macizas bidireccionales.**

$$h \geq \left[\frac{2 * (A + B)}{180}; \frac{B}{40} \right]$$

Donde:

A = Luz libre menor.

B = Luz libre mayor. h = Espesor de losa.

- **Elementos de confinamiento (columnas de amarre y vigas soleras).**

$$A_{min} = 15t$$

Dónde:

t = Espesor efectivo de muro.

Escaleras

$$e = \frac{L_n}{25 - 20}$$

$$P_{min} = 25 \text{ cm}$$

$$2C + P \cong 60 \text{ a } 64 \text{ cm}$$

Donde:

L_n = Luz libre horizontal (cm)

P = Ancho de paso (cm)

C = Altura del contrapaso (cm)

e = Espesor de garganta (cm)

Ancho mínimo: 1.20 m

2.2.9. Sismo Moderado

Es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo.

La norma establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez.

Para los propósitos de esta norma, se establece:

- El “sismo moderado” no debe crear la figuración de ningún muro portante.
- Los elementos de acoplamiento entre muros deben funcionar como una primera línea de resistencia sísmica, disipando energía antes de que fallen los muros de albañilería, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.
- El límite máximo de la distorsión angular ante la acción del “sismo severo” se fija en 0.005, para permitir que el muro sea reparable pasado el evento sísmico.

Análisis por carga vertical.

Las cargas verticales provienen de las cargas muertas (PD) y de las sobrecargas (PL) aplicadas a los muros.

Metodología.

1°. De cada muro se evalúa las cargas actuantes acumulativas según su área tributaria (metrado).

2°. Se determina los esfuerzos actuantes máximo de la carga axial vertical (σ_m).

$$f_m = \frac{P_m}{A} \Rightarrow f_m = \frac{P_D + P_L}{t.l}$$

3° Se estima el esfuerzo admisible por carga vertical

$$f_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

Donde:

f'_m = Resistencia a la compresión de la albañilería.

h = Altura del muro.

t = Espesor efectivo del muro.

4° Se compara el esfuerzo actuante máximo con el esfuerzo admisible.

$$f_m \leq f_a \leq 0.15f'_m$$

2.2.10. Análisis por carga horizontal (sismo).

Las edificaciones de albañilería son estructuras compuestas de muros de ladrillo reforzada, cimentación, entrepiso y techo de concreto armado actuando como diafragmas horizontales. El modelaje de la edificación supone que los muros están empotrados en la cimentación, que están conectados por los diafragmas y que actúan como voladizos; consecuentemente, la fuerza cortante en la base del edificio determinada de acuerdo a la NTE E.030, es repartida en cada piso del edificio.

Esta fuerza cortante existente en cada nivel es distribuida proporcionalmente a las rigideces laterales de cada muro. A esta carga se añade el cortante por torsión producido por el momento torsor que surge a consecuencia de la excentricidad del centro de la fuerza cortante y del centro de rigidez de los muros en el nivel considerado.

Idealización estructural.

- Se utilizará el método del análisis por rigideces, el cual considera a los muros como placas rectangulares homogéneas.
- Se toma en cuenta la rigidez lateral de los muros en el sentido en que se efectúa el análisis.

Consideraciones:

- En cada entrepiso el muro se comporta como un elemento en voladizo.

- La fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.
- Todos los elementos resistentes en cualquier piso, tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.
- La fuerza sísmica se distribuye en forma proporcional a la rigidez relativa de cada muro.

Metodología.

Aquí se verifica si las secciones de los muros de cada nivel son adecuadas para resistir los esfuerzos producidos por corte, originados por el sismo. Se comienza con los muros ya analizados por las cargas verticales y con la densidad mínima de muros recomendada.

El análisis se resume en los siguientes pasos:

1° Determinación del peso total de la edificación (P).

El peso "P", se calculará adicionando a la carga permanente de la edificación un porcentaje de la carga viva.

2° Cálculo de la fuerza sísmica "V" en la base del edificio.

La fuerza horizontal o cortante total en la base de la edificación producida por la presencia de un sismo, se determinará con la siguiente formula de acuerdo a la nueva norma sismorresistente E.030:

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

Donde:

V = Fuerza cortante en la base de la estructura.

Z = Factor de zona

U = Factor de uso.

S = Factor de suelo.

R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

C = Coeficiente de amplificación sísmica.

El factor zona se asigna teniendo en cuenta la zona sísmica donde se ubica la edificación, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

2.2.11. Diseño de muros portantes de albañilería confinada.

Para el diseño de los muros confinados ante acciones coplanares, podrá suponerse que los muros son de sección rectangular (t.L). Cuando se presenten muros que se intercepten perpendicularmente, se tomara como elemento de refuerzo vertical común a ambos muros (sección transversal de columnas, refuerzos verticales, etc.) en el punto de intersección, al mayor elemento de refuerzo proveniente del diseño independiente de ambos muros.

➤ Diseño por carga vertical.

Carga de gravedad máxima:

$$P_m = CM + CV$$

- Esfuerzo axial admisible:

$$f_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

-Esfuerzo axial máximo:

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

$$f_m \leq f_a \leq 0.15f'_m$$

Donde:

L = Longitud total del muro (incluye el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados).

Diseño por corte.

Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se consideran las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

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

- **Fuerza cortante admisible:**

Se debe cumplir

$$V_e \leq V_a$$

Donde:

V_e = Es la fuerza cortante producida por el sismo moderado (análisis elástico) en el muro en análisis.

$$V_e = 0.55V_m$$

V_m = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

- Resistencia al agrietamiento diagonal (resistencia al corte).

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

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23Pg \text{ Donde:}$$

v'_m = Resistencia característica a corte de la albañilería.

Pg = Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismoresistente).

$$Pg = PD + \%PL \quad t = \text{Espesor efectivo del muro.}$$

L = Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados).

α = Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

M_e = Momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Según la propuesta de norma la fórmula para el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez se calcula: $1/3 \leq \alpha = L / (0.8H) \leq 1$

H = altura de entrepiso del muro.

2.2.12. Diseño por resistencia al corte global del edificio.

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso "i" y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

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

La sumatoria de resistencias al corte ($\sum V_m$) incluirá solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

El valor " V_{Ei} " corresponde a la fuerza cortante actuante en el entrepiso "i" del edificio, producido por el "sismo severo".

Cumplida la expresión $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ por los muros portantes de carga sísmica, el resto de muros que componen al edificio podrán ser reforzados para la acción sísmica

coplanar.

Cuando $\sum V_m$ en cada entrepiso sea mayor o igual a $3VE_i$, se considerará que el edificio se comporta elásticamente. Bajo esa condición, se empleará refuerzo mínimo, capaz de funcionar como arriostres y de soportar las acciones perpendiculares al plano de la albañilería. En este paso caminara el diseño de estos edificios ante cargas coplanares.

2.2.13. Diseño por cortante producidos por sismo severo.

Es aplicada para edificaciones de hasta cinco pisos o 15m de altura.

El diseño de muros debe orientarse a evitar fallas frágiles y a mantener la integración entre el panel de albañilería y los confinamientos verticales, evitando el vaciamiento de la albañilería; para tal efecto el diseño debe comprender.

- La verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro.
- La verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores.

Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso “i” serán las del “sismo severo” (V_{ui} , M_{ui}), y se obtendrán amplificando los obtenidos del análisis elástico ante el “sismo moderado” (V_{ei} , M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{m1}) entre cortante producido por el “sismo moderado” (V_{e1}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres:

$$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

Donde:

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad , \quad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

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

Deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento:

$$Si \left\{ \begin{array}{l} V_u \geq V_m \\ \sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \geq 0.05 f'_m \end{array} \right.$$

En los edificios de más de tres pisos, todos los muros pórtate del primer serán reforzados horizontalmente.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será:

$$\rho = \frac{A_s}{s \cdot t} \geq 0.001$$

Las varillas de refuerzo penetraran en las columnas de confinamiento por lo menos 12.5 cm y terminara con un gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores.

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

$$V_{mi} \leq V_{ui}$$

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

Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores.

- **Diseño de las columnas de confinamiento.**

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la tabla 5.

Tabla 5: Fuerzas internas en columnas de confinamiento

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: Norma Técnica E.070 Albañilería (2006).

Donde:

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} \cdot h \text{ ("h" es la altura del primer piso).}$$

$$F = \frac{M}{L} = \text{Fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".}$$

N_c = Numero de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$)

L_m = Longitud del paño mayor ó 0.5L, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

P_c = Es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.

Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento.

El área de la sección de las columnas será mayor de las que proporcione el diseño por comprensión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna en cm^2 .

$$A_c \geq 15t$$

Diseño por comprensión.

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

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

Donde:

$\phi = 0.70$ o 0.75 si se usan estribos cerrados o zunchos.

$\delta = 0.80$, para columnas sin muros transversales.

$\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales.

Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo " A_n ", el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción " A_{cf} ". Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

$$A_n \leq A_{cf}$$

Diseño por corte-fricción (V_c)

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

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

Donde:

$$\phi = 0.85$$

Determinación del refuerzo vertical.

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocará 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical

(A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi}$$

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

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.10f'_c \cdot A_c}{f_y}$$

Refuerzo mínimo: $4\phi 3/8''$

Donde:

$\phi = 0.85$, factor de reducción.

$\mu =$ Coeficiente de fricción 0.8 para juntas sin tratamiento y 1.0 para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

2.3. Definición de Términos

A continuación, se hace una breve descripción de algunos términos técnicos, los cuales fueron extraídos de la NTE 0.70 (ALBAÑILERÍA) del reglamento nacional de edificaciones.

- **Albañilería o Mampostería:** Material estructural compuesto por "unidades de albañilería" asentadas con mortero o por "unidades de albañilería" apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido. (Norma E070)
- **Albañilería Confinada:** Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel. (Norma E070)
- **Altura Efectiva:** Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre. Para los muros que carecen de arriostres en su parte superior, la altura efectiva se considerará como el doble de su altura real. (Norma E070)
- **Arriostre:** Elemento de refuerzo (horizontal o vertical) o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano. (Norma E070)
- **Concreto Líquido o Grout:** Concreto con o sin agregado grueso, de consistencia fluida. (Norma E070)
- **Confinamiento:** Conjunto de elementos de concreto armado, horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante. (Norma E070)
- **Construcciones de Albañilería:** Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería. (Norma E070)
- **Espesor Efectivo:** Es igual al espesor del muro sin tarrajeo u otros revestimientos descontando la profundidad de bruñas u otras indentaciones. Para el caso de los muros de albañilería armada parcialmente rellenos de concreto líquido, el espesor efectivo es igual al área neta de la sección transversal dividida

entre la longitud del muro. (Norma E070)

- **Muro de Arriostre:** Muro portante transversal al muro al que provee estabilidad y resistencia lateral. (Norma E070)
- **Muro No Portante:** Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos. (Norma E070)
- **Muro Portante:** Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical. (Norma E070)
- **Placa:** Muro portante de concreto armado, diseñado de acuerdo a las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. (Norma E070)
- **Tabique:** Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral. (Norma E070)
- **Sismo:** Vibraciones o sacudimientos de la corteza terrestre causados por ondas sísmicas que se generan por súbita liberación de energía elástica acumulada en la corteza y parte superior del manto terrestre. (Norma E030)

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de la investigación

3.1.1. Tipo de la investigación

El tipo de estudio es descriptivo porque busca describir el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada con la Norma E 070 y la propuesta de norma E 070(SENCICO).

3.1.2. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es de campo porque realizamos ensayos del suelo obtenido del terreno para obtener la capacidad portante de este y así realizar nuestro diseño de la estructura.

3.2. Población y/o muestra del estudio

La población para el presente trabajo de investigación, está ubicada entre la Calle 22 y Juan Valer Sandoval, al frente de la av. El SOL. Distrito de Ciudad Nueva, terreno Privado del IRTP, que estará formada por:

POBLACIÓN: Edificios de uso vivienda de albañilería confinada en la ciudad de Tacna.

MUESTRA: La muestra es un Edificio de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicada en el Distrito de Ciudad Nueva.



FIGURA 2: Zona de estudio de Ciudad Nueva

Fuente. Catastro de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva

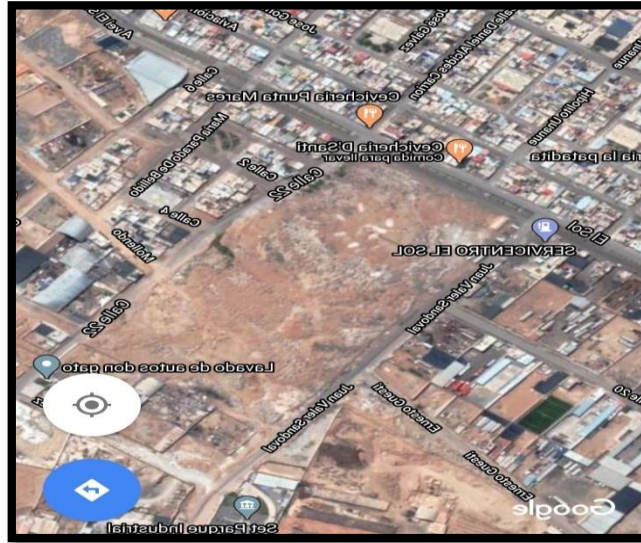


FIGURA 3: Ubicación del terreno de idealización de Edificación Multifamiliar.

Fuente. Google Maps.

3.3. Operacionalización de variables

Tabla 6: Matriz de Operacionalización de variables

Variable	Definición Operacional	Dimensión	Indicadores	Método
Variable dependiente: Análisis y diseño estructural usando la Norma E 070 y la propuesta de norma (SENCICO)	Es un procedimiento mediante el cual evaluamos el comportamiento de la estructura usando la norma E 070 y la propuesta.	Factor de Zona Factor de Suelo Factor de Uso	0.45 1.10 1.0	Descriptivo y Explicativo
Variable independiente: Edificio multifamiliar en la ciudad de Tacna	Es un recinto donde unidades de vivienda superpuestas albergan un número determinado de familias, cuya convivencia no es una condición obligatoria.	$f'b =$ $f'm =$ $v'm =$ $Em =$ $Gm =$ N pisos	145 kg/cm ² 65 kg/cm ² 8.1 kg/cm ² 32,500 kg/cm ² 13,000 kg/cm ² 4 pisos	Descriptivo y Explicativo

3.4. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Las principales técnicas que se utilizaron para la recolección de datos fueron:

- Investigación bibliográfica
- Referencias visuales
- Material Web
- Modelado de la estructura
- Análisis de resultados

Para la elaboración del estudio, dado que son trabajos en campo y gabinete, se está considerando lo siguiente:

Materiales y equipos:

- Software (Excel, Word, PowerPoint, ETABS, SAP Y SAFE)
- Tiza para realizar marcas
- Papel bond
- Cinta métrica
- Horno para el secado
- Balanzas con precisión al 0.1 y al 0.01 gramos.
- Juego de tamices con mallas
- Copa de Casagrande para hallar el límite líquido
- Vidrio esmerilado para determinar el límite plástico
- Recipientes y accesorios complementarios
- Equipo de cono y arena para densidad en campo.
- Cuaderno de apuntes

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento y análisis de datos de la investigación que utilizamos son los siguientes:

POR ENSAYOS DE CAMPO

- Peso Unitario Húmedo (Densidad in situ)
- Granulometría
- Límites de consistencia
- Humedad Natural

- Corte Directo

POR ANALISIS DE DATOS

- Hojas de Excel
- SAP 2000
- Word

A. Por Ensayo de Campo

- ❖ Ensayo de Peso Unitario Húmedo (Densidad in situ)

Este ensayo tiene como objetivo evaluar in situ la densidad que presenta el suelo con respecto a estándares internacionales. Se refiere a la determinación del peso húmedo del suelo, en condiciones naturales por unidad del volumen del mismo. Las unidades de medida son g/cm³, Kg/m³, KN/m³. El método utilizado ha sido el del cono de arena, cumpliendo con las recomendaciones de la Norma ASTM D-1556-00.

Materiales y Equipos Utilizados:

- Cono de densidad
- Deposito

- ❖ **Ensayo de Granulometría**

El análisis del tamaño de los granos consiste en la separación y clasificación por tamaños de las partículas que conforman el suelo. La minuciosidad de este ensayo conlleva a que se realice una buena clasificación de suelos, para ello se cumplió las recomendaciones de la Norma ASTM D-422-63(1998). Se realizaron 02 ensayos granulométricos mecánicos, y de la observación de las curvas granulométricas se ha determinado que los suelos están en el orden de media gradación.

Materiales y Equipos Utilizados:

- balanza
- recipiente
- juego de tamices ASTM
- cepillo
- cuarteador

❖ **Ensayo de límites de consistencia**

El fin inmediato de este ensayo es encontrar la plasticidad de los suelos. El límite líquido es el contenido de agua tal que, para un material dado, fija la división entre el estado casi líquido y el plástico.

El límite plástico es el contenido de agua que limita el estado plástico del estado semisólido resistente. El índice plástico es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico. Para estas determinaciones se siguió las recomendaciones de la norma ASTM D-4318-98. Posterior a esto, con los resultados de la granulometría y los límites de consistencia se puede obtener la clasificación correcta de los suelos sea por el método SUCS, AASHTO, USDA, etc.

Materiales y Equipos Utilizados:

- Recipiente
- placa de vidrio
- Capsula de contracción
- Recipiente volumétrico y placa plana
- Mercurio Metálico
- Balanza

❖ **Ensayo de Humedad Natural**

El contenido de humedad o la humedad natural en la muestra de un suelo, es la relación entre el peso de agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno. El presente ensayo ha sido desarrollado bajo las recomendaciones de la norma ASTM C-70.

Materiales y Equipos Utilizados:

- Horno de secado
- Balanzas
- Recipientes
- Espátula

❖ Ensayo de Corte directo

El ensayo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante o capacidad portante del suelo. Además, obtener la gráfica de distribución de esfuerzos cortantes vs deformación para unas determinadas cargas aplicadas a dicha muestra. También determinaremos el ángulo de fricción interno, cohesión y la capacidad portante del suelo.

Materiales y Equipos Utilizados:

- Dispositivo de corte
- Caja de corte
- Balanzas
- Equipo para compactar el espécimen

B) POR ANALISIS DE DATOS

- Recopilar información de la zona de estudio.
- Identificación in situ de la zona.
- Análisis de datos obtenidos de la zona.
- Realización de ensayos in situ y recolección de muestras para realizar diversos ensayos en laboratorio.
- Clasificación de datos de la información
- Realización del plano de Arquitectura.
- Modelamiento del edificio en software.
- Diseño de los elementos estructurales con software.
- Presupuesto de la estructura
- Clasificar y graficar los datos
- Discusión de resultados
- Elaboración de Conclusiones
- Redacción del informe final
- Presentación del estudio

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. ESTUDIO DE SUELOS

4.1.1. Ensayos de laboratorio

4.1.1.1. Densidad in situ

Se realizó el ensayo de Densidad in situ en los sectores que comprometen la zona de estudio. Se detalla la siguiente tabla:

Tabla 7: Resultados de los ensayos de Densidad in situ.

Progresiva		CALICATA 01 ESTRATO 01	CALICATA 02 ESTRATO 01	CALICATA 03 ESTRATO 01
Profundidad	cm.	15.0	15.0	15.0
Lado		Eje	Eje	Eje
Peso de la muestra Húmeda + Lata gr.		3,431.0	3,325.0	3,528.0
Peso de la lata gr.		2.0	2.0	2.0
Peso de la muestra húmeda neta gr.		3,429.0	3,323.0	3,526.0
Peso de la Arena + frasco gr.		7,536.0	7,551.0	7,528.0
Peso de la Arena q' queda en frasco gr.		2,844.0	2,948.0	2,832.0
Peso de la Arena en el embudo gr.		1,587.0	1,587.0	1,587.0
Peso de la Arena en el hoyo gr.		3,105.0	3,016.0	3,109.0
Densidad de la Arena gr/cc.		1.43	1.43	1.43
Volumen del hoyo cc.		2,171.3	2,109.1	2,174.1
Humedad %		3.18	2.32	2.84
Densidad Húmeda gr/cc		1.579	1.576	1.622
Densidad Seca gr/cc		1.531	1.540	1.577

4.1.1.2. Contenido de humedad

En las calicatas se determinó el contenido de humedad a partir de una muestra extraída en una zona representativa de la misma. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 8: Resultados de los ensayos de Humedad Natural.

CALICATA 01

MUESTRA N°		ESTRATO N° 01	
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	gr.	0.0	0.0
Peso del recipiente + la muestra húmeda	gr.	556.9	607.3
Peso del recipiente + la muestra seca	gr.	539.8	588.5
Peso del Agua	gr.	17.1	18.8
Peso de la muestra seca neta	gr.	539.8	588.5
Porcentaje de humedad	%	3.17	3.19
Promedio	%	3.18	

CALICATA 02

MUESTRA N°		1	2
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	gr.	0.0	0.0
Peso del recipiente + la muestra húmeda	gr.	644.2	725.6
Peso del recipiente + la muestra seca	gr.	628.9	709.9
Peso del Agua	gr.	15.3	15.7
Peso de la muestra seca neta	gr.	628.9	709.9
Porcentaje de humedad	%	2.43	2.21
Promedio	%	2.32	

CALICATA 03

MUESTRA N°		1	2
Recipiente N°		1	2
Peso del recipiente	gr.	0.0	0.0
Peso del recipiente + la muestra húmeda	gr.	592.3	623.8
Peso del recipiente + la muestra seca	gr.	574.6	605.7
Peso del Agua	gr.	17.7	18.1
Peso de la muestra seca neta	gr.	574.6	605.7
Porcentaje de humedad	%	3.08	2.99
Promedio	%	3.03	

4.1.1.3. Corte directo

Se realizó el ensayo de corte directo obteniendo como resultado la cohesión, y el ángulo de fricción. En la siguiente tabla se detallan los resultados:

Tabla 9: Resultados de los ensayos de Corte Directo.

PRIMER ESPECIMEN						
CONTENIDO DE HUMEDAD			CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		DATOS DE CORTE	
ESTADO DE LA MUESTRA	NATURAL	COMPAC.	Diametro (cm.)	6.00	Sobre carga (gr.)	503.50
Recipiente N°	1.00	2.00	Altura (cm.)	2.00	Peso de Muestra (gr.)	113.69
Peso Suelo Humedo + Tara (gr.)	93.90	143.70	Densidad Natural (gr/cm ³)	1.58	Carga Adicionada (kg.)	18.00
Peso Suelo Seco + Tara (gr.)	91.50	139.90	Area (cm ²)	36.00	Relación de Carga	0.50
Peso de Recipiente (gr.)	17.60	19.40	Volumen (cm ³)	72.00	Carga Normal Total (kg.)	18.50
Contenido de Humedad (%)	3.25%	3.15%	Peso (gr.)	113.69	Velocidad de Carga (mm/mi)	0.138
			Densidad Seca (gr/cm ³)	1.53	Esfuerzo Normal (kg/cm²)	0.514

LECTURA DEFORMACION HORIZONTAL (0,01mm)	FUERZA CORTANTE (N)	FUERZA CORTANTE (kg)	LECTURA DEFORMACION VERTICAL (0,0001")	DEFORMACION HORIZONTAL (mm)	DEFORMACION VERTICAL (mm)	DEFORMACION UNITARIA HORIZONTAL	AREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.000	36.00	0.00
5	27.00	2.75	-6.00	0.05	-0.0006	0.003	36.09	0.08
10	41.00	4.18	-8.00	0.10	-0.0008	0.005	36.18	0.12
15	54.00	5.50	-10.00	0.15	-0.0010	0.008	36.27	0.15
20	67.00	6.83	-11.00	0.20	-0.0011	0.010	36.36	0.19
30	79.00	8.05	-10.50	0.30	-0.0011	0.015	36.55	0.22
40	93.00	9.48	-10.50	0.40	-0.0011	0.020	36.73	0.26
50	102.00	10.40	-10.50	0.50	-0.0011	0.025	36.92	0.28
65	115.00	11.72	-6.00	0.65	-0.0006	0.033	37.21	0.32
80	121.00	12.33	-5.00	0.80	-0.0005	0.040	37.50	0.33
100	132.00	13.46	6.00	1.00	0.0006	0.050	37.89	0.36
120	136.00	13.86	17.00	1.20	0.0017	0.060	38.30	0.36
140	141.00	14.37	26.00	1.40	0.0026	0.070	38.71	0.37
160	148.00	15.09	36.00	1.60	0.0036	0.080	39.13	0.39
180	154.00	15.70	45.00	1.80	0.0045	0.090	39.56	0.40
200	157.00	16.00	51.00	2.00	0.0051	0.100	40.00	0.40
220	163.00	16.62	58.00	2.20	0.0058	0.110	40.45	0.41
240	164.00	16.72	64.00	2.40	0.0064	0.120	40.91	0.41
260	165.00	16.82	69.00	2.60	0.0069	0.130	41.38	0.41
280	166.00	16.92	74.00	2.80	0.0074	0.140	41.86	0.40
300	166.00	16.92	74.00	3.00	0.0074	0.150	42.35	0.40
320	166.00	16.92	74.00	3.20	0.0074	0.160	42.86	0.39
340	166.00	16.92	74.00	3.40	0.0074	0.170	43.37	0.39
360	165.00	16.82	74.00	3.60	0.0074	0.180	43.90	0.38
380	165.00	16.82	74.00	3.80	0.0074	0.190	44.44	0.38
400	165.00	16.82	74.00	4.00	0.0074	0.200	45.00	0.37
420	165.00	16.82	74.00	4.20	0.0074	0.210	45.57	0.37
440	165.00	16.82	74.00	4.40	0.0074	0.220	46.15	0.36
460	165.00	16.82	74.00	4.60	0.0074	0.230	46.75	0.36
480	165.00	16.82	74.00	4.80	0.0074	0.240	47.37	0.36
500	165.00	16.82	74.00	5.00	0.0074	0.250	48.00	0.35

Tabla 10: Resultados de los ensayos de Corte Directo.

SEGUNDO ESPECIMEN								
CONTENIDO DE HUMEDAD			CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE		
ESTADO DE LA MUESTRA	NATURAL	COMPAC.	Diametro (cm.)	(cm.)	6.00	Sobre carga (gr.)	503.50	
Recipiente N°	3.00	4.00	Altura (cm.)	(cm.)	2.00	Peso de Muestra (gr.)	113.69	
Peso Suelo Humedo + Tara (gr.)	98.20	141.80	Densidad Natural (gr/cm ³)	(gr/cm ³)	1.58	Carga Adicionada (kg.)	36.00	
Peso Suelo Seco + Tara (gr.)	95.60	138.50	Area (cm ²)	(cm ²)	36.00	Relación de Carga	1.00	
Peso de Recipiente (gr.)	13.30	39.50	Volumen (cm ³)	(cm ³)	72.00	Carga Normal Total (kg.)	36.50	
Contenido de Humedad (%)	3.16%	3.33%	Peso (gr.)	(gr.)	113.69	Velocidad de Carga (mm/m)	0.138	
			Densidad Seca (gr/cm ³)	(gr/cm ³)	1.53	Esfuerzo Normal (kg/cm²)	1.014	

LECTURA DEFORMACION HORIZONTAL (0,01mm)	FUERZA CORTANTE (N)	FUERZA CORTANTE (kg)	LECTURA DEFORMACION VERTICAL (0,0001")	DEFORMACION HORIZONTAL (mm)	DEFORMACION VERTICAL (mm)	DEFORMACION UNITARIA HORIZONTAL	AREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.000	36.00	0.00
5	39.00	3.98	-4.50	0.05	-0.0005	0.003	36.09	0.11
10	59.00	6.01	-8.00	0.10	-0.0008	0.005	36.18	0.17
15	76.00	7.75	-10.00	0.15	-0.0010	0.008	36.27	0.21
20	88.00	8.97	-13.00	0.20	-0.0013	0.010	36.36	0.25
30	104.00	10.60	-18.00	0.30	-0.0018	0.015	36.55	0.29
40	121.00	12.33	-20.50	0.40	-0.0021	0.020	36.73	0.34
50	137.00	13.97	-22.00	0.50	-0.0022	0.025	36.92	0.38
65	158.00	16.11	-25.00	0.65	-0.0025	0.033	37.21	0.43
80	180.00	18.35	-25.00	0.80	-0.0025	0.040	37.50	0.49
100	197.00	20.08	-24.00	1.00	-0.0024	0.050	37.89	0.53
120	217.00	22.12	-19.00	1.20	-0.0019	0.060	38.30	0.58
140	226.00	23.04	-16.00	1.40	-0.0016	0.070	38.71	0.60
160	236.00	24.06	-12.00	1.60	-0.0012	0.080	39.13	0.61
180	247.00	25.18	-8.00	1.80	-0.0008	0.090	39.56	0.64
200	254.00	25.89	-2.00	2.00	-0.0002	0.100	40.00	0.65
220	258.00	26.30	5.00	2.20	0.0005	0.110	40.45	0.65
240	259.00	26.40	10.00	2.40	0.0010	0.120	40.91	0.65
260	259.00	26.40	18.00	2.60	0.0018	0.130	41.38	0.64
280	259.00	26.40	25.00	2.80	0.0025	0.140	41.86	0.63
300	258.00	26.30	30.00	3.00	0.0030	0.150	42.35	0.62
320	258.00	26.30	35.00	3.20	0.0035	0.160	42.86	0.61
340	258.00	26.30	41.00	3.40	0.0041	0.170	43.37	0.61
360	257.00	26.20	48.50	3.60	0.0049	0.180	43.90	0.60
380	257.00	26.20	51.50	3.80	0.0052	0.190	44.44	0.59
400	257.00	26.20	59.00	4.00	0.0059	0.200	45.00	0.58
420	257.00	26.20	63.00	4.20	0.0063	0.210	45.57	0.57
440	255.00	25.99	63.00	4.40	0.0063	0.220	46.15	0.56
460	255.00	25.99	68.00	4.60	0.0068	0.230	46.75	0.56
480	255.00	25.99	68.00	4.80	0.0068	0.240	47.37	0.55
500	255.00	25.99	68.00	5.00	0.0068	0.250	48.00	0.54

Tabla 11: Resultados de los ensayos de Corte Directo.

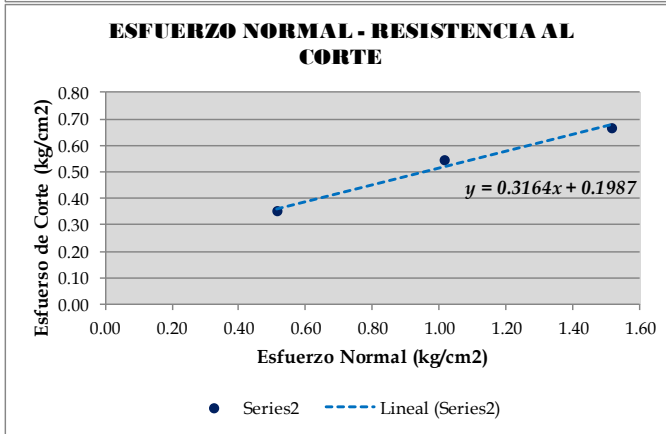
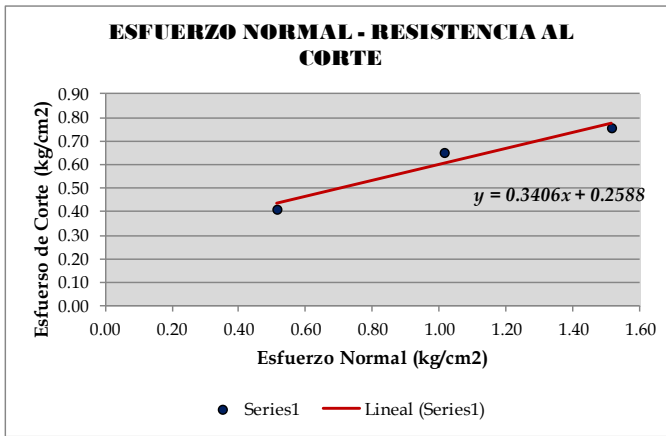
TERCER ESPECIMEN		
CONTENIDO DE HUMEDAD		
ESTADO DE LA MUESTRA	NATURAL	COMPAC.
Recipiente N°	A12	A14
Peso Suelo Humedo + Tara (gr.)	108.40	155.20
Peso Suelo Seco + Tara (gr.)	105.80	151.90
Peso de Recipiente (gr.)	25.50	46.80
Contenido de Humedad (%)	3.24%	3.14%

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA	
Diametro (cm.)	6.00
Altura (cm.)	2.00
Densidad Humeda (gr/cm ³)	1.66
Area (cm ²)	36.00
Volumen (cm ³)	72.00
Peso (gr.)	119.30
Densidad Seca (gr/cm ³)	1.61

DATOS DE CORTE	
Sobre carga (gr.)	503.50
Peso de Muestra (gr.)	119.30
Carga Adicionada (kg.)	54.00
Relación de Carga	1.50
Carga Normal Total (kg.)	54.50
Velocidad de Carga (mm/mi)	0.138
Esfuerzo Normal (kg/cm²)	1.514

LECTURA DEFORMACION HORIZONTAL (0,01mm)	FUERZA CORTANTE (N)	FUERZA CORTANTE (kg)	LECTURA DEFORMACION VERTICAL (0,0001")	DEFORMACION HORIZONTAL (mm)	DEFORMACION VERTICAL (mm)	DEFORMACION UNITARIA HORIZONTAL	AREA CORREGIDA (cm ²)	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.000	36.00	0.00
5	56.00	5.71	-11.00	0.05	-0.0011	0.003	36.09	0.16
10	78.00	7.95	-11.00	0.10	-0.0011	0.005	36.18	0.22
15	96.00	9.79	-11.00	0.15	-0.0011	0.008	36.27	0.27
20	116.00	11.82	-11.00	0.20	-0.0011	0.010	36.36	0.33
30	132.00	13.46	-7.00	0.30	-0.0007	0.015	36.55	0.37
40	168.00	17.13	-7.50	0.40	-0.0008	0.020	36.73	0.47
50	186.00	18.96	-7.50	0.50	-0.0008	0.025	36.92	0.51
65	207.00	21.10	-7.50	0.65	-0.0008	0.033	37.21	0.57
80	226.00	23.04	-7.50	0.80	-0.0008	0.040	37.50	0.61
100	242.00	24.67	-6.00	1.00	-0.0006	0.050	37.89	0.65
120	255.00	25.99	-4.00	1.20	-0.0004	0.060	38.30	0.68
140	265.00	27.01	2.00	1.40	0.0002	0.070	38.71	0.70
160	275.00	28.03	9.00	1.60	0.0009	0.080	39.13	0.72
180	282.00	28.75	12.00	1.80	0.0012	0.090	39.56	0.73
200	291.00	29.66	14.00	2.00	0.0014	0.100	40.00	0.74
220	295.00	30.07	22.00	2.20	0.0022	0.110	40.45	0.74
240	298.00	30.38	27.00	2.40	0.0027	0.120	40.91	0.74
260	305.00	31.09	32.00	2.60	0.0032	0.130	41.38	0.75
280	307.00	31.29	35.00	2.80	0.0035	0.140	41.86	0.75
300	308.00	31.40	41.00	3.00	0.0041	0.150	42.35	0.74
320	309.00	31.50	43.00	3.20	0.0043	0.160	42.86	0.73
340	312.00	31.80	43.00	3.40	0.0043	0.170	43.37	0.73
360	310.00	31.60	43.00	3.60	0.0043	0.180	43.90	0.72
380	311.00	31.70	43.00	3.80	0.0043	0.190	44.44	0.71
400	312.00	31.80	43.00	4.00	0.0043	0.200	45.00	0.71
420	313.00	31.91	43.00	4.20	0.0043	0.210	45.57	0.70
440	313.00	31.91	43.00	4.40	0.0043	0.220	46.15	0.69
460	314.00	32.01	43.00	4.60	0.0043	0.230	46.75	0.68
480	314.00	32.01	43.00	4.80	0.0043	0.240	47.37	0.68
500	314.00	32.01	43.00	5.00	0.00430	0.250	48.00	0.67

*Los números en rojo son los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.



COHESIÓN (C) =	MAXIMO	RESIDUAL
ANGULO DE FRICCIÓN (φ) =	0.305	0.221
	18.51	17.49

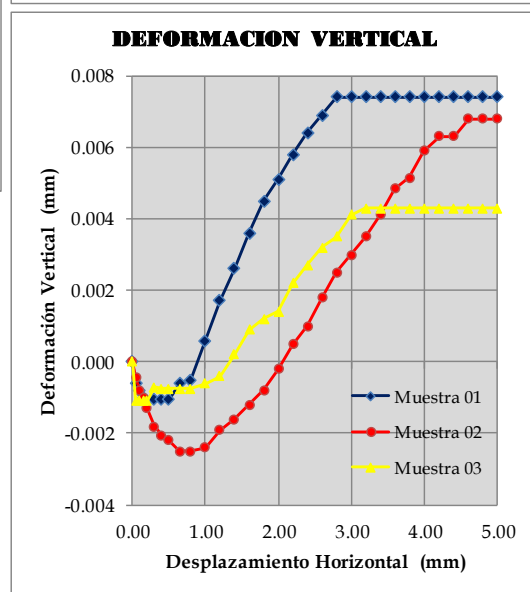
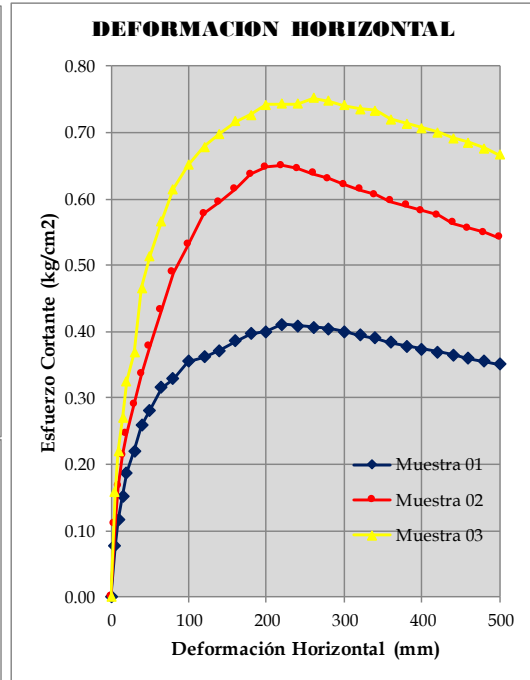


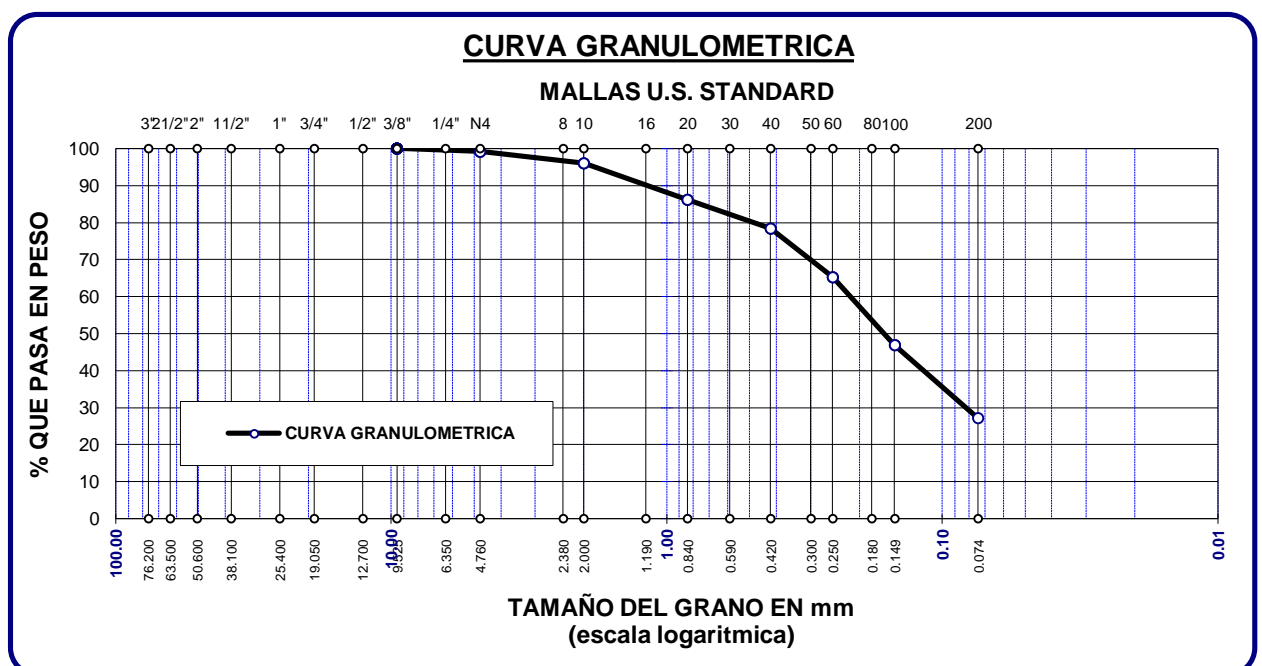
FIGURA 4: Gráfico de Corte Directo

4.1.2. Clasificación de suelos según sistema SUCS

Se clasificaron los suelos según el sistema de clasificación de SUCS (ASTM D – 2487). Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 12: Resultado de Clasificación de Suelos.

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						CALICATA N° 01 1ER ESTRATO Profundidad = 0.00 - 3.00 m. Límites de Consistencia: LL = N.P. LP = N.P. IP = N.P. Clasificación S.U.C.S. (SM) Arena Limosa con finos no Plásticos. Peso de la Muestra: 681.30
2 1/2"	63.500						
2"	50.600						
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						
1/2"	12.700						
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	100.00		
1/4"	6.350						
No4	4.760	5.70	0.84	0.84	99.16		
No8	2.380						
No10	2.000	21.60	3.17	4.01	95.99		
No16	1.190						
No20	0.840	67.30	9.88	13.89	86.11		
No30	0.590						
No40	0.420	52.60	7.72	21.61	78.39		
No 50	0.300						
No60	0.250	89.30	13.11	34.71	65.29		
No80	0.180						
No100	0.149	125.30	18.39	53.10	46.90		
No200	0.074	134.60	19.76	72.86	27.14		
BASE		184.90	27.14	100.00	0.00		
TOTAL		681.30	100.00				
% PERDIDA							



4.1.3. Contenido de Sales

Se clasificaron las sales según la norma de Sulfatos y Cloruros NTP 339 178 – 2002. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla 14: Resultado de Contenido de Sales.

MUESTRA	SALES TOTALES		SULFATOS NTP 339 178 - 2002		CLORUROS NTP 339 178 - 2002	
	%	P.P.M	%	P.P.M	%	P.P.M
CALICATA 01	0.584	5840.00	0.262	2620.00	0.284	2840.00
CALICATA 02	0.556	5560.00	0.238	2380.00	0.259	2590.00
CALICATA 03	0.562	5620.00	0.244	2440.00	0.263	2630.00

4.1.4 Determinación de capacidad admisible

Para los cálculos de la capacidad portante admisible del suelo de fundación, se consideraron las ecuaciones de Terzaghi modificadas por Vesic:

Los parámetros utilizados en los cálculos de la cimentación de la estructura proyectada, consistente en zapatas aisladas, se tomaron de los ensayos físicos efectuados a la matriz del material encontrado en los estratos donde se estima se cimentarán las estructuras proyectadas.

Para la determinación del Angulo de fricción interna y la cohesión las calicatas 01, 02 y 03 se realizó el ensayo de corte directo en muestras alteradas y re compactadas en laboratorio:

CALICATA 01

Angulo de Fricción = 18.51

Cohesión = 0.305

CALICATA 02

Angulo de Fricción = 20.31

Cohesión = 0.273

CALICATA 03

Angulo de Fricción = 19.63

Cohesión = 0.284

Para la aplicación de la capacidad portante, se aplica la teoría de Terzaghi para el caso de zapatas aisladas (cuadradas).

En donde:

Qult. = Capacidad última de Carga

Qadm = Capacidad de Carga Admisible

FS = Factor de Seguridad

Yd = Peso específico o Densidad Natural seca (Kg/m³)

B = Ancho de la Cimentación

DF = Profundidad de la Cimentación

Nc, Nqs, Ny = Factores de Capacidad de carga

Para la aplicación de la capacidad portante, se aplica la teoría de Terzaghi.

Tabla 15: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C1)

CALICATA 1

DESCRIPCION	UNIDAD	CALICATA 01 ESTRATO 01
PROFUNDIDAD	MT	0.00 - 3.00
CLASIFICACION SUCS		SM
CLASIFICACION AASHTO		*****
DENSIDAD SECA - IN SITU (Dd)	GR/CC	1.531
DENSIDAD MINIMA (Dmin)	GR/CC	*****
DENSIDAD MAXIMA (Dmax)	GR/CC	*****
DENSIDAD RELATIVA (Dr)	GR/CC	*****
ANGULO FRICCION (ϕ)	G°	18.51
COHESION (C)	KG/C2	0.31
DENSIDAD HUMEDA (Dm)	GR/CC	1.579
Nc (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	13.52
Nq (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	5.53
Ny (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	4.37

CIMENTACION CORRIDA

$$Q(\text{ult.}) = Sc \cdot c \cdot Nc + Sq \cdot q \cdot Nq + 1/2 \cdot Sg \cdot B \cdot Pe \cdot Ng$$

Tabla 16: Cimentación Corrida (C1)

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult.(Tn/m2)</i>	<i>Qadm.(Kg/cm2)</i>
0.60	0.40	10.74	0.36
0.60	0.50	11.08	0.37
0.60	0.60	11.43	0.38
0.80	0.40	12.48	0.42
0.80	0.50	12.83	0.43
0.80	0.60	13.17	0.44
1.00	0.40	14.23	0.47
1.00	0.50	14.57	0.49
1.00	0.60	14.92	0.50
1.20	0.40	15.97	0.53
1.20	0.50	16.32	0.54
1.20	0.60	16.66	0.56
1.40	0.40	17.72	0.59
1.40	0.50	18.06	0.60
1.40	0.60	18.41	0.61
1.60	0.40	19.46	0.65
1.60	0.50	19.81	0.66
1.60	0.60	20.15	0.67

CIMENTACION CUADRADA

$$Q(\text{ult.}) = 1.3 S_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot q \cdot N_q + 0.4 S_g \cdot B \cdot P_e \cdot N_g$$

Tabla 17: Cimentación Cuadrada (C1)

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult. (Tn/m2)</i>	<i>Qadm. (Kg/cm2)</i>
1.00	1.00	16.85	0.56
1.00	1.50	18.23	0.61
1.00	2.00	19.60	0.65
1.00	2.50	20.98	0.70
1.00	3.00	22.36	0.75
1.50	1.00	21.21	0.71
1.50	1.50	22.59	0.75
1.50	2.00	23.97	0.80
1.50	2.50	25.35	0.84
1.50	3.00	26.73	0.89
2.00	1.00	25.57	0.85
2.00	1.50	26.95	0.90
2.00	2.00	28.33	0.94
2.00	2.50	29.71	0.99
2.00	3.00	31.09	1.04
2.50	1.00	29.93	1.00
2.50	1.50	31.31	1.04
2.50	2.00	32.69	1.09
2.50	2.50	34.07	1.14
2.50	3.00	35.45	1.18
3.00	1.00	34.30	1.14
3.00	1.50	35.68	1.19
3.00	2.00	37.06	1.24
3.00	2.50	38.44	1.28
3.00	3.00	39.82	1.33

CALICATA 2

Tabla 18: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C2)

<i>DESCRIPCION</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>CALICATA 02 ESTRATO 01</i>
PROFUNDIDAD	MT	0.00 - 3.00
CLASIFICACION SUCS		SM
CLASIFICACION AASHTO		*****
DENSIDAD SECA - IN SITU (Dd)	GR/CC	1.540
DENSIDAD MINIMA (Dmin)	GR/CC	*****
DENSIDAD MAXIMA (Dmax)	GR/CC	*****
DENSIDAD RELATIVA (Dr)	GR/CC	*****
ANGULO FRICCION (ϕ)	G°	20.31
COHESION (C)	KG/C2	0.27
DENSIDAD HUMEDA (Dm)	GR/CC	1.576
Nc (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	15.13
Nq (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	6.60
Ny (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	5.63

CIMENTACION CORRIDA

Tabla 19: Cimentación Corrida (C2)

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult. (Tn/m2)</i>	<i>Qadm. (Kg/cm2)</i>
0.60	0.40	12.14	0.40
0.60	0.50	12.59	0.42
0.60	0.60	13.03	0.43
0.80	0.40	14.22	0.47
0.80	0.50	14.67	0.49
0.80	0.60	15.11	0.50
1.00	0.40	16.30	0.54
1.00	0.50	16.75	0.56
1.00	0.60	17.19	0.57
1.20	0.40	18.38	0.61
1.20	0.50	18.83	0.63
1.20	0.60	19.27	0.64
1.40	0.40	20.47	0.68
1.40	0.50	20.91	0.70
1.40	0.60	21.35	0.71
1.60	0.40	22.55	0.75
1.60	0.50	22.99	0.77
1.60	0.60	23.43	0.78

CIMENTACION CUADRADA

Tabla 20: Cimentación Cuadrada (C2).

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult. (Tn/m²)</i>	<i>Qadm. (Kg/cm²)</i>
1.00	1.00	19.32	0.64
1.00	1.50	21.09	0.70
1.00	2.00	22.86	0.76
1.00	2.50	24.64	0.82
1.00	3.00	26.41	0.88
1.50	1.00	24.52	0.82
1.50	1.50	26.29	0.88
1.50	2.00	28.06	0.94
1.50	2.50	29.84	0.99
1.50	3.00	31.61	1.05
2.00	1.00	29.72	0.99
2.00	1.50	31.49	1.05
2.00	2.00	33.26	1.11
2.00	2.50	35.04	1.17
2.00	3.00	36.81	1.23
2.50	1.00	34.92	1.16
2.50	1.50	36.69	1.22
2.50	2.00	38.46	1.28
2.50	2.50	40.24	1.34
2.50	3.00	42.01	1.40
3.00	1.00	40.12	1.34
3.00	1.50	41.89	1.40
3.00	2.00	43.67	1.46
3.00	2.50	45.44	1.51
3.00	3.00	47.21	1.57

CALICATA 3

Tabla 21: Resultados de la capacidad admisible del Suelo. (C3)

<i>DESCRIPCION</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>CALICATA 02 ESTRATO 01</i>
PROFUNDIDAD	MT	0.00 - 3.00
CLASIFICACION SUCS		SM
CLASIFICACION AASHTO		*****
DENSIDAD SECA - IN SITU (Dd)	GR/CC	1.540
DENSIDAD MINIMA (Dmin)	GR/CC	*****
DENSIDAD MAXIMA (Dmax)	GR/CC	*****
DENSIDAD RELATIVA (Dr)	GR/CC	*****
ANGULO FRICCION (ϕ)	G°	19.63
COHESION (C)	KG/C2	0.28
DENSIDAD HUMEDA (Dm)	GR/CC	1.622
Nc (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	14.49
Nq (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	6.17
Ny (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	5.11

CIMENTACION CORRIDA

Tabla 22: Cimentación Corrida (C3).

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult. (Tn/m2)</i>	<i>Qadm. (Kg/cm2)</i>
0.60	0.40	11.78	0.39
0.60	0.50	12.19	0.41
0.60	0.60	12.61	0.42
0.80	0.40	13.78	0.46
0.80	0.50	14.19	0.47
0.80	0.60	14.61	0.49
1.00	0.40	15.78	0.53
1.00	0.50	16.20	0.54
1.00	0.60	16.61	0.55
1.20	0.40	17.78	0.59
1.20	0.50	18.20	0.61
1.20	0.60	18.61	0.62
1.40	0.40	19.78	0.66
1.40	0.50	20.20	0.67
1.40	0.60	20.61	0.69
1.60	0.40	21.78	0.73
1.60	0.50	22.20	0.74
1.60	0.60	22.61	0.75

CIMENTACION CUADRADA

Tabla 23: Cimentación Cuadrada (C3).

<i>Df (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>Qult. (Tn/m²)</i>	<i>Qadm. (Kg/cm²)</i>
1.00	1.00	14.67	0.62
1.00	1.50	15.33	0.68
1.00	2.00	16.29	0.73
1.00	2.50	16.85	0.79
1.00	3.00	17.31	0.84
1.50	1.00	18.68	0.79
1.50	1.50	19.50	0.65
1.50	2.00	20.00	0.90
1.50	2.50	21.66	0.96
1.50	3.00	22.31	1.01
2.00	1.00	24.68	0.96
2.00	1.50	26.34	1.01
2.00	2.00	27.00	1.07
2.00	2.50	28.66	1.12
2.00	3.00	29.32	1.18
2.50	1.00	30.68	1.12
2.50	1.50	32.34	1.18
2.50	2.00	34.00	1.23
2.50	2.50	36.66	1.29
2.50	3.00	38.32	1.34
3.00	1.00	38.69	1.29
3.00	1.50	39.35	1.34
3.00	2.00	40.01	1.40
3.00	2.50	41.66	1.46
3.00	3.00	42.32	1.51

4.2. ESTRUCTURACIÓN

4.2.1. Descripción de la estructura

La segunda parte de la presente tesis se inicia con el procedimiento arquitectónico del edificio, el cual incluye planos en planta, corte, elevaciones y detalles. En la Fig. 5 se puede observar la distribución en planta de un edificio multifamiliar de cuatro pisos de 514.75 m² de área en el Distrito de Ciudad Nueva sobre un terreno rectangular.

Los departamentos tienen un área aproximada de 100 m² cuentan con 02 dormitorios, 01 cocina, 01 estudio, 01 sala-comedor y 01 baño distribuidos arquitectónicamente; siendo cuatro departamentos por piso, lo que nos da un total de 16 departamentos en todo el edificio.

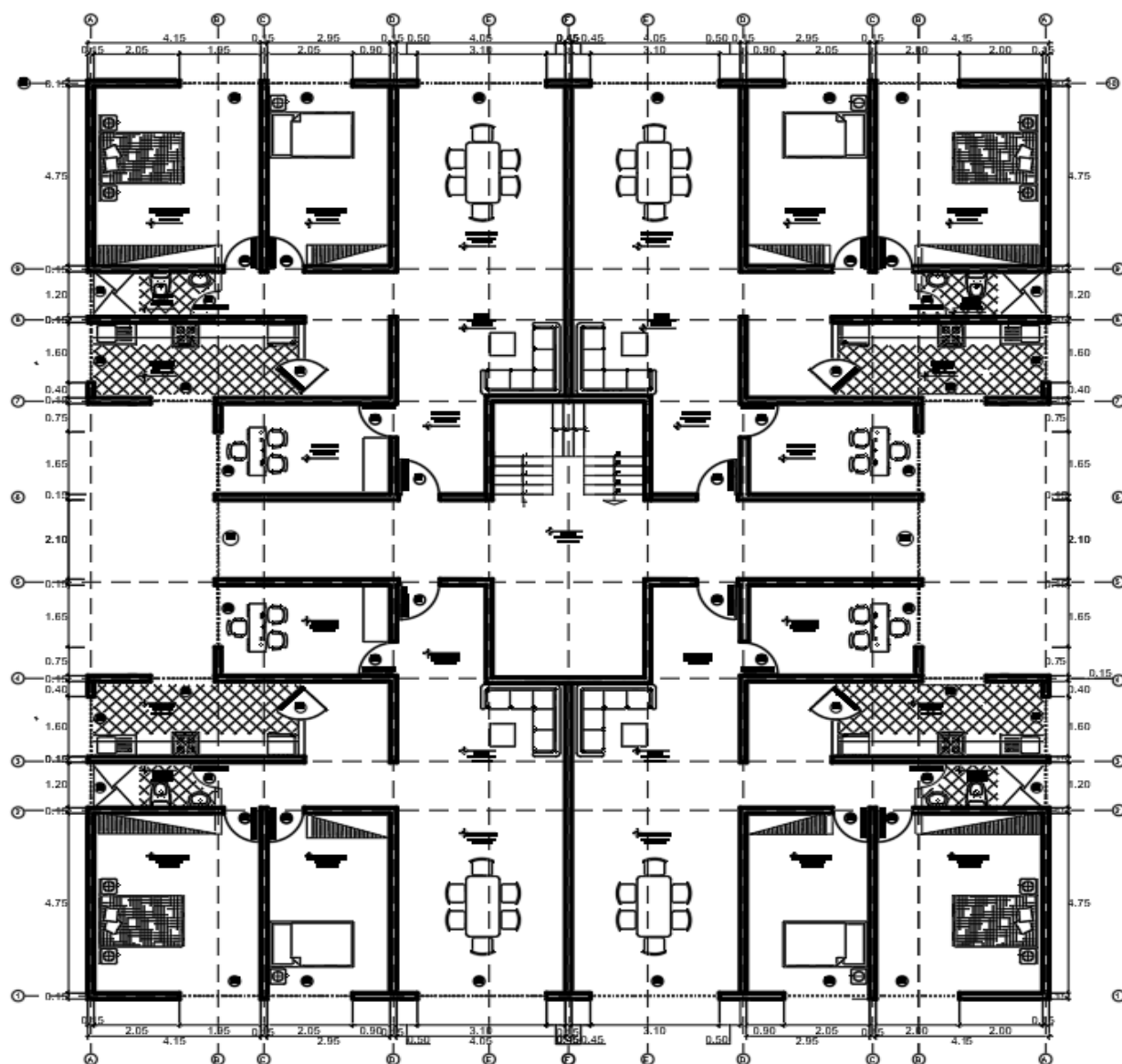


FIGURA 5: Distribución típica del edificio.

Se buscó la simetría adecuada en el edificio tomando criterios de distribución de masas, rigidez, regularidad estructural y resistencia; asimismo; cumpliendo con la Norma E.030. Diseño Sismorresistente.

La edificación durante un sismo moderado puede presentar daños dentro de los límites tolerables para su reparación, y no debe colapsar durante sismos severos, en donde se preserva la integridad física de los ocupantes del edificio.

El edificio consta de cuatro departamentos por piso. En el primer existen dos accesos principales que llevan hacia la escalera la cual conecta a todos los niveles. Los departamentos tienen la misma distribución arquitectónica para facilitar el proceso constructivo.

4.2.2. Normas empleadas

- Metrado de cargas: Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sísmico: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
- Diseño de cimentaciones: Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
- Diseño de concreto: Norma E.060 de Concreto Armado
- Diseño de albañilería: Norma E.070 de Albañilería

4.2.3. Cargas de diseño

Concreto Armado

En todas las secciones de concreto armado se deberá cumplir:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde R_n es la resistencia de diseño y R_u la resistencia requerida.

Para elementos estructurales en donde solo se consideren cargas muertas y vivas se usará la combinación:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$

Para elementos estructurales en donde se consideren cargas muertas, vivas y cargas de sismo se usará las combinaciones:

- $U = 1.25(CM+CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva, CS la carga de sismo.

En el Artículo 9.3.2 de la Norma E.060 señala que el factor de reducción de resistencia (ϕ) deberá tomarse como:

Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Para carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Para carga axial de compresión con o sin flexión	
Para elementos con refuerzo en espiral	0.75
Para otros elementos	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple	0.65

Albañilería Confinada

Los elementos de confinamiento se diseñaron con la Norma E.070 de Albañilería y su propuesta de Norma, la cual fue publicada en la página web del SENSICO y que actualmente se encuentra en Discusión Pública.

De acuerdo a la Tabla 2 de ambas normas indica que se deberán emplear unidades sólido - industriales para edificios de 4 pisos a más, los muros deben ser mayor o iguales a 1.20 m. para ser considerados como muros de albañilería, como indica el Artículo 17.

De acuerdo al Artículo 23.2 de la Norma E.070 de Albañilería y al artículo 24.2 de su propuesta de Norma se busca que la estructura no deba sufrir ningún daño y ser potencialmente reparable ante la acción de sismo severo. Los elementos de confinamiento deben tener una resistencia a corte mayor o igual que la carga que recibe el muro cuando es producida por el “sismo severo”.

CARGAS DE DISEÑO

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas de los materiales empleados:

Concreto:

Resistencia a la Compresión:		$f'c =$	210 kg/cm ²
Deformación Unitaria Máxima:		$\epsilon_{cu} =$	0.003
Módulo de Elasticidad:	$E_c = 15,000\sqrt{f'c}$	$E_c =$	217,000 kg/cm ²
Módulo de Poisson:		$\nu =$	0.15
Módulo de Corte:	$G = E_c/2.3$	$G =$	94,500

Acero de refuerzo:

Esfuerzo de Fluencia:		$f_y =$	4,200 kg/cm ²
Deformación Unitaria Máxima:		$\epsilon_s =$	0.0021
Módulo de Elasticidad:		$E_s =$	2'000,000 kg/cm ²

Albañilería: King Kong Industrial (Tabla 9, Artículo 13 NTE E.070)

Resistencia a Compresión Axial de las Unidades:		$f'b =$	145 kg/cm ²
Resistencia a Compresión Axial en Pilas		$f'm =$	65 kg/cm ²
Resistencia al Corte en Muretes		$\nu'm =$	8.1 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad:	$E_m = 500f'm$	$E_m =$	32,500 kg/cm ²
Módulo de Corte:	$G_m = 0.4E_m$	$G_m =$	13,000 kg/cm ²

A continuación, se presenta la vista en planta del piso típico y su nomenclatura a utilizar de aquí en adelante para la identificación de los muros portantes de albañilería:

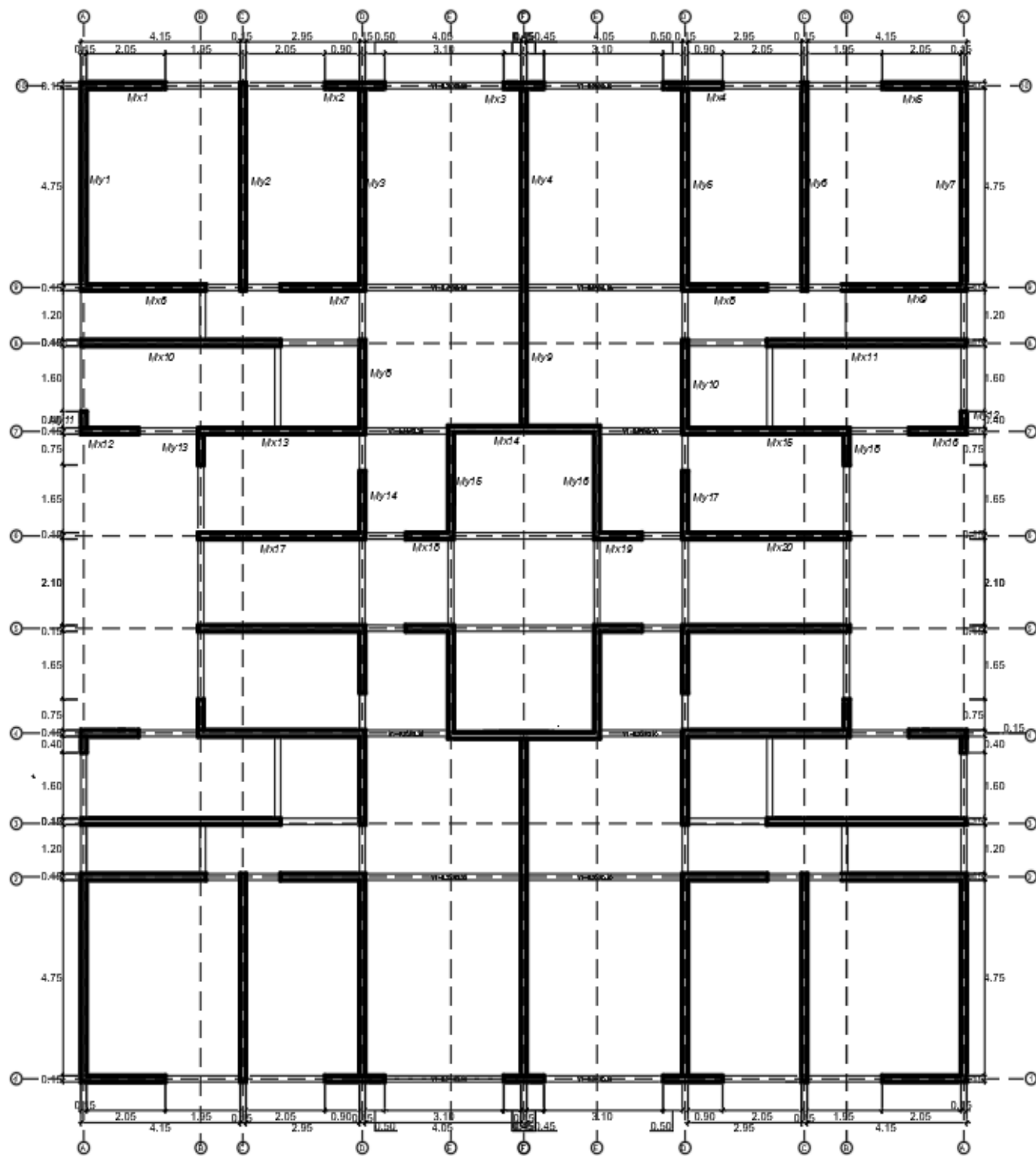


FIGURA 6: Distribución típica de los muros.

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

En el presente capítulo se predimensionó los elementos estructurales basados en algunos libros y en los requerimientos de la Norma E.060 Concreto Armado y la E.070 Albañilería.

4.3.1. Losas Macizas

Debido a que tenemos luces pequeñas y muros de albañilería en ambas direcciones se optó por utilizar losas macizas en dos direcciones para que puedan transmitir sus cargas hacia los muros de una forma correcta.

$$h \geq Ln/40 \text{ ó } \sum \frac{L}{180}$$

Donde:

- h: peralte de la losa armada en dos direcciones (m)
- Ln: luz libre del tramo mayor
- L: longitud del perímetro de la losa

El paño mayor de la losa corresponde al ubicado entre la caja del ascensor y las placas que llegan al tanque elevado. la luz libre máxima es de 4.80 m. y un perímetro de 18.00 m., por lo tanto, tenemos:

$$h \geq 4.80/40 = 0.12m \text{ ó } \sum \frac{18}{180} = 0.10m$$

Por lo tanto, se utilizarán losas macizas de $h = 0.12$ m, excepto en los baños debido a la necesidad de embeber las tuberías de desagüe que tendrán 5 cm más de losa, entonces la altura total por piso será de: $2.50 + 0.12 = 2.62$ m.

4.3.2. Vigas principales

Las dimensiones de las vigas principales se obtendrán con los siguientes límites:

$$h \geq \frac{Ln}{10} \text{ a } \frac{Ln}{12} \text{ y } 0.3h \leq bw \leq 0.5h$$

Donde:

- h: peralte de la viga (m)
- Ln: luz libre de la viga (m)
- bw: ancho de la viga (m)

La única viga principal está ubicada entre los muros Y4 (ver Figura 1.1) para apoyo de la escalera. Tiene una luz libre de 3.80 m., por lo cual se tiene:

$$h \geq \frac{3.80}{10} \text{ a } \frac{3.80}{12} = 0.38m \text{ ó } 0.32m \text{ y } 0.18 \leq B \leq 0.23$$

De acuerdo a la norma E.060 en el artículo 21.5.1.3 indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 0.25 m; por lo tanto, la viga principal V1 tendrá un peralte de 0.35 m. y un ancho mínimo de 0.25 m.

4.3.3. Vigas dinteles

Las vigas dinteles que se encuentran encima de las puertas y ventanas tienen un peralte de 0.30 m y un ancho igual al de los muros colindantes (0.13 m en el caso de albañilería confinada y 0.15 m en el caso de placas de concreto).

4.3.4. Vigas soleras

Las vigas soleras tendrán un espesor igual a la losa de techo y un ancho igual al espesor del muro (0.15 x 0.12). Al igual que las columnas servirán de confinamiento para los muros.

4.3.5. Muros de albañilería

Espesor de Muro

Se utilizará ladrillo sólido (área de huecos menor al 30% del área del ladrillo), con un amarre en aparejo de soga para un $t=0.13$ m. Luego verificamos el espesor mínimo requerido aplicando la Norma E.070 en relación a la altura libre "h" entre los elementos de arrioste horizontales:

$$t \geq h/20 \geq 2.50/20 \geq 0.125$$

Por lo tanto, es correcto el amarre en aparejo de soga para un espesor de muro igual a 0.13 m.

Densidad de Muros

Para este predimensionamiento se debe también verificar la densidad de muros de albañilería del edificio en ambas direcciones de acuerdo al artículo 19.2 de la Norma E.070 Albañilería y al artículo 25 de la Propuesta de Norma E.070:

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Tipica}} = \sum \frac{L_t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

- L: Longitud total del muro incluidas las columnas
- T: Espesor efectivo del muro (m)
- Ap: Área en planta (m²)
- N: Número de pisos del edificio
- Z: Factor de zona. En Tacna (Zona 3 para la Norma E.070 y zona 4 para la propuesta de Norma E.070, corresponde Z = 0.45
- U: Factor de uso. Vivienda (categoría C), U = 1.00
- S: Factor de suelo (flexible), S = 1.10

Por lo tanto:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 1.00 \times 1.10 \times 4}{56} = 0.0354$$

A continuación; en la tabla 24 se presenta la longitud total de muros en ambas direcciones, el espesor equivalente para muros y placas, el área de corte y el número de muros que se repiten:

Tabla 24: Densidad Mínima de Muros Reforzados.

Dirección X-X					Dirección Y-Y				
Muro	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	Nm	Muro	L (m)	t (m)	Ac (m ²)	Nm
Mx1	2.125	0.13	0.276	2	My1	4.90	0.13	0.637	2
Mx2*	1.55	0.79	1.230	2	My2	4.90	0.13	0.637	2
Mx3*	1.05	0.79	0.833	2	My3	4.90	0.13	0.637	2
Mx4*	1.55	0.79	1.230	2	My4	4.90	0.13	0.637	2
Mx5	2.125	0.13	0.276	2	My5	4.90	0.13	0.637	2
Mx6	3.175	0.13	0.413	2	My6	4.90	0.13	0.637	2
Mx7	2.13	0.13	0.276	2	My7	4.90	0.13	0.637	2
Mx8	2.13	0.13	0.277	2	My8	2.225	0.13	0.289	2
Mx9	3.175	0.13	0.413	2	My9	3.50	0.13	0.455	2
Mx10	5.125	0.13	0.666	2	My10	2.225	0.13	0.289	2
Mx11	5.125	0.13	0.666	2	My11*	0.475	0.79	0.377	2
Mx12	1.425	0.13	0.185	2	My12*	0.475	0.79	0.377	2
Mx13	4.20	0.13	0.546	2	My13*	0.825	0.79	0.655	2
Mx14*	3.80	0.79	3.016	2	My14	1.575	0.13	0.205	2
Mx15	4.20	0.13	0.546	2	My15*	2.55	0.79	2.024	2
Mx16	1.425	0.13	0.185	2	My16*	2.55	0.79	2.024	2
Mx17	4.20	0.13	0.546	2	My17	1.575	0.13	0.205	2
Mx18*	1.10	0.79	0.873	2	My18*	0.825	0.79	0.655	2
Mx19*	1.10	0.79	0.873	2					
Mx20	4.20	0.13	0.546	2					

$$S (Ac Nm) / Ap = 0.0539$$

$$S (Ac Nm) / Ap = 0.0467$$

*Los números en rojo son las longitudes y numero de veces en que se repite los muros obtenidos del plano de Arquitectura.

En los muros de concreto armado debe emplearse $t=t_c (E_c/E_m) = 0.79$ m.

En ambas direcciones vemos que los resultados son mayores al mínimo requerido que es 0.0354. Por lo tanto, los muros están bien distribuidos tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y.

4.3.6. Muros de concreto armado

El espesor mínimo de muros de corte o placas es de 0.15 m, de acuerdo al artículo 21.9.3.2 de la Norma E.060 Concreto Armado, luego se harán las verificaciones respectivas de acuerdo al análisis sísmico.

4.3.7. Escaleras

Se dimensionará la escalera de la siguiente manera:

$$t \geq Ln/22 \geq 2.62/22 \geq 0.111$$

Donde:

h: altura entre pisos (m)

t: espesor de la garganta de la escalera (m)

Se considerará un espesor de 0.12 m en la garganta de la escalera para una mejor distribución de acero en el concreto.

De los planos de arquitectura del proyecto se tienen pasos de 0.25 m de longitud. Además, la escalera cuenta con 14 contra pasos cuya altura se define a continuación:

$$CP = \frac{2.62}{14} = 0.18$$

Se debe cumplir la siguiente expresión:

$$0.60 \leq 2 \times CP + P \leq 0.64$$

$$0.60 \leq 2 \times 0.18 + 0.25 \leq 0.64$$

$$0.60 \leq 0.61 \leq 0.64$$

4.4. METRADO DE CARGAS

4.4.1. Cargas unitarias

Pesos volumétricos

- Peso volumétrico del concreto armado: 2.4 ton/m^3
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 ton/m^3
- Peso volumétrico del tarrajeo: 2.0 ton/m^3

Techos

- Peso propio de la losa de techo: $2.4 \times 0.12 = 0.288 \text{ ton/m}^2$
- Sobrecarga incluida escaleras: 0.2 ton/m^2 , excepto en azotea: 0.1 ton/m^2
- Acabados: 0.1 ton/m^2

Muros

- Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo: $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2$
- Peso de los muros de concreto con 1 cm de tarrajeo: $2.4 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.352 \text{ ton/m}^2$
- Ventanas: 0.02 ton/m^2

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las cargas directas (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las cargas indirectas (provenientes de la losa del techo: peso propio, acabados y sobrecarga).

4.4.2. Cargas directas

Para obtener las cargas directas primeramente se determinará las cargas repartidas por unidad de longitud en cada sección vertical típica (Fig.7), empleando las cargas unitarias del acápite 4.4.1.

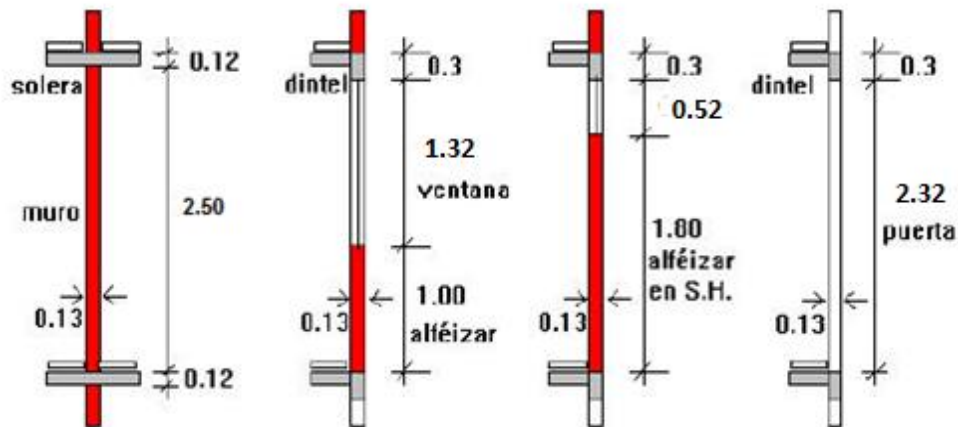


FIGURA 7: Secciones verticales típicas.

Zona de puertas:

piso típico y azotea: $0.13 \times 0.3 \times 2.4 = 0.09$ ton/m

Zona de muros de albañilería:

piso típico $w = 2.50 \times 0.274 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.72$ ton/m

azotea $w = 1.00 \times 0.274 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.31$ ton/m

Zona de placa:

piso típico $w = 2.50 \times 0.352 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.92$ ton/m

azotea $w = 1.00 \times 0.352 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 0.39$ ton/m

azotea $w = 2.80 \times 0.352 + 0.13 \times 0.12 \times 2.4 = 1.02$ ton/m

Zona de vigas:

piso típico y azotea: $0.25 \times 0.35 \times 2.4 = 0.21$ ton/m

Zona de alféizares con $h = 1.0$ m:

piso típico $w = 1.0 \times 0.274 + 1.32 \times 0.02 + 0.09 = 0.39$ ton/m

azotea $w = 0.09$ ton/m (dintel)

Zona de alféizares con $h = 1.8$ m:

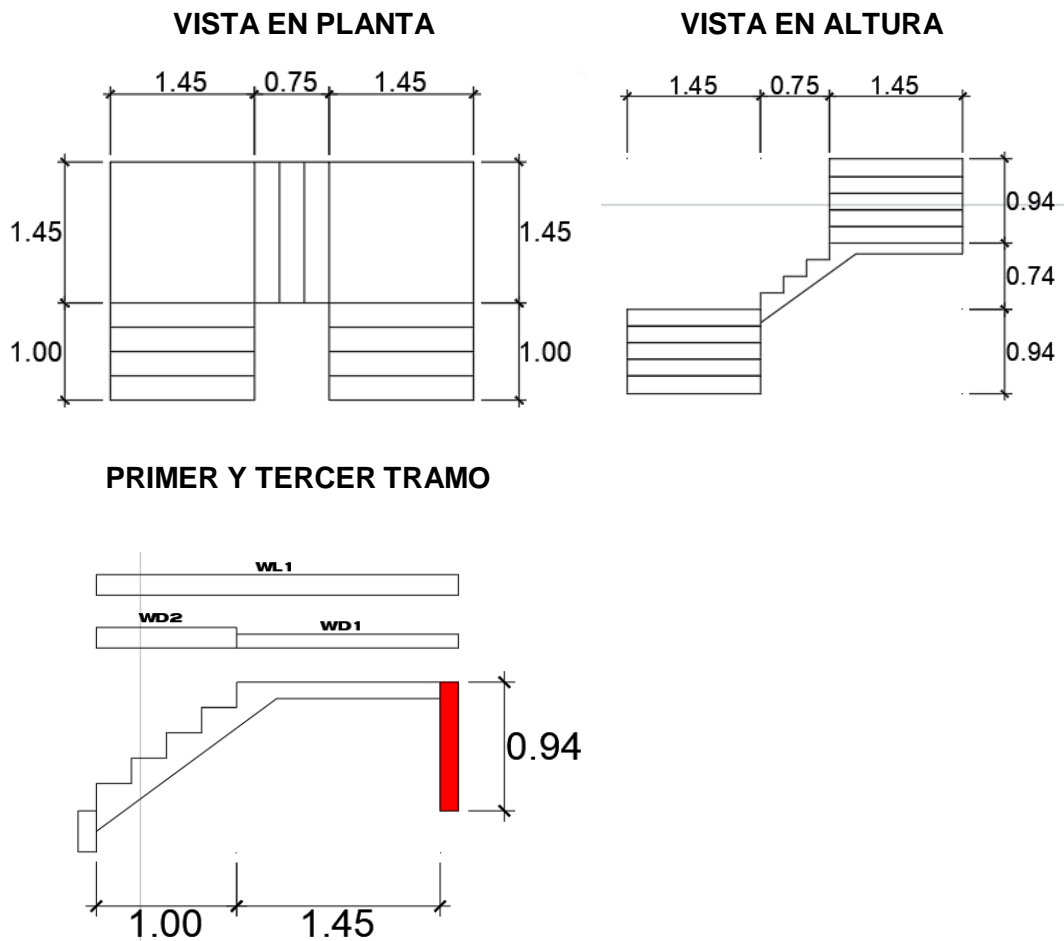
piso típico $w = 1.8 \times 0.274 + 0.52 \times 0.02 + 0.09 = 0.60$ ton/m

azotea $w = 0.09$ ton/m (dintel)

Zona de escaleras:

Adicionalmente, el edificio presenta una escalera cuyos tramos apoyan en las placas Mx14 y My15 y My16 en la viga central del eje 6. El peso de esta escalera y las reacciones se muestran en la Fig.8.

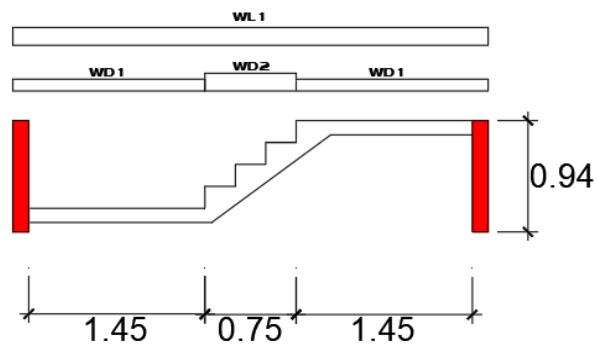
FIGURA 8: Vistas de la escalera



$W_{D1} =$	0.39	ton/m ²
$W_{D2} =$	0.67	ton/m ²
$W_{L1} =$	0.200	ton/m ²

$R_D =$	0.70	ton/m
$R_L =$	0.25	ton/m

SEGUNDO TRAMO



WD1=	0.39	ton/m2
WD2=	0.67	ton/m2
WL1=	0.200	ton/m2

R_D=	0.81	ton/m
R_L=	0.37	ton/m

FIGURA 9: Cargas provenientes de la escalera en piso típico.

Cabe indicar que en el tramo inclinado la carga de peso propio fue obtenida mediante la expresión:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 0.57 \text{ ton/m2}$$

Donde:

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

t = 0.12 m = espesor de la garganta

CP = contrapaso = 0.18 m

P = paso = 0.25 m

De esta forma, la carga permanente en el tramo inclinado es $WD = 0.57 + 0.10 = 0.67$ ton/m2. En la tabla 25 se presenta un resumen de las cargas directas.

Tabla 25: Cargas Directas (ton/m)

Zona	Piso típico	Azotea	
Puertas	0.09	0.09	
Muros de albañilería	0.72	0.31	
Placas	0.92	0.39	1.02
Alféizar h = 1.0 m	0.39	0.09	
Alféizar h = 1.8 m	0.60	0.09	
Viga	0.21	0.21	
	W ₁	W ₂	
Escalera	1.40	1.76	

4.4.3. Cargas indirectas:

Para determinar las cargas provenientes de la losa del techo, se aplicó la técnica de áreas de influencias ("AI" en la tabla 26). En la Fig.10, las áreas en rojo corresponden a los muros X, mientras que las denotadas en azul corresponden a los muros Y. Debe mencionarse que la escalera se encuentra techada en la azotea. En la tabla 26 se presenta un resumen de estas cargas.

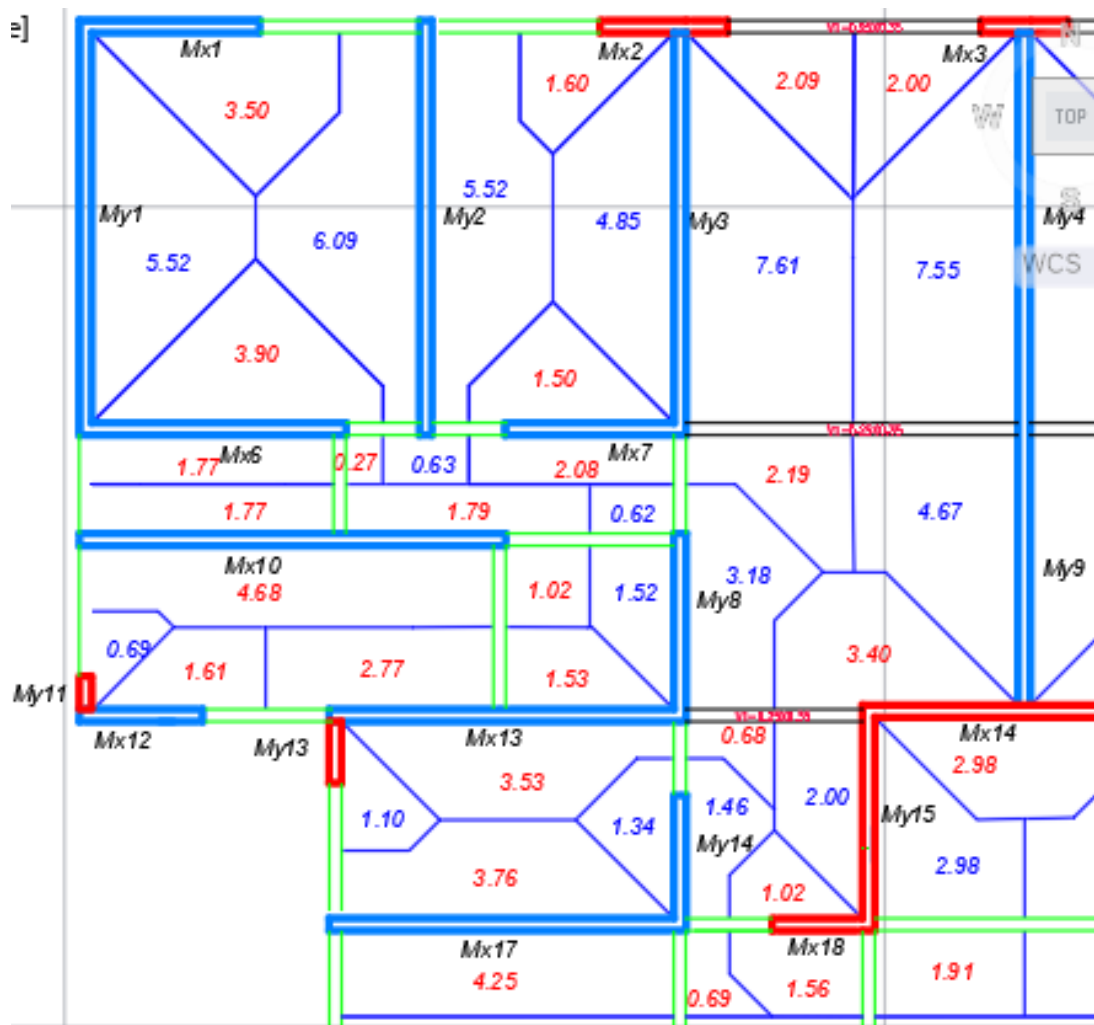


FIGURA 10: Cargas indirectas y áreas de influencia.

Piso típico: $W_D = 0.388 \text{ ton/m}^2$

$W_L = 0.200 \text{ ton/m}^2$

Azotea: $W_D = 0.388 \text{ ton/m}^2$

$W_L = 0.100 \text{ ton/m}^2$

Tabla 26: Cargas Indirectas (Ton)

Muro	Piso Típico			Azotea		
	AI (m ²)	PD = AI wD	PL = AI wL	AI (m ²)	PD = AI wD	PL = AI wL
Mx1	3.50	1.36	0.70	3.50	1.36	0.35
Mx2*	3.69	1.43	0.74	3.69	1.43	0.37
Mx3*	4.00	1.55	0.80	4.00	1.55	0.40
Mx4*	3.69	1.43	0.74	3.69	1.43	0.37
Mx5	3.50	1.36	0.70	3.50	1.36	0.35
Mx6	5.94	2.30	1.19	5.94	2.30	0.59
Mx7	5.77	2.24	1.15	5.77	2.24	0.58
Mx8	5.77	2.24	1.15	5.77	2.24	0.58
Mx9	5.94	2.30	1.19	5.94	2.30	0.59
Mx10	9.26	3.59	1.85	9.26	3.59	0.93
Mx11	9.26	3.59	1.85	9.26	3.59	0.93
Mx12	1.61	0.62	0.32	1.61	0.62	0.16
Mx13	8.51	3.30	1.70	8.51	3.30	0.85
Mx14*	6.80	2.64	1.36	9.78	3.79	0.98
Mx15	8.51	3.30	1.70	8.51	3.30	0.85
Mx16	1.61	0.62	0.32	1.61	0.62	0.16
Mx17	8.70	3.38	1.74	8.70	3.38	0.87
Mx18*	4.49	1.74	0.90	4.49	1.74	0.45
Mx19*	4.49	1.74	0.90	4.49	1.74	0.45
Mx20	8.70	3.38	1.74	8.70	3.38	0.87
My1	5.52	2.14	1.10	5.52	2.14	0.55
My2	12.24	4.75	2.45	12.24	4.75	1.22
My3	12.46	4.83	2.49	12.46	4.83	1.25
My4	15.10	5.86	3.02	15.10	5.86	1.51
My5	12.46	4.83	2.49	12.46	4.83	1.25
My6	12.24	4.75	2.45	12.24	4.75	1.22
My7	5.52	2.14	1.10	5.52	2.14	0.55
My8	5.32	2.06	1.06	5.32	2.06	0.53
My9	9.34	3.62	1.87	9.34	3.62	0.93
My10	5.32	2.06	1.06	5.32	2.06	0.53
My11*	0.69	0.27	0.14	0.69	0.27	0.07
My12*	0.69	0.27	0.14	0.69	0.27	0.07
My13*	1.10	0.43	0.22	1.10	0.43	0.11
My14	2.80	1.09	0.56	2.80	1.09	0.28
My15*	2.00	0.78	0.40	4.98	1.93	0.50
My16*	2.00	0.78	0.40	4.98	1.93	0.50
My17	2.80	1.09	0.56	2.80	1.09	0.28
My18*	1.10	0.43	0.22	1.10	0.43	0.11

*Los números en rojo son los resultados obtenidos de realizar las áreas de influencia en cada muro por cada paño de losa.

4.4.4. Cargas por nivel y centro de gravedad

Para determinar el peso de cada piso (P), se sumaron las cargas directas y las cargas indirectas (tablas 26 y 27). Se trabajó con el 25% de la sobrecarga. Por ejemplo, para el muro X2 con una L = 1.55 m. se tiene:

Azotea:

Cargas directas: 1.55×0.39 (peso propio) + $\frac{1}{2} (2.05) \times 0.09$ (dinteles) + $\frac{1}{2} (3.10) \times 0.21$ (vigas) = 1.03 ton.

Cargas indirectas: $1.43 + 0.25 \times 0.37$ (sobrecarga) = 1.52 ton.

P (X2) en azotea = $1.03 + 1.52 = 2.55$ ton.

Piso típico:

Cargas directas: 1.55×0.92 (peso propio) + $\frac{1}{2} (2.05) \times 0.39$ (alféizares) + $\frac{1}{2} (3.10) \times 0.21$ (vigas) = 2.15 ton.

Cargas indirectas: $1.43 + 0.25 \times 0.74$ (sobrecarga) = 1.62 ton.

P (X2) en piso típico = $2.15 + 1.62 = 3.77$ ton.

Se determina la posición del centro de gravedad (X_{CG} , Y_{CG}) mediante las siguientes expresiones:

$$X_{CG} = \frac{\sum P_i X_i}{W} \qquad Y_{CG} = \frac{\sum P_i Y_i}{W}$$

Dónde:

P_i , es la carga vertical existente en el muro "i".

X_i , Y_i son las coordenadas de los muros.

W , es el peso del piso en análisis.

Por simetría, $X_{CG} = 11.45$ m.

En las tablas 27 y 28 se presenta un resumen de las cargas existentes en cada nivel de cada muro.

Tabla 27: Cargas en el nivel de la Azotea.

Cargas Directas								Carga Indirecta PD+0.25PL	Pi (ton)
Zona	Muro	Puerta	Alf. h=1.0	Alf.h=1.8	Escalera	Viga	P (ton) directa		
ton/m	0.31	0.09	0.09	0.09	1.41	0.21			
	0.39				1.77				
	1.02								
Muro	Longitud de influencia (metros)								
Mx1	2.13		0.98				0.75	1.45	2.20
Mx2*	1.55		1.03			1.55	1.03	1.52	2.55
Mx3*	1.05					3.10	1.06	1.65	2.71
Mx4*	1.55		1.03			1.55	1.03	1.52	2.55
Mx5	2.13		0.98				0.75	1.45	2.20
Mx6	3.18	1.05		0.60			1.14	2.45	3.60
Mx7	2.13	1.05				2.03	1.19	2.38	3.57
Mx8	2.13	1.05				2.03	1.19	2.38	3.57
Mx9	3.18	1.05		0.60			1.14	2.45	3.60
Mx10	5.13	2.63		1.40			1.97	3.82	5.80
Mx11	5.13	2.63		1.40			1.97	3.82	5.80
Mx12	1.43			0.78			0.52	0.66	1.18
Mx13	4.20	1.45		0.78		1.08	1.74	3.51	5.26
Mx14*	3.80				1.45	2.15	5.36	4.04	9.40
Mx15	4.20	1.45		0.78		1.08	1.74	3.51	5.26
Mx16	1.43			0.78			0.52	0.66	1.18
Mx17	4.20	1.58	1.88				1.63	3.59	5.22
Mx18*	1.10	3.40					0.75	1.85	2.60
Mx19*	1.10	3.40					0.75	1.85	2.60
Mx20	4.20	1.58	1.88				1.63	3.59	5.22
My1	4.90						1.53	2.28	3.81
My2	4.90	0.90	2.00				1.80	5.06	6.85
My3	4.90						1.53	5.15	6.67
My4	4.90					4.05	2.38	6.24	8.61
My5	4.90						1.53	5.15	6.67
My6	4.90	0.90	2.00				1.80	5.06	6.85
My7	4.90						1.53	2.28	3.81
My8	2.23	1.63					0.85	2.20	3.04
My9	3.50						1.09	3.86	4.95
My10	2.23	1.63					0.85	2.20	3.04
My11*	0.48			0.80			0.26	0.28	0.54
My12*	0.48			0.80			0.26	0.28	0.54
My13*	0.83		0.83				0.40	0.45	0.85
My14	1.58	0.45					0.53	1.16	1.69
My15*	2.55				1.45		3.89	2.06	5.95
My16*	2.55				1.45		3.89	2.06	5.95
My17	1.58	0.45					0.53	1.16	5.04
My18*	0.83		0.83				0.40	0.45	0.99

*Los números en rojo son las longitudes de influencia que cargan cada muro en el nivel de azotea.

De la tabla 27 obtenemos:

$$W_4 = 303.83 \text{ ton}$$

$$Y_{CG4} = 12.15 \text{ m.}$$

Tabla 28: Cargas en el nivel de los pisos típicos.

Cargas Directas							P (ton) directa	Carga Indirecta PD+0.25PL	Pi (ton)
Zona	Muro	Puerta	Alf. h=1.0	Alf.h=1.8	Escalera	Viga			
ton/m	0.72 0.92	0.09	0.39	0.60	1.41 1.77	0.21			
Muro	Longitudes de Influencia (metros)								
Mx1	2.13		0.98				1.92	1.53	3.45
Mx2*	1.55		1.03			1.55	2.15	1.62	3.77
Mx3*	1.05					3.10	1.61	1.75	3.37
Mx4*	1.55		1.03			1.55	2.15	1.62	3.77
Mx5	2.13		0.98				1.92	1.53	3.45
Mx6	3.18	1.05		0.60			2.75	2.60	5.35
Mx7	2.13	1.05				2.03	2.06	2.53	4.59
Mx8	2.13	1.05				2.03	2.06	2.53	4.59
Mx9	3.18	1.05		0.60			2.75	2.60	5.35
Mx10	5.13	2.63		1.40			4.78	4.06	8.84
Mx11	5.13	2.63		1.40			4.78	4.06	8.84
Mx12	1.43			0.78			1.49	0.71	2.20
Mx13	4.20	1.45		0.78		1.08	3.86	3.73	7.59
Mx14*	3.80				1.45	2.15	4.96	2.98	7.94
Mx15	4.20	1.45		0.78		1.08	3.86	3.73	7.59
Mx16	1.43			0.78			1.49	0.71	2.20
Mx17	4.20	1.58	1.88				3.92	3.81	7.73
Mx18*	1.10	3.40					1.33	1.97	3.29
Mx19*	1.10	3.40					1.33	1.97	3.29
Mx20	4.20	1.58	1.88				3.92	3.81	7.73
My1	4.90						3.54	2.42	5.96
My2	4.90	0.90	2.00				4.41	5.36	9.77
My3	4.90						3.54	5.46	9.00
My4	4.90					4.05	4.39	6.61	11.00
My5	4.90						3.54	5.46	9.00
My6	4.90	0.90	2.00				4.41	5.36	9.77
My7	4.90						3.54	2.42	5.96
My8	2.23	1.63					1.76	2.33	4.09
My9	3.50						2.53	4.09	6.62
My10	2.23	1.63					1.76	2.33	4.09
My11*	0.48			0.80			0.91	0.30	1.22
My12*	0.48			0.80			0.91	0.30	1.22
My13*	0.83		0.83				1.08	0.48	1.56
My14	1.58	0.45					1.18	1.23	2.41
My15*	2.55				1.45		3.62	0.88	4.50
My16*	2.55				1.45		3.62	0.88	4.50
My17	1.58	0.45					1.18	1.23	2.41
My18*	0.83		0.83				1.08	0.48	1.56

*Los números en rojo son las longitudes de influencia que cargan cada muro en el nivel de pisos típicos.

De la tabla 28 obtenemos:

$$W_i = 399.08 \text{ ton}$$

$$Y_{CGi} = 12.15 \text{ m.}$$

El peso por unidad de área es:

$W_i / A_p = 399.08/514.75 = 0.78 \text{ ton/m}^2$, donde: A_p = área en planta = 514.75 m².

La posición del centro de gravedad en todos los niveles es: $(X_{CG}, Y_{CG}) = (11.45, 12.15) \text{ m}$.

4.4.5. Peso total del edificio y cargas acumuladas

El peso obtenido para cada nivel de piso es:

$$W_4 = 303.83 \text{ ton (azotea).}$$

$$W_i = 399.08 \text{ ton (piso típico, } i = 1, 2, 3).$$

Luego el peso total del edificio resulta: $P = 303.83 + 3 \times 399.08 = 1501.09 \text{ ton}$.

Con la información presentada en las tablas 27 y 28, se elaboró la Tabla 29 correspondiente a las cargas verticales acumuladas en cada piso de cada muro: $P_g = PD + 0.25 PL$. En esta tabla además aparece el esfuerzo axial en los muros del primer piso: $\sigma_1 = P_g / (L t)$.

Tabla 29: Cargas de Gravedad Acumuladas (Ton): $PG=PD+0.25PL$

Muro	L (m)	Carga por Nivel		Cargas acumuladas Pg y esfuerzo axial en Piso 1				
		Azotea	Piso Típ.	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	$\delta_1(\text{ton/m}^2)$
Mx1	2.13	2.20	3.45	2.20	5.65	9.10	12.56	45.45
Mx2*	1.55	2.55	3.77	2.55	6.32	10.08	13.85	68.74
Mx3*	1.05	2.71	3.37	2.71	6.08	9.44	12.81	93.85
Mx4*	1.55	2.55	3.77	2.55	6.32	10.08	13.85	68.74
Mx5	2.13	2.20	3.45	2.20	5.65	9.10	12.56	45.45
Mx6	3.18	3.60	5.35	3.60	8.95	14.30	19.65	47.61
Mx7	2.13	3.57	4.59	3.57	8.15	12.74	17.33	62.72
Mx8	2.13	3.57	4.59	3.57	8.16	12.75	17.34	62.62
Mx9	3.18	3.60	5.35	3.60	8.95	14.30	19.65	47.61
Mx10	5.13	5.80	8.84	5.80	14.64	23.48	32.32	48.51
Mx11	5.13	5.80	8.84	5.80	14.64	23.48	32.32	48.51
Mx12	1.43	1.18	2.20	1.18	3.38	5.58	7.77	41.96
Mx13	4.20	5.26	7.59	5.26	12.84	20.43	28.01	51.31
Mx14*	3.80	9.40	7.94	9.40	17.34	25.27	33.21	67.22
Mx15	4.20	5.26	7.59	5.26	12.84	20.43	28.01	51.31
Mx16	1.43	1.18	2.20	1.18	3.38	5.58	7.77	41.96
Mx17	4.20	5.22	7.73	5.22	12.96	20.69	28.42	52.05
Mx18*	1.10	2.60	3.29	2.60	5.90	9.19	12.48	87.29
Mx19*	1.10	2.60	3.29	2.60	5.90	9.19	12.48	87.29
Mx20	4.20	5.22	7.73	5.22	12.96	20.69	28.42	52.05
My1	4.90	3.81	5.96	3.81	9.76	15.72	21.68	34.03
My2	4.90	6.85	9.77	6.85	16.63	26.40	36.17	56.79
My3	4.90	6.67	9.00	6.67	15.67	24.67	33.66	52.85
My4	4.90	8.61	11.00	8.61	19.62	30.62	41.63	65.35
My5	4.90	6.67	9.00	6.67	15.67	24.67	33.66	52.85
My6	4.90	6.85	9.77	6.85	16.63	26.40	36.17	56.79
My7	4.90	3.81	5.96	3.81	9.76	15.72	21.68	34.03
My8	2.23	3.04	4.09	3.04	7.13	11.22	15.31	52.93
My9	3.50	4.95	6.62	4.95	11.57	18.19	24.81	54.52
My10	2.23	3.04	4.09	3.04	7.13	11.22	15.31	52.93
My11*	0.48	0.54	1.22	0.54	1.76	2.98	4.19	67.89
My12*	0.48	0.54	1.22	0.54	1.76	2.98	4.19	67.89
My13*	0.83	0.85	1.56	0.85	2.42	3.98	5.54	51.69
My14	1.58	1.69	2.41	1.69	4.10	6.50	8.91	43.51
My15*	2.55	5.95	4.50	5.95	10.44	14.94	19.43	58.62
My16*	2.55	5.95	4.50	5.95	10.44	14.94	19.43	58.62
My17	1.58	5.04	2.41	5.04	7.45	9.86	12.26	59.90
My18*	0.83	0.99	1.56	0.99	2.55	4.11	5.68	52.94

En la tabla 29 puede observarse que el muro más esforzado es Mx3, el siguiente muro más esforzado es el Mx18 y Mx19, es por esta razón que estos muros son de concreto armado.

4.5. ANÁLISIS SÍSMICO:

Dada la regularidad del edificio, se hará un análisis estático ante las acciones del sismo moderado, modelando al edificio mediante un sistema de pórticos planos conectados a través de diafragmas rígidos (losas de techo), empleando el programa ETABS. De acuerdo a la Norma E.070, el sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde $R = 3$, según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 6$.

Cabe mencionar que de efectuarse el análisis ante el sismo severo, podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes últimas (V_u) que superen a su resistencia (V_m), esto no significa que el muro colapse, sino que incurrió en su régimen inelástico, redistribuyéndose la diferencia de cortantes ($V_u - V_m$) en el resto de muros conectados por el diafragma rígido, con lo cual, el análisis elástico ante el sismo severo perdería validez. Por ello, es preferible efectuar el análisis ante el sismo moderado.

4.5.1. Determinación de las fuerzas de inercia (F_i)

De acuerdo a la Norma E.030, la fuerza cortante en la base del edificio (V) se calcula con la expresión:

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

Donde:

$Z = 0.45$ (edificio ubicado en la zona sísmica 4)

$U = 1.0$ (edificio de uso común, destinado a vivienda)

$S = 1.10$ (edificio ubicado sobre suelo de baja calidad, tipo S3).

$T_p = 1.0$ seg = período donde termina la plataforma plana del espectro sísmico

$C = 2.5$ ($T_p / T \leq 2.5$; para $T_p > T$ $C = 2.5 \rightarrow$)

$T = h_m / 60 = 10.48 / 60 = 0.17$ seg = período natural de vibración para edificios de muros portantes

$h_m =$ altura total del edificio = $2.62 \times 4 = 10.48$ m

$R = 6$ (para sismo moderado)

$P = 1501.09$ ton = peso total del edificio con 25% de sobrecarga

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$V = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{0.45 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.10}{6} \times 1501.09 = 309.60 \text{ ton}$$

Luego las fuerzas de inercia (F_i , tabla 30) se evalúan mediante la expresión de la Norma E.030:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V$$

Donde: W_i = peso del nivel "i" (ver el acápite 4.4)

h_i = altura del nivel "i" medida desde la base del edificio

Tabla 30: Fuerzas de Inercia ante el Sismo Moderado "Fi".

Nivel	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi (ton-m)	Sismo Moderado		Sismo Severo
				Fi (ton)	Hi (ton)	VEi (ton) = 2 Hi
4	10.48	303.83	3184.19	104.23	104.23	208.47
3	7.86	399.08	3136.80	102.68	206.92	413.83
2	5.24	399.08	2091.20	68.46	275.37	550.74
1	2.62	399.08	1045.60	34.23	309.60	619.20
SUMATORIA		1501.09	9457.80	309.60		

En la tabla 30 se muestra además:

H_i = cortante en el entrepiso "i" por sismo moderado

VE_i = cortante en el entrepiso "i" por sismo severo (el doble de H_i)

4.5.2. Materiales

Existen 3 tipos de materiales, donde:

$$n = E_c/E_m = 6.11:$$

Albañilería (muros): $E_m = 325'000 \text{ ton/m}^2$ $v = 0.25$

Concreto (placas y vigas): $E_c = 2'173'706.51 \text{ ton/m}^2$ $v = 0.15$

Acero de refuerzo: $E_s = 20'000,000 \text{ ton/m}^2$

4.5.3. Desplazamientos laterales, distorsión inelástica y regularidad torsional

La nomenclatura empleada en este acápite es:

D = desplazamiento lateral elástico absoluto por sismo moderado

d = desplazamiento lateral elástico relativo por sismo moderado (o desplazamiento del entrepiso).

DRIFT = distorsión inelástica máxima de entrepiso = $0.75 R d / h$ (Norma E.030)

R = 6 (para sismo moderado)

h = 2.62 m = altura de entrepiso

Para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue "DRIFTXMAX" y Para la dirección Y-Y, el estado de carga que dominó fue "DRIFTYMAX". En las tablas 31 y 32 se presentan los desplazamientos máximos por piso obtenidos del programa ETABS. Se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (DRIFT) son menores que las permitidas por la Norma E.030 para edificaciones de albañilería confinada (0.005), por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada.

Tabla 31: Desplazamientos laterales en X-X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Observación
					m	m	m	
Tanque	DRIFTX Max	X	0.001341	103	13.35	15.75	13.28	CUMPLE
Story4	DRIFTX Max	X	0.001926	55	18.75	0	10.48	CUMPLE
Story3	DRIFTX Max	X	0.002251	55	18.75	0	7.86	CUMPLE
Story2	DRIFTX Max	X	0.00224	55	18.75	0	5.24	CUMPLE
Story1	DRIFTX Max	X	0.001358	55	18.75	0	2.62	CUMPLE

Tabla 32: Desplazamientos laterales en Y-Y.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	Observación
					m	m	m	
Tanque	DRIFTY Max	Y	0.001014	119	13.35	13.2	13.28	CUMPLE
Story4	DRIFTY Max	Y	0.001758	112	22.9	15.75	10.48	CUMPLE
Story3	DRIFTY Max	Y	0.002208	80	0	15.75	7.86	CUMPLE
Story2	DRIFTY Max	Y	0.0023	80	0	15.75	5.24	CUMPLE
Story1	DRIFTY Max	Y	0.00149	80	0	15.75	2.62	CUMPLE

En la Fig.11 se muestra la configuración deformada del piso 3 en planta y 3D (para sismo en X-X)

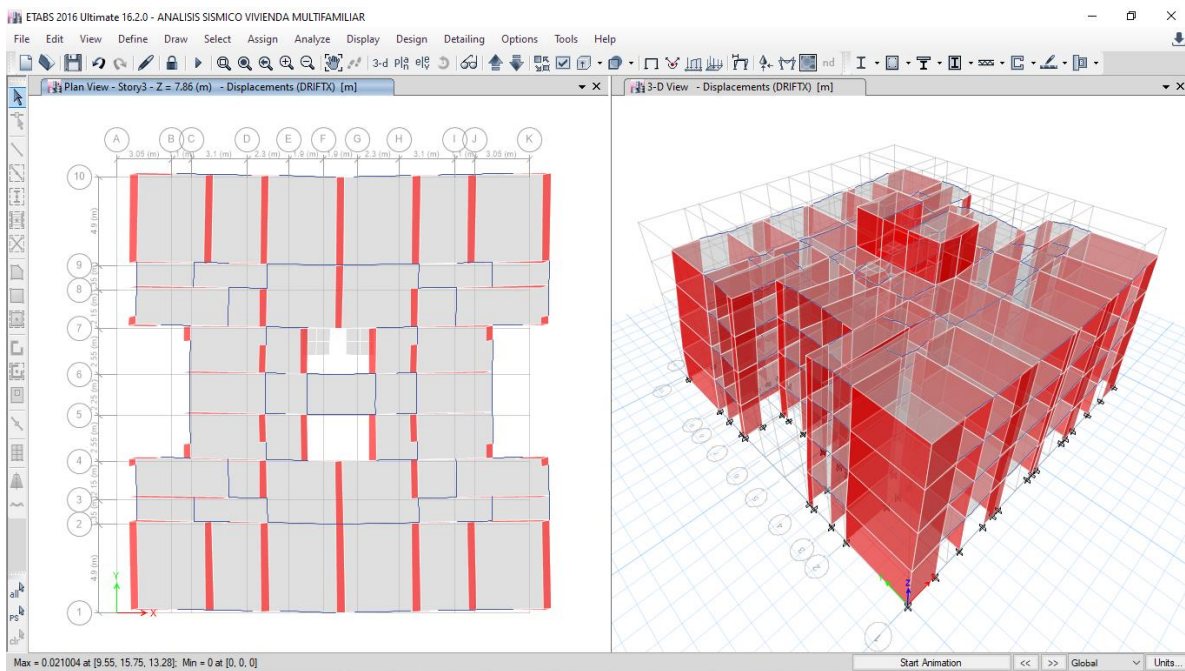


FIGURA 11: Deformada del piso 3 en planta y 3D

4.5.4. Periodo natural de vibración

Con el programa ETABS se efectuó un análisis modal - espectral, con un total de doce modos de vibración (tres por piso).

Tabla 33: Periodo natural de vibración.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.209	0.0001	0.0038	0	0.0001	0.0038	0	0.0022	3.27E-05	0.7662	0.0022	3.27E-05	0.7662
Modal	2	0.161	0.7743	0.0062	0	0.7743	0.01	0	0.0023	0.3098	0.0002	0.0045	0.3099	0.7665
Modal	3	0.159	0.0062	0.7846	0	0.7806	0.7946	0	0.2909	0.0025	0.0045	0.2953	0.3124	0.771
Modal	4	0.059	4.30E-06	0.0014	0	0.7806	0.796	0	0.0021	1.66E-06	0.1654	0.2974	0.3124	0.9365
Modal	5	0.047	0.1512	0.0095	0	0.9318	0.8055	0	0.0353	0.499	3.82E-05	0.3327	0.8113	0.9365
Modal	6	0.047	0.0099	0.1447	0	0.9416	0.9502	0	0.5347	0.0327	0.0005	0.8674	0.844	0.937
Modal	7	0.03	0	0.0001	0	0.9416	0.9503	0	0.0004	0	0.0442	0.8678	0.844	0.9811
Modal	8	0.026	0	0.0367	0	0.9416	0.987	0	0.0818	1.48E-06	0.0001	0.9496	0.844	0.9812
Modal	9	0.025	0.0416	0	0	0.9832	0.987	0	0	0.0997	0	0.9496	0.9437	0.9812
Modal	10	0.02	0	0.0001	0	0.9832	0.987	0	0.0002	0	0.0187	0.9498	0.9437	0.9999
Modal	11	0.019	1.47E-06	0.012	0	0.9832	0.999	0	0.0457	4.43E-06	4.58E-05	0.9955	0.9437	0.9999
Modal	12	0.018	0.0093	8.98E-07	0	0.9925	0.999	0	3.54E-06	0.0343	0	0.9955	0.9781	0.9999

El primer periodo fundamental de vibración es rotacional con un RZ mayor al 76%. Para los modos 2 y 3 tenemos una mayor masa participativa en “X” e “Y” (UX, UY) donde los periodos fundamentales de vibración fueron $T(X-X) = 0.161$ seg y $T(Y-Y) = 0.159$ seg. Los resultados obtenidos cumplen con lo estipulado en el Artículo 29.1 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

4.5.5. Fuerzas internas por sismo moderado

La nomenclatura que se emplea en este acápite, similar a la de la Norma E.070, es:

Ve = fuerza cortante (ton) producida por el sismo moderado

Me = momento flector (ton-m) producido por el sismo moderado

Los valores Ve, Me obtenido del análisis elástico, en sus valores máximos para cada piso, aparecen en las tablas 34 y 35, mientras que gráficos de momento flector aparecen en la Fig.12.

Tabla 34: Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado X-X.

ID	PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4	
	SISMO MODERADO		SISMO MODERADO		SISMO MODERADO		SISMO MODERADO	
	Ve (kg.)	Me (kg-m)	Ve (kg.)	Me (kg-m)	Ve (kg.)	Me (kg-m)	Ve (kg.)	Me (kg-m)
Mx1	2.44	5.43	1.78	3.02	0.98	1.27	0.36	0.62
Mx2	7.59	18.92	1.01	2.32	2.01	2.19	0.48	1.35
Mx3	4.19	8.46	0.74	1.10	1.73	2.28	1.30	0.99
Mx4	7.59	18.92	1.01	2.32	2.01	2.18	0.47	1.36
Mx5	2.44	5.43	1.79	3.03	0.99	1.28	0.38	0.64
Mx6	4.12	11.25	3.84	7.26	2.50	3.34	1.09	1.27
Mx7	2.53	5.22	2.29	3.54	1.76	2.19	1.20	1.28
Mx8	2.53	5.22	2.29	3.55	1.77	2.20	1.22	1.30
Mx9	4.12	11.26	3.83	7.25	2.48	3.33	1.11	1.28
Mx10	6.51	32.61	5.85	17.85	3.31	5.85	0.91	2.05
Mx11	6.50	32.62	5.84	17.85	3.30	5.85	0.92	2.06
Mx12	1.29	2.32	0.98	1.39	0.81	1.03	0.69	0.75
Mx13	7.49	16.29	9.93	16.60	8.27	12.12	5.81	7.14
Mx14	47.97	118.50	54.32	94.43	39.88	57.91	20.92	24.57
Mx15	7.49	16.29	9.95	16.61	8.30	12.13	5.86	7.18
Mx16	1.29	2.32	0.98	1.39	0.81	1.03	0.69	0.74
Mx17	5.62	17.83	5.97	12.25	4.23	6.18	2.44	2.03
Mx18	7.07	12.13	4.47	6.10	4.29	5.47	3.28	3.53
Mx19	7.01	12.06	4.58	6.20	4.39	5.64	3.67	4.07
Mx20	5.64	17.81	6.01	12.26	4.30	6.21	2.55	2.12
My1	2.02	5.89	3.06	5.11	2.66	3.99	1.91	2.54
My2	0.88	4.23	0.89	2.54	0.49	0.81	0.11	0.16
My3	1.06	2.88	2.02	2.18	2.11	2.90	1.77	2.47
My4	0.18	0.32	0.28	0.42	0.31	0.44	0.35	0.48
My5	1.09	2.96	2.08	2.44	2.23	3.22	2.07	2.94
My6	0.87	4.39	0.88	2.73	0.51	1.07	0.27	0.27
My7	2.02	6.13	3.06	5.24	2.68	4.13	2.06	2.79
My8	0.54	0.58	0.86	1.21	0.54	0.83	0.15	0.16
My9	0.14	0.19	0.23	0.31	0.26	0.34	0.30	0.38
My10	0.55	0.61	0.86	1.24	0.55	0.87	0.19	0.24
My11	0.32	0.47	0.09	0.10	0.11	0.14	0.24	0.27
My12	0.32	0.47	0.09	0.11	0.10	0.13	0.25	0.29
My13	0.74	1.12	0.49	0.68	0.53	0.66	0.20	0.20
My14	0.23	0.32	0.18	0.28	0.41	0.47	0.98	1.13
My15	7.96	4.44	15.79	23.14	12.64	19.78	7.80	13.04
My16	10.32	6.09	18.47	25.12	14.33	20.92	7.84	13.42
My17	0.23	0.33	0.18	0.29	0.41	0.48	0.96	1.10
My18	0.74	1.12	0.50	0.70	0.52	0.65	0.22	0.19

Tabla 35: Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y

ID	PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4	
	SISMO MODERADO		SISMO MODERADO		SISMO MODERADO		SISMO MODERADO	
	V_e (kg.)	M_e (kg-m)	V_e (kg.)	M_e (kg-m)	V_e (kg.)	M_e (kg-m)	V_e (kg.)	M_e (kg-m)
Mx1	1.36	2.07	1.78	2.56	1.08	1.51	0.30	0.43
Mx2	2.12	5.77	0.55	1.18	0.58	0.95	0.43	0.76
Mx3	1.25	2.61	0.36	0.49	0.52	0.66	0.50	0.50
Mx4	2.42	6.04	0.81	1.18	0.74	0.63	0.22	0.42
Mx5	0.89	1.68	1.27	1.91	0.94	1.45	0.52	0.81
Mx6	0.72	2.47	1.08	1.87	0.79	1.54	0.43	1.07
Mx7	0.78	1.21	1.06	1.48	0.79	1.04	0.42	0.56
Mx8	0.52	0.99	0.80	1.15	0.71	1.02	0.53	0.76
Mx9	1.09	2.30	1.37	2.21	0.82	1.20	0.24	0.62
Mx10	0.99	5.97	0.88	3.19	0.69	1.42	0.85	1.00
Mx11	1.15	5.62	1.26	3.21	0.79	0.95	0.48	0.29
Mx12	0.27	0.32	0.25	0.41	0.15	0.17	0.11	0.19
Mx13	1.55	1.84	2.09	4.54	1.12	2.31	1.23	1.14
Mx14	6.67	12.56	10.20	14.25	10.73	10.94	11.67	11.95
Mx15	1.08	2.47	1.56	3.53	1.09	2.03	0.92	1.40
Mx16	0.31	0.41	0.26	0.41	0.16	0.17	0.09	0.15
Mx17	0.77	1.10	1.36	1.99	1.00	2.00	0.56	0.97
Mx18	3.02	3.52	3.65	5.18	4.11	4.89	3.87	3.16
Mx19	2.47	2.83	3.36	4.70	1.94	2.56	0.92	0.80
Mx20	0.66	1.35	1.30	1.78	1.18	2.01	1.01	1.48
My1	10.01	30.25	10.87	22.53	7.24	11.69	2.33	2.99
My2	7.59	31.65	6.43	16.80	3.52	5.16	0.87	2.64
My3	9.40	23.56	10.97	20.55	8.17	13.07	3.69	5.10
My4	10.41	16.73	14.74	20.94	13.91	18.78	10.45	13.78
My5	8.76	22.43	10.22	19.62	7.91	12.90	4.09	5.72
My6	6.74	28.92	5.62	15.76	3.32	5.72	0.81	1.90
My7	8.43	26.55	9.13	20.00	6.71	11.60	3.10	4.20
My8	2.66	5.51	2.04	3.07	1.43	1.74	0.45	0.40
My9	8.19	10.43	12.41	16.11	12.14	16.19	9.53	12.65
My10	2.46	5.16	1.84	2.83	1.34	1.69	0.51	0.49
My11	1.21	1.92	0.31	0.49	0.53	0.73	0.10	0.21
My12	1.04	1.65	0.29	0.44	0.46	0.65	0.11	0.17
My13	3.30	5.83	0.63	1.08	1.11	1.39	0.28	0.74
My14	1.97	3.36	1.53	2.16	1.18	1.45	0.55	0.61
My15	27.58	57.92	23.91	37.09	16.70	21.36	15.72	9.44
My16	26.09	56.09	20.04	33.10	11.97	15.79	4.15	5.82
My17	1.84	3.15	1.41	2.01	1.11	1.40	0.51	0.58
My18	2.91	5.15	0.66	1.07	1.01	1.33	0.22	0.56

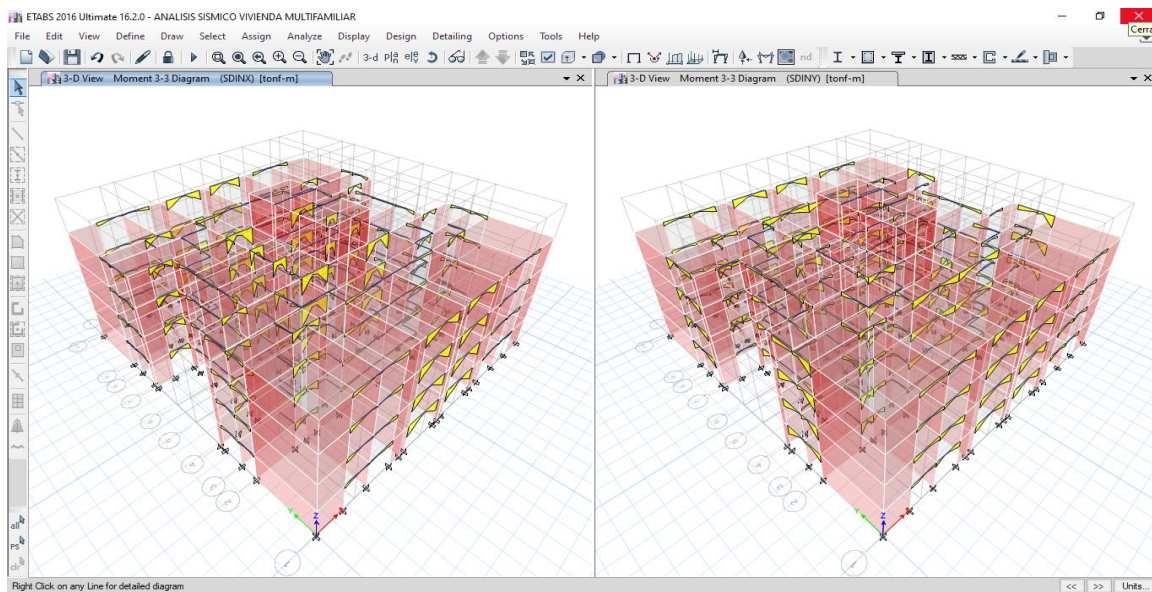


FIGURA 12: Diagrama de Momento Flexor para Sismo X-X y Y-Y

4.6. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA: NORMA E.070 ALBAÑILERÍA

4.6.1. Diseño por sismo moderado, resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en pisos superiores

La nomenclatura que se emplea es similar a la que aparece en la Norma E.070:

- L = longitud total del muro (m)
- P_g = carga axial de gravedad = $PD + 0.25PL$
- V_e , M_e = fuerza cortante y momento flector por sismo moderado (ver las tablas 34 y 35)
- $1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1.0$ factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez
- $V_m = 0.5 v' m \alpha t L + 0.23 P_g$ = resistencia a fuerza cortante
 $V_m = 0.5 \times 81 \times \alpha \times 0.13 \times L + 0.23 P_g = 5.265 \alpha L + 0.23 P_g$ (para el edificio en análisis)
- $t = 0.13$ m = espesor efectivo de los muros
- $v' m$ = resistencia a corte puro de los muretes de albañilería = 81 ton/m² (ver el acápite 2)
- $2.0 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3.0$ factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo
- $V_u = V_e (V_{m1} / V_{e1})$ = fuerza cortante última ante sismo severo
- $M_u = M_e (V_{m1} / V_{e1})$ = momento flector último ante sismo severo
- V_E = cortante de entrepiso ante sismo severo

Una vez realizados los cálculos (tablas 36 a 39), deberá verificarse lo siguiente:

- Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado: $V_e \leq 0.55V_m$. De no cumplirse esta expresión, donde puede aceptarse hasta 5% de error, deberá cambiarse la calidad de la albañilería, el espesor del muro, o convertirlo en placa de concreto armado; en los dos últimos casos, deberá reanalizarse el edificio.
- En cualquier piso, la resistencia global a fuerza cortante (ΣV_m) deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo (V_E). De no cumplirse esta expresión, deberá cambiarse en algunos muros la calidad de la albañilería, su espesor, o convertirlos en placas de concreto armado, reanalizando al edificio en los 2 últimos casos. Cuando se tenga exceso de resistencia ($\Sigma V_m > V_E$), se podrá dejar de confinar algunos muros internos.

- Cuando $\Sigma V_m > 3 V_e = R V_e$, finaliza el diseño y colocamos refuerzo mínimo. Esta expresión indica que todos los muros del edificio se comportarán elásticamente ante el sismo severo.
- Todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$, se agrietará por corte, y se diseñará como un muro del primer piso. En esta expresión puede admitirse hasta 5% de error.

Tabla 36: Piso 1 Sismo en X-X

ID	v'm (ton/m2)	L (m.)	α	t (m.)	Pg (ton.)	Vm (ton.)	0.55Vm (ton.)	Ve (ton.)	CUMPLE?	Vm1/Ve1	Vu	Mu
Mx1	81.00	2.13	0.95	0.13	12.95	13.66	7.51	2.45	SI	3.00	7.34	16.34
Mx2*	81.00	1.55	-	0.13	34.00	12.38	6.81	7.61	NO	1.25	9.51	23.74
Mx3*	81.00	1.05	-	0.13	23.53	8.39	4.61	4.19	SI	1.25	5.23	10.54
Mx4*	81.00	1.55	-	0.13	34.00	12.38	6.81	7.61	NO	1.25	9.51	23.74
Mx5	81.00	2.13	0.96	0.13	12.90	13.66	7.51	2.45	SI	3.00	7.35	16.35
Mx6	81.00	3.18	1.00	0.13	20.33	21.39	11.77	4.13	SI	3.00	12.40	33.89
Mx7	81.00	2.13	1.00	0.13	14.58	14.54	8.00	2.56	SI	3.00	7.69	15.76
Mx8	81.00	2.13	1.00	0.13	14.61	14.58	8.02	2.56	SI	3.00	7.69	15.76
Mx9	81.00	3.18	1.00	0.13	20.35	21.40	11.77	4.13	SI	3.00	12.39	33.89
Mx10	81.00	5.13	1.00	0.13	34.04	34.81	19.15	6.53	SI	3.00	19.59	98.18
Mx11	81.00	5.13	1.00	0.13	34.14	34.84	19.16	6.53	SI	3.00	19.59	98.19
Mx12	81.00	1.43	0.79	0.13	4.84	7.06	3.88	1.30	SI	3.00	3.89	6.99
Mx13	81.00	4.20	1.00	0.13	19.88	26.69	14.68	7.52	SI	3.00	22.57	49.01
Mx14*	81.00	3.80	-	0.13	45.46	30.35	16.69	47.54	NO	1.25	59.43	147.21
Mx15	81.00	4.20	1.00	0.13	19.91	26.69	14.68	7.53	SI	3.00	22.59	48.98
Mx16	81.00	1.43	0.79	0.13	4.86	7.06	3.88	1.29	SI	3.00	3.88	6.98
Mx17	81.00	4.20	1.00	0.13	25.73	28.03	15.42	5.65	SI	3.00	16.94	53.60
Mx18*	81.00	1.10	-	0.13	15.41	8.79	4.83	7.07	NO	1.25	8.83	15.17
Mx19*	81.00	1.10	-	0.13	15.33	8.79	4.83	7.05	NO	1.25	8.82	15.15
Mx20	81.00	4.20	1.00	0.13	25.81	28.05	15.43	5.66	SI	3.00	16.97	53.57

*La resistencia al corte de la albañilería (v'm) son obtenidos de la tabla 9 del Norma E.070 de Albañilería.

*Para Vm1/Ve1 se considera un factor de amplificación de 1.25 para los muros de Concreto Armado (placas).

Mx2 es un muro de concreto armado: $V_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'c} t D$, $D = 0.8 L = 124 \text{ cm} =$ peralte efectivo; $V_m = 0.53 \sqrt{175} \times 13 \times 124 = 12.38 \text{ ton}$. No se considera el ref. horizontal porque éste se activa después de haberse agrietado el muro, en la etapa de sismo severo. Este muro debe diseñarse en esta etapa para que falle por flexión, amplificando por 1.25 a V_e y M_e . Se realiza el mismo procedimiento para los demás muros de concreto armado.

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55 V_m$).

- $\Sigma Vm = 747.04 \text{ ton} > VE = 565.39 \text{ ton}$ ($\Sigma Vm = 1.32 VE < 3 VE$) Resistencia global Ok.

Tabla 37: Piso 1 Sismo en Y-Y

ID	v'm (ton/m2)	L (m.)	α	t (m.)	Pg (ton.)	Vm (ton.)	0.55Vm (ton.)	Ve (ton.)	CUMPLE?	Vm1/Ve1	Vu	Mu
My1	81.00	4.90	1.00	0.13	29.21	32.52	17.88	7.20	SI	3.00	21.60	68.17
My2	81.00	4.90	1.00	0.13	36.06	34.09	18.75	5.53	SI	3.00	16.58	71.56
My3	81.00	4.90	1.00	0.13	25.53	31.67	17.42	6.95	SI	3.00	20.85	53.70
My4	81.00	4.90	1.00	0.13	14.29	29.09	16.00	8.94	SI	3.00	26.82	27.82
My5	81.00	4.90	1.00	0.13	25.50	31.66	17.41	6.95	SI	3.00	20.84	53.71
My6	81.00	4.90	1.00	0.13	36.05	34.09	18.75	5.53	SI	3.00	16.58	71.51
My7	81.00	4.90	1.00	0.13	29.30	32.54	17.90	7.20	SI	3.00	21.60	68.08
My8	81.00	2.23	1.00	0.13	12.78	14.66	8.06	1.97	SI	3.00	5.90	12.32
My9*	81.00	3.50	-	0.13	50.01	27.96	15.38	32.92	NO	1.25	41.15	92.90
My10	81.00	2.23	1.00	0.13	12.77	14.65	8.06	1.96	SI	3.00	5.89	12.32
My11*	81.00	0.48	-	0.13	9.87	3.79	2.09	0.88	SI	1.25	1.10	1.75
My12*	81.00	0.48	-	0.13	9.95	3.79	2.09	0.88	SI	1.25	1.10	1.75
My13*	81.00	0.83	-	0.13	20.93	6.59	3.62	2.44	SI	1.25	3.05	5.39
My14	81.00	1.58	0.91	0.13	8.95	9.64	5.30	1.45	SI	3.00	4.34	7.48
My15*	81.00	2.55	-	0.13	32.12	20.37	11.20	22.07	NO	1.25	27.58	55.20
My16*	81.00	2.55	-	0.13	31.81	20.37	11.20	22.69	NO	1.25	28.36	55.51
My17	81.00	1.58	0.92	0.13	8.94	9.64	5.30	1.45	SI	3.00	4.34	7.48
My18*	81.00	0.83	-	0.13	21.08	6.59	3.62	2.44	SI	1.25	3.05	5.39

*La resistencia al corte de la albañilería (v'm) son obtenidos de la tabla 9 del Norma E.070 de Albañilería.

*Para Vm1/Ve1 se considera un factor de amplificación de 1.25 para los muros de Concreto Armado (placas).

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 Vm$).
- $\Sigma Vm = 727.43 \text{ ton} > VE = 557.74 \text{ ton}$ ($\Sigma Vm = 1.30 VE < 3 VE$) Resistencia global Ok.

Tabla 38: Piso 2 sismo X-X

ID	v'm (ton/m2)	L (m.)	α	t (m.)	Pg (ton.)	Vm (ton.)	0.55Vm (ton.)	Ve (ton.)	CUMPLE?	Vm1/Ve1	Vu	Mu
Mx1	81.00	2.13	1.00	0.13	9.53	13.38	7.36	1.80	SI	3.00	5.39	9.13
Mx2*	81.00	1.55	-	0.13	26.47	12.38	6.81	1.04	SI	1.25	1.30	2.94
Mx3*	81.00	1.05	-	0.13	17.13	8.39	4.61	0.76	SI	1.25	0.95	1.41
Mx4*	81.00	1.55	-	0.13	26.46	12.38	6.81	1.04	SI	1.25	1.30	2.94
Mx5	81.00	2.13	1.00	0.13	9.50	13.37	7.36	1.80	SI	3.00	5.41	9.16
Mx6	81.00	3.18	1.00	0.13	15.14	20.20	11.11	3.86	SI	3.00	11.58	21.87
Mx7	81.00	2.13	1.00	0.13	10.66	13.64	7.50	2.35	SI	3.00	7.06	10.88
Mx8	81.00	2.13	1.00	0.13	10.67	13.67	7.52	2.36	SI	3.00	7.07	10.90
Mx9	81.00	3.18	1.00	0.13	15.17	20.20	11.11	3.85	SI	3.00	11.55	21.84
Mx10	81.00	5.13	1.00	0.13	24.97	32.73	18.00	5.87	SI	3.00	17.62	53.71
Mx11	81.00	5.13	1.00	0.13	25.08	32.75	18.01	5.87	SI	3.00	17.61	53.71
Mx12	81.00	1.43	1.00	0.13	3.46	8.30	4.56	0.99	SI	3.00	2.96	4.18
Mx13	81.00	4.20	1.00	0.13	14.67	25.49	14.02	9.99	SI	2.55	25.49	42.51
Mx14*	81.00	3.80	-	0.13	36.84	30.35	16.69	53.59	NO	1.25	66.99	116.67
Mx15	81.00	4.20	1.00	0.13	14.72	25.50	14.02	10.01	SI	2.55	25.50	42.51
Mx16	81.00	1.43	1.00	0.13	3.48	8.30	4.57	0.99	SI	3.00	2.96	4.17
Mx17	81.00	4.20	1.00	0.13	18.51	26.37	14.50	6.01	SI	3.00	18.02	36.81
Mx18*	81.00	1.10	-	0.13	11.84	8.79	4.83	4.48	SI	1.25	5.61	7.63
Mx19*	81.00	1.10	-	0.13	12.04	8.79	4.83	4.61	SI	1.25	5.76	7.80
Mx20	81.00	4.20	1.00	0.13	18.55	26.38	14.51	6.03	SI	3.00	18.08	36.87

*La resistencia al corte de la albañilería (v'm) son obtenidos de la tabla 9 del Norma E.070 de Albañilería.

*Para Vm1/Ve1 se considera un factor de amplificación de 1.25 para los muros de Concreto Armado (placas).

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve < 0.55 Vm$).
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($Vu < Vm$).
- $\Sigma Vm = 722.71 \text{ ton} > VE = 509.20 \text{ ton}$ Resistencia global Ok.

Tabla 39: Piso 2 Sismo en Y-Y

ID	v'm (ton/m2)	L(m.)	α	t(m.)	Pg (ton.)	Vm (ton.)	0.55Vm (ton.)	Ve (ton.)	CUMPLE?	Vm1/Ve1	Vu	Mu
My1	81.00	4.90	1.00	0.13	22.25	30.92	17.00	7.64	SI	3.00	22.93	51.21
My2	81.00	4.90	1.00	0.13	26.45	31.88	17.53	4.43	SI	3.00	13.30	39.13
My3	81.00	4.90	1.00	0.13	18.25	30.00	16.50	7.99	SI	3.00	23.96	46.90
My4	81.00	4.90	1.00	0.13	10.57	28.23	15.53	13.56	SI	2.08	28.23	36.64
My5	81.00	4.90	1.00	0.13	18.25	29.99	16.50	7.98	SI	3.00	23.93	46.86
My6	81.00	4.90	1.00	0.13	26.44	31.88	17.53	4.43	SI	3.00	13.30	39.07
My7	81.00	4.90	1.00	0.13	22.29	30.93	17.01	7.64	SI	3.00	22.92	51.13
My8	81.00	2.23	1.00	0.13	8.99	13.78	7.58	1.41	SI	3.00	4.23	6.64
My9*	81.00	3.50	-	0.13	37.00	27.96	15.38	32.61	NO	1.25	40.76	68.71
My10	81.00	2.23	1.00	0.13	9.00	13.78	7.58	1.41	SI	3.00	4.22	6.62
My11*	81.00	0.48	-	0.13	7.54	3.79	2.09	0.23	SI	1.25	0.29	0.45
My12*	81.00	0.48	-	0.13	7.60	3.79	2.09	0.23	SI	1.25	0.29	0.45
My13*	81.00	0.83	-	0.13	16.15	6.59	3.62	0.53	SI	1.25	0.66	1.09
My14	81.00	1.58	1.00	0.13	6.53	9.79	5.39	1.04	SI	3.00	3.13	4.53
My15*	81.00	2.55	-	0.13	24.79	20.37	11.20	18.93	NO	1.25	23.66	38.91
My16*	81.00	2.55	-	0.13	25.36	20.37	11.20	19.43	NO	1.25	24.28	39.47
My17	81.00	1.58	1.00	0.13	6.53	9.80	5.39	1.04	SI	3.00	3.13	4.53
My18*	81.00	0.83	-	0.13	16.26	6.59	3.62	0.53	SI	1.25	0.66	1.09

*La resistencia al corte de la albañilería (v'm) son obtenidos de la tabla 9 del Norma E.070 de Albañilería.

*Para Vm1/Ve1 se considera un factor de amplificación de 1.25 para los muros de Concreto Armado (placas).

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e < 0.55 V_m$).
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u < V_m$).
- $\Sigma V_m = 700.88 \text{ ton} > V_E = 504.25 \text{ ton}$ Resistencia global Ok.

4.6.2. Diseño de los muros agrietados por corte

Se admite que, ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallan por corte (excepto muros de concreto armado). Además, cada dirección se diseña en forma independiente (Tablas 40 y 41). Por otro lado, a fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento. Así, por ejemplo, en la dirección X-X, se ha unificado a los muros Mx1 con Mx5 y en Y-Y a los muros My1 con My7, trabajándose con los más críticos (Mx1 e My1, que son los presentan mayores valores de Vu, Mu en las tablas 36 y 37, respectivamente).

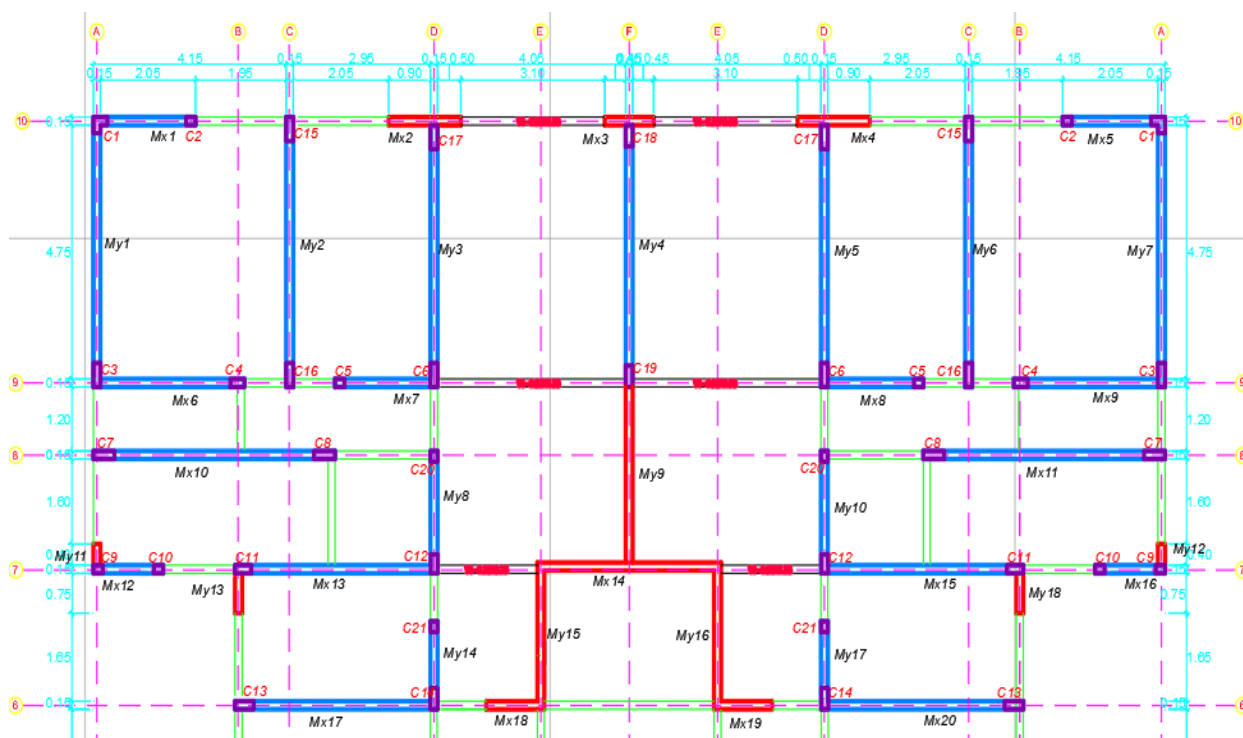


FIGURA 13: Columnas de Confinamiento.

4.6.2.1. Parámetros comunes

$f'c = 0.175 \text{ ton/cm}^2$

$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$

$t = 13 \text{ cm} = \text{espesor efectivo}$

$tn = 13 - 4 = 9 \text{ cm} = \text{espesor del núcleo confinado}$

$h = 2.62 \text{ m}$

$\mu = 1.0 = \text{coeficiente de fricción de junta rayada}$

Estribos $\square \frac{1}{4}$ " : $A_v = 0.64 \text{ cm}^2$

Recubrimiento = 2 cm

4.6.2.2. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento:

- 1) $P_g = PD + 0.25 PL = \text{carga de gravedad acumulada}$
- 2) $V_m = \text{cortante de agrietamiento diagonal (ton. Ver tablas 36 y 37)}$
- 3) $M_u = \text{momento flector ante sismo severo (ton-m, ver tablas 34 y 35)}$
- 4) $L = \text{longitud total del muro (m), incluyendo columnas de confinamiento}$
- 5) $L_m = \text{longitud del paño mayor o } \frac{1}{2} L, \text{ lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño: } L_m = L$
- 6) $N_c = \text{número de columnas de confinamiento en el muro en análisis}$

- 7) $M = M_u - \frac{1}{2} V_m h$ (ton-m)
- 8) $F = M / L$ = fuerza axial producida por "M" en una columna extrema (ton)
- 9) $P_c = P_g / N_c$ = carga axial producida por "Pg" en una columna (ton)
- 10) P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t P_g / L)$ del muro transversal (ton).
- 11) T = tracción en columna (ton):
 extrema: $T = F - P_c - P_t$
 interna: $T = V_m h / L - P_c - P_t$
- 12) C = compresión en columna (ton): extrema: $C = P_c + F$
 interna: $C = P_c - \frac{1}{2} V_m h / L$
- 13) V_c = cortante en columna (ton): extrema: $V_c = 1.5 V_m L_m / (L (N_c + 1))$
 interna: $V_c = V_m L_m / (L (N_c + 1))$
- 14) $A_s = (T + V_c / \mu) / (f_y \phi) =$ área de acero vertical requerida (cm², mín. 4 ϕ 8 mm), usar $\phi = 0.85$
- 15) A_s = área de acero vertical colocada (cm²)
- 16) δ = factor de confinamiento: $\delta = 0.8$ para columnas sin muros transversales
 $\delta = 1.0$ para columnas con muros transversales
- 17) $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c) =$ área del núcleo de concreto (cm²), usar $\phi = 0.7$
- 18) $A_{cf} = V_c / (0.2 f'_c \phi) \geq 15 t \geq A_c =$ área de la columna por corte-fricción (cm²), usar $\phi = 0.85$
- 19) Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
- 20) $A_c =$ área de concreto de la columna definitiva (cm²)
- 21) $A_n =$ área del núcleo de la columna definitiva (cm²)
- 22) A_s mín. = $0.1 f'_c A_c / f_y =$ área de acero vertical mínima (cm²), o 4 ϕ 8 mm
- 23) $s_1 = A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1)) =$ espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 24) $s_2 = A_v f_y / (0.12 t_n f'_c) =$ espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 25) $s_3 = \frac{1}{4} d$ o 5 cm, lo que sea mayor = espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 26) $s_4 = 10$ cm = espaciamiento máximo de estribos por compresión
- 27) Zona a confinar en los extremos de la columna: 45 cm o 1.5 d (cm)
- 28) $s =$ espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento (cm)

Notas:

- Estribaje mínimo: [] ϕ ¼", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm
- En columnas L, T o irregular, usar $d = A_c / t$ en los pasos 25 y 27.

Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

29) $T_s = \frac{1}{2} V_m L_m / L =$ tracción en la solera (ton)

30) $A_s = T_s / (\phi f_y) =$ área de acero horizontal requerida (cm²), usar $\phi = 0.9$

31) Acero longitudinal a utilizar

Notas:

- $A_s \text{ mín} = 0.1 f'c A_{sol} / f_y$ o $4 \phi 8$ mm. En este ejemplo: $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ mín} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2$ usar como mínimo $4 \phi 8$ mm

- En la solera se usa estribaje mínimo: $\square \phi \frac{1}{4}"$, $1 @ 5$, $4 @ 10$, $r @ 25$ cm

Tabla 40: Diseño de los muros Agrietados X-X

MURO	Mx1, Mx5		Mx6, Mx9		Mx7, Mx8		Mx10, Mx11		Mx12, Mx16		Mx13, Mx15		Mx17, Mx20	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	12.95		20.33		14.58		34.04		4.84		19.88		25.73	
2) Vm	13.66		21.39		14.54		34.81		7.06		26.69		28.03	
3) Mu	16.35		33.90		15.76		98.20		6.99		49.02		53.61	
4) L	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
5) Lm	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
6) Nc	2		2		2		2		2		2		2	
7) M	-0.72		7.16		-2.42		54.69		-1.84		15.66		18.57	
8) F	-0.34		2.25		-1.13		10.66		-1.28		3.73		4.42	
9) Pc	6.48		10.17		7.29		17.02		2.42		9.94		12.87	
10) Pt	7.30	0	7.30	0	0	6.38	0	0	2.47	0	5.23	3.20	0	2.24
11) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12) C	6.13	6.13	12.42	12.42	6.16	6.16	27.68	27.68	1.14	1.14	13.67	13.67	17.29	17.29
13) Vc	6.83	6.83	10.70	10.70	7.27	7.27	17.41	17.41	3.53	3.53	13.35	13.35	14.02	14.02
14) As	1.91	1.91	3.00	3.00	2.04	2.04	4.88	4.88	0.99	0.99	3.74	3.74	3.93	3.93
15) As	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	1#4+3#3	1#4+3#3	4#3	4#3	4#4	4#4	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	2#4+2#3	2#4+2#3	2#4+2#3	2#4+2#3
a usar	2.00	2.00	3.42	3.42	2.84	2.84	5.16	5.16	2.00	2.00	4.00	4.00	4.00	4.00
16) δ	1	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	1	1	0.8	1
17) An	4	5	26	32	-23	-18	155	155	-44	-55	22	22	70	57
18) Acf	230	230	359	359	244	244	585	585	195	119	449	449	471	471
19) Usar	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
b=														
h=	20	20	30	30	20	20	45	45	20	20	35	35	40	40
20) Ac	260	260	390	390	260	260	585	585	260	260	455	455	520	520
21) An	144	144	234	234	144	144	369	369	144	144	279	279	324	324
22) Asmín	1.08	1.08	1.63	1.63	1.08	1.08	2.44	2.44	1.08	1.08	1.90	1.90	2.17	2.17
23) s1	6.97	6.97	7.57	7.57	6.97	6.97	7.97	7.97	6.97	6.97	7.74	7.74	7.87	7.87
24) s2	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08
25) s3	5	5	7.5	7.5	5	5	11.25	11.25	5	5	8.75	8.75	10	10
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[] ¼"	9@5	9@5	1@5 6@7.5	1@5 6@7.5	9@5	9@5	1@5 6@7.5	1@5 6@7.5	9@5	9@5	1@5 6@7.5	1@5 6@7.5	1@5 6@7.5	1@5 6@7.5
Soleras	muro Mx1, muro Mx5		muro Mx6, muro Mx9		muro Mx7, muro Mx8		muro Mx10, muro Mx11		muro Mx12, muro Mx16		muro Mx13, muro Mx15		muro Mx17, muro Mx20	
29) Ts	6.83		10.70		7.27		17.41		3.53		13.35		14.02	
30) As	1.81		2.83		1.92		4.60		0.93		3.53		3.71	
31) usar	4 Ø 8 mm		4#3		4 Ø 8 mm		1#4+5#3		4 Ø 8 mm		2#4+2#3		2#4+2#3	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 36.

Tabla 41: Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y

MURO	My1, My7		My2, My6		My3, My5		My4		My8, My10		My14, My17	
Columna	C1	C3	C15	C16	C17	C6	C18	C19	C20	C12	C21	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	29.21		36.06		25.53		14.29		12.78		8.95	
2) Vm	32.52		34.09		31.67		29.09		14.66		9.64	
3) Mu	68.18		71.57		53.72		27.83		12.33		7.48	
4) L	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
5) Lm	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
6) Nc	2		2		2		2		2		2	
7) M	27.53		28.96		14.13		-8.53		-6.00		-4.57	
8) F	5.62		5.91		2.88		-1.74		-2.69		-2.89	
9) Pc	14.61		18.03		12.77		7.15		6.39		4.48	
10) Pt	3.24	5.08	0	0	8.50	3.65	5.88	0	0	4.97	0.00	6.43
11) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12) C	20.22	20.22	23.94	23.94	15.65	15.65	5.40	5.40	3.70	3.70	1.58	1.58
13) Vc	16.26	16.26	17.05	17.05	15.84	15.84	14.55	14.55	7.33	7.33	4.82	4.82
14) As	4.55	4.55	4.77	4.77	4.44	4.44	4.07	4.07	2.05	2.05	1.35	1.35
15) As	3#4+1#3	3#4+1#3	1#4+5#3	1#4+5#3	3#4+1#3	3#4+1#3	6#3	6#3	4#3	4#3	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm
a usar	4.58	4.58	4.84	4.84	4.58	4.58	4.26	4.26	2.84	2.84	2.00	2.00
16) δ	1	1	0.8	0.8	1	1	1	0.8	0.8	1	0.8	1
17) An	69	69	121	121	26	26	-64	-81	-53	-42	-50	-39
18) Acf	547	547	573	573	532	532	489	489	246	246	195	162
19) Usar	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
b=	45	45	45	45	45	45	40	40	20	20	20	20
20) Ac	585	585	585	585	585	585	520	520	260	260	260	260
21) An	369	369	369	369	369	369	324	324	144	144	144	144
22) Asmín	2.44	2.44	2.44	2.44	2.44	2.44	2.17	2.17	1.08	1.08	1.08	1.08
23) s1	7.97	7.97	7.97	7.97	7.97	7.97	7.87	7.87	6.97	6.97	6.97	6.97
24) s2	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08	14.08
25) s3	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25	10	10	5	5	5	5
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[] ¼"	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	1@56@7.5	9@5	9@5	9@5	9@5
Soleras	muro My1, muro My7		muro My2, muro My6		muro My3, muro My5		muro My4		muro My8, muro My10		muro My14, muro My17	
29) Ts	16.26		17.05		15.84		14.55		7.33		4.82	
30) As	4.30		4.51		4.19		3.85		1.94		1.28	
31) usar	3#4+1#3		3#4+1#3		6#3		2#4+2#3		4 Ø 8 mm		4 Ø 8 mm	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 37.

4.6.2.3. Reducción de Columnas y Soleras

Con la finalidad de facilitar la construcción, debe reducirse al máximo el número de columnas, para ello se siguieron los siguientes criterios:

- Unificar aquellas columnas que presentan poca variación en su refuerzo y sección transversal.
- En la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utiliza el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño independiente de estos muros (tablas 40 y 41).

De este modo, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

CT1: columna C1 en forma de L, 13x45 cm, con 10 ϕ 8 mm, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

CT2: columnas C2, C5, C9, C10, C20 y C21, 13x20 cm, con 4 ϕ 8 mm, 9 \square $\frac{1}{4}$ " @ 5 cm.

CT3: columnas C4, 13x30 cm, con 1#4 + 3#3, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

CT4: columnas C11 y C12, 13x35 cm, con 2#4 + 2#3, 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

CT5: columna C13, C14, C18 y C19 13x40 cm, con 2#4 + 2#3, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

CT6: columna C3, C6, C7, C8, C15, C16 y C17 13x45 cm, con 1#4 + 5#3, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, se reducen a 2 tipos:

S1: muros Mx1, Mx5, Mx7, Mx8, Mx12, Mx16, My8, My10, My14, My17, con 4 ϕ 8 mm, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

S2: muros Mx6, Mx9, Mx13, Mx15, Mx17, Mx20, My4, con 2#4 + 2#3, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

S3: muros Mx10, Mx11, My1, My2, My3, My5, My6, My7, con 3#4 + 1#3, \square $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

4.6.3. Diseño de los muros no agrietados por corte

En esta oportunidad el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo.

4.6.3.1. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

- 1) $P_g = PD + 0.25 PL$ = carga de gravedad acumulada
- 2) V_u = fuerza cortante ante sismo severo (ton, ver tablas 38 y 39)
- 3) M_u = momento flector ante sismo severo (ton-m, ver tablas 34 y 35)
- 4) L = longitud total del muro (m) incluyendo columnas de confinamiento
- 5) L_m = longitud del paño mayor o $\frac{1}{2} L$, lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño:
 $L_m = L$
- 6) N_c = número de columnas de confinamiento del muro en análisis

- 7) $F = M_u / L$ = fuerza axial producida por "Mu" en una columna extrema (ton)
- 8) $P_c = P_g / N_c$ = carga axial producida por "Pg" en una columna (ton)
- 9) P_t = carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L_t P_g / L)$ del muro transversal (ton).
- 10) $T = F - P_c - P_t$ = tracción en la columna extrema (ton)
- 11) $C = P_c + F$ = compresión en la columna extrema (ton)
- 12) $A_s = T / (f_y \phi)$ = área de acero vertical requerida (cm², mín 4 ϕ 8 mm), usar $\phi = 0.9$
- 13) A_s = área de acero vertical colocada (cm²)
- 14) δ = factor de confinamiento: $\delta = 0.8$ para columnas sin muros transversales $\delta = 1.0$ para columnas con muros transversales
- 15) $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$ = área del núcleo de concreto (cm²), usar $\phi = 0.7$
- 16) Dimensiones de la columna a emplear
- 17) A_c = área de concreto de la columna definitiva (cm²)
- 18) A_n = área del núcleo de la columna definitiva (cm²)
- 19) $A_{s \text{ mín}} = 0.1 f'_c A_c / f_y$ = área de acero vertical mínima (cm²) o 4 ϕ 8 mm

Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

- 20) $T_s = \frac{1}{2} V_u L_m / L$ = tracción en la solera (ton)
- 21) $A_s = T_s / (\phi f_y)$, usar $\phi = 0.9$ = área de acero horizontal requerida (cm²)
- 22) Acero longitudinal a utilizar

Notas:

- $A_{s \text{ mín}} = 0.1 f'_c A_{sol} / f_y$ o 4 ϕ 8 mm. En este ejemplo: $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ mín}} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2$ usar como mínimo 4 ϕ 8 mm

Tabla 42: Piso 2- Diseño de los muros no agrietados X-X

MURO	Mx1, Mx5		Mx6, Mx9		Mx7, Mx8		Mx10, Mx11		Mx12, Mx16		Mx13, Mx15		Mx17, Mx20	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	9.53		15.14		10.66		24.97		3.46		14.67		18.51	
2) Vu	13.38		20.20		13.64		32.73		8.30		25.49		26.37	
3) Mu	9.13		21.87		10.88		53.72		4.18		42.51		36.82	
4) L	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
5) Lm	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
6) Nc	2		2		2		2		2		2		2	
7) F	4.29		6.88		5.11		10.47		2.92		10.12		8.77	
8) Pc	4.77		7.57		5.33		12.49		1.73		7.34		9.26	
9) Pt	5.56	0	5.56	0	0.00	4.56	0	0	1.89	0	0	2.25	0	1.63
10) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.19	2.79	0.54	0.00	0.00
11) C	9.05	9.05	14.45	14.45	10.44	10.44	22.96	22.96	4.65	4.65	17.46	17.46	18.02	18.02
12) As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.74	0.14	0.00	0.00
15) As	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
14) δ	1	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	1
15) An	32	40	84	105	57	46	207	207	-10	-13	141	113	148	119
16) Usar	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
b=														
h=	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
17) Ac	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260
18) An	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144
19) Asmín	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
Soleras	muro Mx1, muro Mx5		muro Mx6, muro Mx9		muro Mx7, muro Mx8		muro Mx10, muro Mx11		muro Mx12, muro Mx16		muro Mx13, muro Mx15		muro Mx17, muro Mx20	
20) Ts	6.69		10.10		6.82		16.37		4.15		12.75		13.19	
21) As	1.77		2.67		1.80		4.33		1.10		3.37		3.49	
22) usar	4 Ø 8 mm		4#3		4 Ø 8 mm		3#4+1#3		4 Ø 8 mm		1#4+3#3		2#4+2#3	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 38.

Tabla 43: Piso 2- Diseño de los muros no agrietados Y-Y

MURO	My1, My7		My2, My6		My3, My5		My4		My8, My10		My14, My17	
Columna	C1	C3	C15	C16	C17	C6	C18	C19	C20	C12	C21	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	22.25		26.45		18.25		10.57		8.99		6.53	
2) Vu	30.92		31.88		30.00		28.23		13.78		9.79	
3) Mu	51.22		39.14		46.91		36.64		6.64		4.53	
4) L	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
5) Lm	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
6) Nc	2		2		2		2		2		2	
7) F	10.45		7.99		9.57		7.48		2.98		2.87	
8) Pc	11.13		13.23		9.13		5.29		4.50		3.27	
9) Pt	2.38	3.79	0	0	6.62	2.67	4.28	0	0	3.67	0	4.63
10) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.19	0.00	0.00	0.00	0.00
11) C	21.58	21.58	21.21	21.21	18.70	18.70	12.76	12.76	7.47	7.47	6.13	6.13
12) As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00
15) As	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
14) δ	1	1	0.8	0.8	1	1	1	0.8	0.8	1	0.8	1
15) An	153	153	186	186	125	125	68	85	21	17	5	4
16) Usar	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
b=												
h=	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
17) Ac	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260	260
18) An	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144	144
19) Asmín	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
Soleras	muro My1, muro My7		muro My2, muro My6		muro My3, muro My5		muro My4		muro My8, muro My10		muro My14, muro My17	
20) Ts	15.46		15.94		15.00		14.12		6.89		4.90	
21) As	4.09		4.22		3.97		3.73		1.82		1.29	
22) usar	6#3		6#3		2#4+2#3		2#4+2#3		4 Ø 8 mm		4 Ø 8 mm	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 39.

4.6.3.2. Reducción de Columnas y Soleras

Siguiéndose los mismos criterios explicados en el acápite 4.6.2.3, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

CT1: columna C1 en forma de L, 13x20 cm, con 8 ϕ 1/4"

CT2: columnas C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18, C19, C20 y C21, 13x20 cm, con 4 ϕ 8 mm.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, serán las mismas a las empleadas en el primer nivel:

S1: muros Mx1, Mx5, Mx7, Mx8, Mx12, Mx16, My8, My10, My14, My17 con 4 ϕ 8 mm

S2: muros Mx6, Mx9, Mx13, Mx15, Mx17, Mx20, con 1#4 + 3#3.

S3: muros My1, My3, My4, My5, My7, con 2#4 + 2#3.

S4: muros Mx10, Mx11, My2, My6, con 3#4 + 1#3.

Tanto en las columnas como en las soleras el estribaje es mínimo: [] 1/4" 1 @ 5, 4 @ 10 r @ 25 cm.

Este refuerzo se repite en los pisos superiores 3 y 4, ya que prácticamente es mínimo y en esos pisos las fuerzas internas son menores que las existentes en el segundo piso.

4.7. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

4.7.1. Diseño del muro Mx14

Los muros de concreto armado o placas deben diseñarse ante la acción de sismo moderado amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un $FC = 1.25$, donde debemos buscar que primero falle por flexión y luego por corte. Para este caso solo diseñaremos al muro Mx14 (15x380 cm), ya que se realiza el mismo procedimiento para los demás muros. Siguiendo lo especificado en la Norma E.060 Concreto Armado, este muro presenta las siguientes características:

- Esbeltez = altura total / longitud = $h_m / L = 10.48 / 3.80 = 2.8 > 2$ muro esbelto
- Área axial bruta = $A = t L = 15 \times 380 = 5700 \text{ cm}^2 = \text{área de corte}$
- Momento de inercia de la sección bruta = $I = t L^3 / 12 = 15 \times 380^3 / 12 = 68'590,000 \text{ cm}^4$
- Resistencia nominal del concreto = $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Fuerzas internas en el primer piso (ver tabla 35):

$P_g =$	45.46 ton
$V_e =$	47.54 ton
$M_e =$	117.77 ton

Carga vertical mínima ($FC=0.9$) y Momento flector máximo ($FC=1.25$)

$P_u =$	40.91 ton
$V_u =$	59.43 ton
$M_u =$	147.21 ton-m

Carga vertical máxima ($FC=1.25$) y Momento flector máximo ($FC=1.25$)

$P_u =$	56.83 ton
$V_u =$	59.43 ton
$M_u =$	147.21 ton-m

4.7.1.1. Diselo por Compresión Pura

Donde $P_u = 1.4PD + 1.7PL = 1.4 \times 43.11 + 1.7 \times 9.41 = 76.35 \text{ ton}$

$$P_u \leq \phi P_n = 0.55 \phi f'_c A \left[1 - \left(\frac{kh}{32t} \right)^2 \right]$$

Donde:

$\phi = 0.7$ = factor de reducción de resistencia por compresión pura

P_n = resistencia nominal a compresión pura

$k = 1.0$ para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

$h = 2.62$ m = altura del primer piso

$t = 0.15$ m = espesor del muro

$$\Phi P_n = 323.54 \text{ ton}$$

Ok

4.7.1.2. Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes

La flexocompresión máxima se obtiene de la expresión:

$$\sigma = P/A + My/I$$

Donde: $y = \frac{1}{2} L = 190$ cm

$$\sigma = 50.75 \text{ kg/cm}^2 > 0.2f'_c$$

Confinar los bordes

4.7.1.3. Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MCR)

El momento flector asociado al agrietamiento por flexión, se obtiene de la expresión:

$$\frac{M_{CR}y}{I} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'_c}$$

$$M_{CR} = 14061691 \text{ kg-cm}$$

$$M_{CR} = 140.62 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.2M_{CR}$$

$$M_u = 168.74 \text{ ton-m}$$

Se trabaja con el mayor

$$M_u = 168.74 \text{ ton-m}$$

4.7.1.4. Determinación del Refuerzo Vertical y del Momento Flector Nominal M_n

Puesto que el esfuerzo producido por la carga axial máxima ($P_u/A = 56830/5700 = 9.97$ kg/cm²) es menor que el 10% de f'_c (21 kg/cm²), para el diseño por flexocompresión se utilizará un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$. El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:

$$A_s f_y D + 1/2 P_u L \geq M_u / \phi$$

Donde: $D = 0.8 L = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m} = \text{peralte efectivo}$

$$A_s = 8.60 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se colocará $6\phi 5/8$ en los extremos más una cuantía interior mínima igual a $0.0025 (\phi 3/8 @ 20 \text{ cm})$. En la Fig. 14 podemos ver el diagrama de interacción con los valores de M_n y P_n , donde los puntos M_u/ϕ y P_u/ϕ caen en su interior, por tanto, el refuerzo es adecuado. Ingresando al diagrama tenemos un momento nominal $M_n = 200 \text{ ton-m}$.

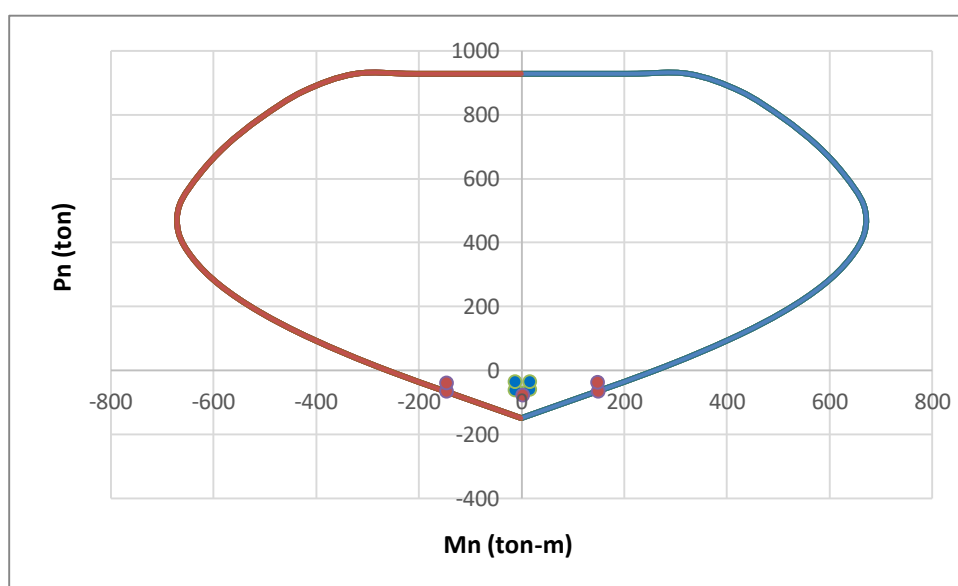


FIGURA 14: Diagrama de interacción Mx14.

4.7.1.5. Diseño del Refuerzo Horizontal

El refuerzo horizontal debe ser capaz de soportar la fuerza cortante V_u asociada al mecanismo de falla por flexión, admitiéndose que el refuerzo vertical puede incurrir en su zona de endurecimiento:

$$V_u = 1.25 V_{ua} (M_n / M_{ua})$$

$$V_u = 19.17 \text{ ton}$$

La resistencia nominal al corte está dada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$V_c = A \alpha \sqrt{f'c}$$

$\alpha = 0.53$ Aporte del concreto
 Para muros con esbeltez $h_m/L > 2.5$
 $V_c = 43.78$ ton

$V_s = A \rho f_y$ Aporte del refuerzo $\phi = 0.85$

$0.5\phi V_c = 18.61$ Ton $< V_u$

Entonces:

$\rho_{min} = 0.0025$
 $V_s = 59.85$ ton

$V_n = 103.63$ ton $< 2.7 \cdot A \cdot \sqrt{f'_c} = 223.02$ ton

Por lo tanto, se emplea $V_n = 103.63$ ton.

$\phi V_n = 88.08$ ton $> V_u$
 Ok

Usar ϕ 8 mm @ 12.5 cm (cuantía = $0.5 / (15 \times 12.5) = 0.00267$).

4.7.1.6. Diseño por Deslizamiento

La resistencia a corte-fricción en la base de la placa está dada por:

$$\phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

donde:

$\mu = 0.6$ = coeficiente de fricción en juntas sin tratamiento

$N_u = 0.9 PD = 0.9 \times 43.11 = 38.80$ ton

A_v = área de acero vertical total = $6 \times 2.0 + 16 \times 0.71 = 35.36$ cm²

Con lo cual se obtiene:

$\phi \mu (N_u + A_v f_y) = 0.85 \times 0.6 (38.80 + 35.36 \times 4.2) = 95.53$ ton. Este valor es mayor que V_u (19.17 ton), por lo que no habrá problemas por deslizamiento.

Se confinará los bordes del muro Mx14 con $\phi 3/8$, 1 @ 5, 10 @ 10, r @ 25 cm.

4.8. DISEÑO DE ALFÉIZARES Y TABIQUES

4.8.1. Diseño por carga sísmica perpendicular al plano

Todos los alféizares de las ventanas deberán estar aislados de la estructura principal y se diseñarán de acuerdo al Artículo 29 de la Norma E.070 Albañilería:

4.8.1.1. Capacidad Resistente de los Arriostres

En la Fig. 15 tenemos 2 tipos de columnetas CL la cual usaremos el adecuado de acuerdo al diseño.

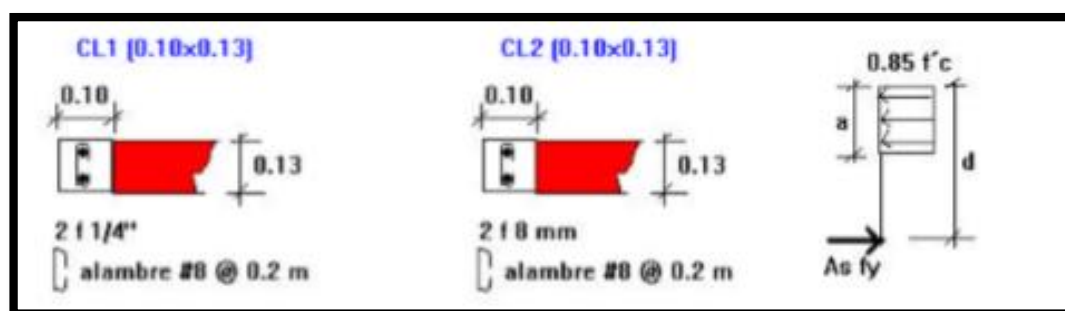


FIGURA 15: Columnetas.

Analizando a la columneta CL1 (reforzada con 2 ϕ 1/4") se tiene:

$$T = A_s f_y = 0.32 \times 4200 = 1344 \text{ kg}$$

$$\text{Igualando la tracción a la compresión: } T = C = 0.85 f'_c B a = 0.85 \times 175 \times 10 a$$

$$a = 0.9 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte efectivo} = d = 13 - 3 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Momento flector resistente: } MR = \phi T(d - a/2) = 11550 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{175} \times 10 \times 10 = 596 \text{ kg.}$$

Analizando a la columneta CL2 (reforzada con 2 ϕ 8 mm) se tiene:

$$T = A_s f_y = 0.50 \times 4200 = 2100 \text{ kg}$$

$$\text{Igualando la tracción a la compresión: } T = C = 0.85 f'_c B a = 0.85 \times 175 \times 10 a$$

$$a = 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte efectivo} = d = 13 - 3 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Momento flector resistente: } MR = \phi T(d - a/2) = 17566 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{175} \times 10 \times 10 = 596 \text{ kg.}$$

4.8.1.2. Diseño de Alféizares de $h = 1.0$ m

Para los alféizares de 1 m de altura, el caso más crítico se presenta en las ventanas de la sala-comedor, donde se requiere 3 columnetas de arriostre (Fig. 16). No es posible colocar 2 columnetas porque la porción central de la albañilería quedaría sin arriostrear. De estas 3 columnetas, la central es la que recibe más carga proveniente de la albañilería, por lo que será la única que se revisará.

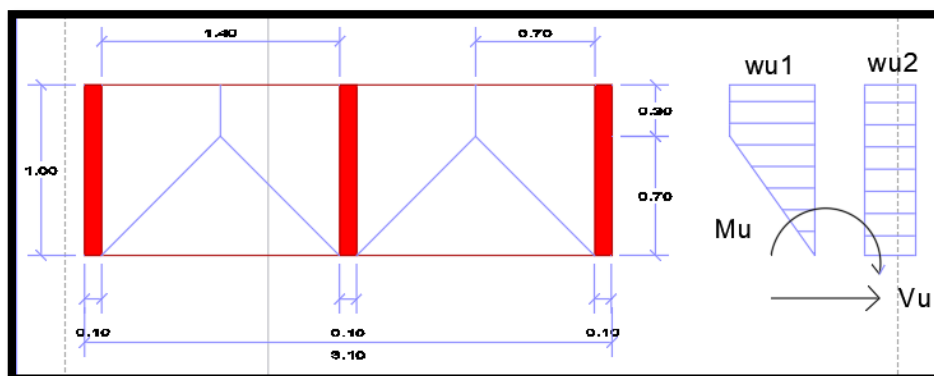


FIGURA 16: Arriostres en el alféizar de la sala-comedor

Peso propio de la albañilería tarrajada (acápite 6.1) = $0.274 \text{ ton/m}^2 = 0.0274 \text{ kg/cm}^2$

Peso propio del concreto tarrajado (acápite 6.1) = $0.352 \text{ ton/m}^2 = 0.0352 \text{ kg/cm}^2$

Carga sísmica de servicio (Norma E.070) = $w = 0.8 Z U C1 \gamma e = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 1.3 \gamma e = 0.468 \gamma e$

De acuerdo a la Norma E.030:

$Z = 0.45$ (zona sísmica 4)

$U = 1.0$ (edificio de uso común)

$C1 = 1.3$ (elemento que puede precipitarse al exterior)

Revisión de la Albañilería (Norma E.070):

$w = 0.468 \gamma e = 0.468 \times 0.0274 = 0.0128 \text{ kg/cm}^2$

momento sísmico = $M_s = m w a^2$

$a = 140 \text{ cm}$ = longitud del borde libre (Fig.11)

$b = 100 \text{ cm}$ = longitud del borde arriostrado

$b/a = 100/140 = 0.71$

$m = 0.088$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)

$M_s = 0.088 \times 0.0128 \times 140^2 = 22.12 \text{ kg-cm/cm}$

esfuerzo de tracción actuante = $f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 22.12 / 13^2 = 0.79 \text{ kg/cm}^2 < f't = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. (Ok)

Diseño de Arriostres (Norma E.060):

$wu1 = 1.25 (0.0128 \times 70 \times 2) = 2.244 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la albañilería

$wu2 = 1.25 (0.468 \times 0.0352 \times 10) = 0.206 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la columneta

$Mu = 2.244 \times 30 (30/2 + 70) + \frac{1}{2} \times 2.244 \times 70 \times \frac{2}{3} \times 70 + 0.206 \times 100 \times 50 = 10417 \text{ kg-cm}$

Entonces Usar CL1 (2Φ1/4)

$Vu = 2.244 \times 30 + \frac{1}{2} \times 2.244 \times 70 + 0.206 \times 100 = 166 \text{ kg} < \phi Vc = 596 \text{ kg}$ no necesita estribos

4.8.1.3 Diseño de Alféizares de $h = 1.80 \text{ m}$

Para los alféizares de 1.80 m de altura, el caso más crítico se presenta en las ventanas del baño, donde se requiere 2 columnetas de arriostre (Fig. 17). No es posible colocar 3 columnetas porque la longitud total de la ventana es menor a 1.50 m.

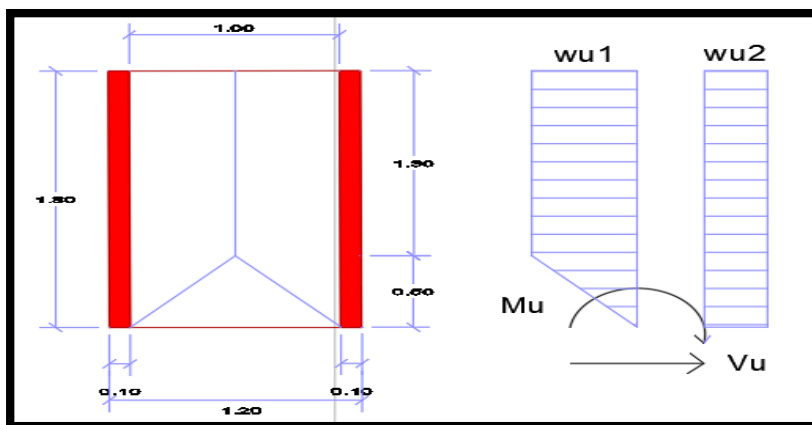


FIGURA 17: Arriostres en el alféizar del baño

Revisión de la Albañilería (Norma E.070):

$w = 0.468$ y $e = 0.468 \times 0.0274 = 0.0128 \text{ kg/cm}^2$

momento sísmico = $M_s = m w a^2$

$a = 100 \text{ cm}$ = longitud del borde libre (Fig.11)

$b = 180 \text{ cm}$ = longitud del borde arriostrado

$b/a = 180/100 = 1.80$

$m = 0.131$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)

$M_s = 0.131 \times 0.0128 \times 100^2 = 16.80 \text{ kg-cm/cm}$

esfuerzo de tracción actuante = $f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 16.80 / 13^2 = 0.60 \text{ kg/cm}^2 < f't = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. (Ok)

Diseño de Arriostres (Norma E.060):

$w_{u1} = 1.25 (0.0128 \times 50) = 0.801 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la albañilería

$w_{u2} = 1.25 (0.468 \times 0.0352 \times 10) = 0.206 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la columneta

$M_u = 0.801 \times 130 (130/2 + 50) + \frac{1}{2} \times 0.801 \times 50 \times \frac{2}{3} \times 50 + 0.206 \times 180 \times 90 = 15985 \text{ kg-cm}$

Entonces Usar CL2 (2Φ8mm)

$V_u = 0.801 \times 130 + \frac{1}{2} \times 0.801 \times 50 + 0.206 \times 180 = 161 \text{ kg} < \varphi V_c = 596 \text{ kg}$ no necesita estribos

Por tanto, se empleará en todos los alféizares de las ventanas de dormitorios, cocina y sala-comedor, columnetas del tipo CL1 (2Φ1/4) y en los baños columnetas del tipo CL2 (2Φ8mm) (Ver Fig.10).

4.8.1.4. Grosor de las Juntas Sísmicas (g)

Para el caso más crítico (zona de S.H.), el grosor de la junta sísmica entre los alféizares y los muros portantes, puede obtenerse multiplicando la máxima distorsión inelástica por la altura del alféizar:

$g = 0.005 \times 180 = 0.9 \text{ cm}$. Usar tecnopor de 3/8"

4.9. DISEÑO DE VIGAS

4.9.1. Vigas Dinteles

Se diseño de acuerdo al Artículo 9.2 de la Norma E.060 y las combinaciones de cargas siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.90CM \pm CS$$

La viga dintel actúa como conexión entre muros, generando fuerzas internas y al actuar sobre el muro, contrarrestan las cargas laterales producidas por el sismo.

Este elemento estructural tiene las siguientes ventajas:

- Disminuye los esfuerzos producidos en las conexiones del muro, dintel y losa.
- Incremento de la rigidez lateral del edificio, retardando la falla por corte en muros.
- Disminuye el momento flector en la base del muro.

Esto permite a las vigas dinteles conectar a los vanos para las puertas y ventanas de los departamentos. En la Fig. 18 se muestra la ubicación en planta de las vigas dinteles:

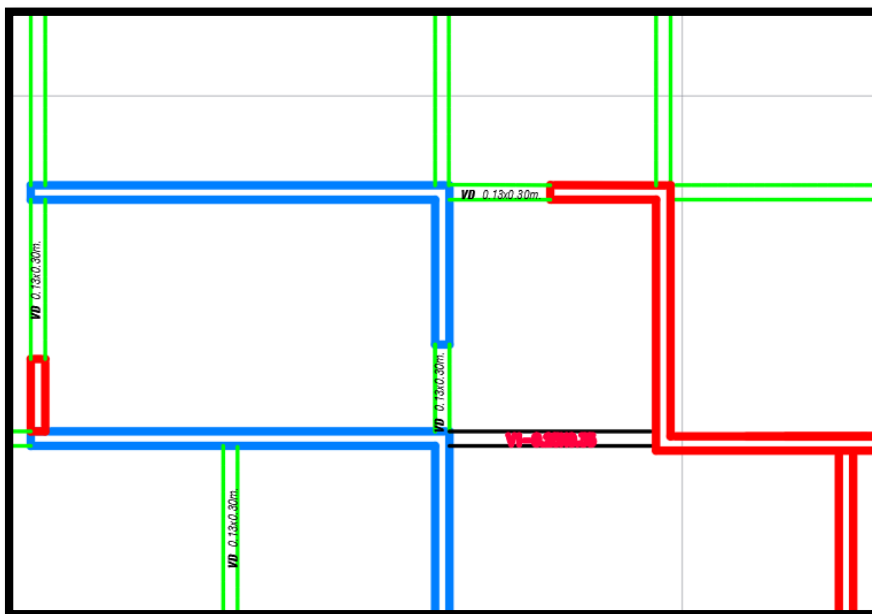


FIGURA 18: Ubicación en planta de la viga dintel.

4.9.1.1. Diseño por flexión

Los diagramas de Momento flector y Fuerza cortante se obtienen del modelado realizado en el programa ETABS 2016, donde la viga dintel más esforzada corresponde a la del tercer piso.

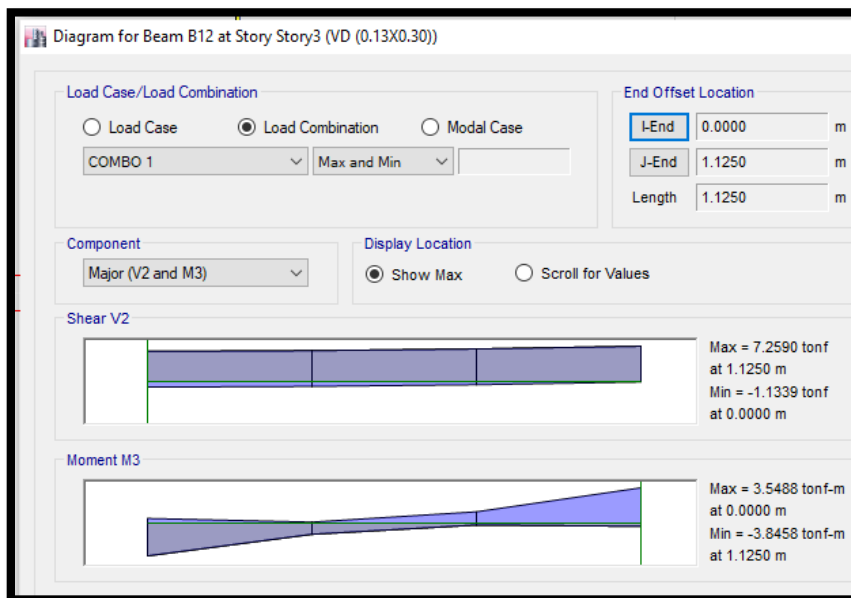


FIGURA 19: DFC (ton) y DMF (ton-m) para la viga dintel.

$$A_s = \frac{0.85 f' c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 f' c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 f' c b d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_{s-} &= 4.67 \text{ cm}^2 && \mathbf{4 \Phi 1/2} \\ A_{s+} &= 4.24 \text{ cm}^2 && \mathbf{4 \Phi 1/2} \end{aligned}$$

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f' c}}{f_y} b d \qquad A_{smin} = \frac{14}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 0.82 \text{ cm}^2 \qquad A_{smin} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.025 b d$$

$$A_{smax} = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar:} \qquad 8 \Phi 1/2$$

4.9.1.2. Diseño por corte:

De acuerdo al Artículo 21.4.4 de la Norma E.060 Concreto Armado se realizará el diseño por corte donde:

- Emplearemos estribos de 3/8" de diámetro.
- Se coloca estribos a 5 cm. De la cara externa de la viga.
- Para la zona de confinamiento: $2d = 2(30) = 60 \text{ cm}$. Tenemos los siguientes espaciamientos:

$$s_1 = \frac{d}{4} = 6.50 \text{ cm} \qquad 15 \text{ cm}$$

$$s_2 = 10d_{\text{menor}} = 12.70 \text{ cm} \qquad \Phi 1/2$$

$$s_3 = 24d_{\text{best}} = 22.86 \text{ cm} \qquad \Phi 3/8$$

$$s_4 = 30 \text{ cm}$$

$$s_p = 13 \text{ cm}$$

Estribos: $\emptyset 3/8''$ 1@5cm, 6@10cm, Rsto @12.5cm

4.9.2. Vigas Principales

Para el diseño de la viga principal se utiliza el mismo criterio de la viga dintel. La viga principal VP (0.25x0.35 m) se encuentra entre los muros My3 y My4. En la Fig. 20 se muestra la ubicación en planta de las vigas principales:

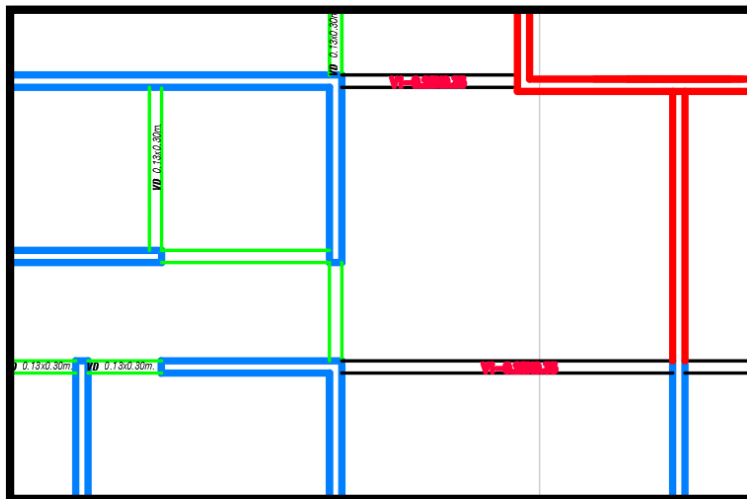


FIGURA 20: Ubicación en planta de la viga principal.

4.9.2.1. Diseño por flexión

Los diagramas de Momento flector y Fuerza cortante se obtienen del modelado realizado en el programa ETABS 2016, donde la viga principal más esforzada corresponde a la del tercer piso.

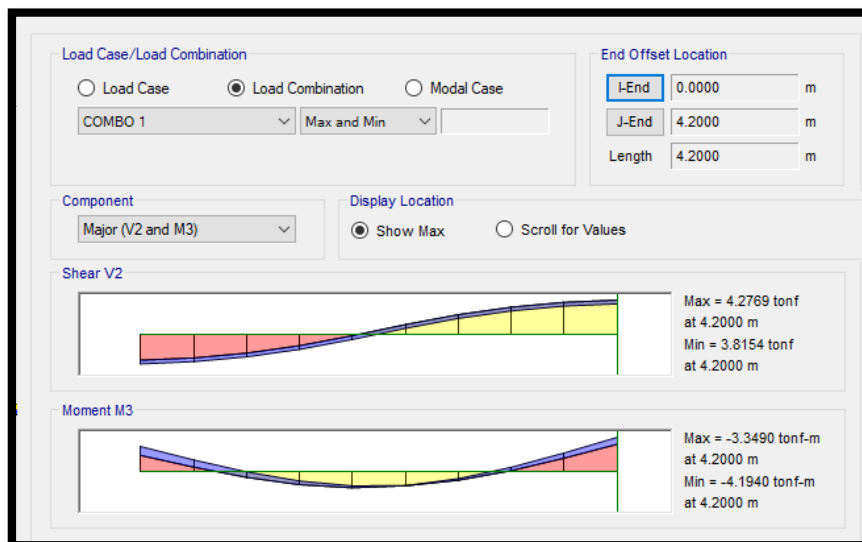


FIGURA 21: DFC (ton) y DMF (ton-m) para la viga principal.

$$A_s = \frac{0.85 f' c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 f' c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 f' c b d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

$$\begin{aligned} A_{s-} &= 3.80 \text{ cm}^2 && \mathbf{3 \Phi 1/2} \\ A_{s+} &= 1.74 \text{ cm}^2 && \mathbf{3 \Phi 1/2} \end{aligned}$$

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f' c}}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} b d$$

$$A_{smin} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.025 b d$$

$$A_{smax} = 19.375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 6 \Phi 1/2$$

4.9.2.2. Diseño por corte:

Se realiza el mismo procedimiento del Acápito 4.9.1.2.

Para la zona de confinamiento: $2d = 2(35) = 70 \text{ cm}$. Tenemos los siguientes espaciamientos:

$$s_1 = \frac{d}{4} = 7.75 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm}$$

$$s_2 = 10 d_{\text{menor}} = 12.70 \text{ cm} \quad \Phi 1/2$$

$$s_3 = 24 d_{\text{best}} = 22.86 \text{ cm} \quad \Phi 3/8$$

$$s_4 = 30 \text{ cm}$$

$$s_p = 15.5 \text{ cm}$$

Estribos: $\emptyset 3/8''$ 1@5cm, 7@10cm, Rsto @15cm

4.10. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Se realizará el diseño por flexión amplificando las cargas indicadas en la norma:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV.$$

Para el diseño de losa maciza en dos direcciones se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

- Los paños de las losas se apoyan en todo su perímetro sobre muros.
- Las cargas se distribuyen uniformemente en todo el paño.
- La carga viva no supera dos veces la carga muerta

En la Fig. 22 se presenta la distribución de paños:

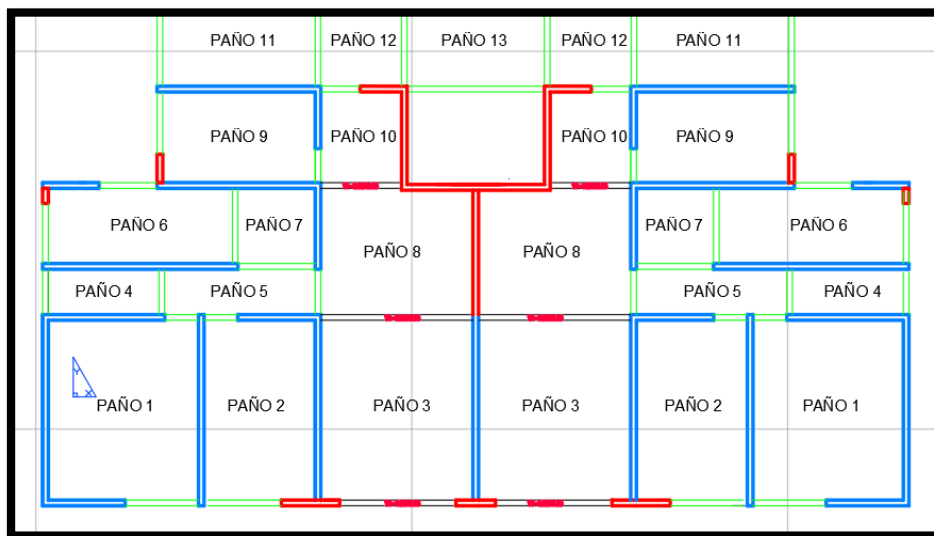


FIGURA 22: Distribución de paños de losa maciza en dos direcciones.

Las dimensiones de los paños son las siguientes:

Tabla 44: Dimensiones de los paños de losa maciza.

N° Paño	Longitud X (m)	Longitud Y (m)
1	4.00	4.75
2	2.95	4.75
3	4.05	4.75
4	2.95	1.20
5	4.00	1.20
6	4.90	2.00
7	2.05	2.00
8	4.05	3.35
9	4.05	2.40
10	2.15	2.40
11	4.05	2.10
12	2.15	2.10
13	3.65	2.10

Los paños fueron modelados en el programa SAP2000 donde colocamos apoyos simples en los bordes ubicados en el perímetro de la estructura y empotrados a los que están dentro de la estructura.

En la Fig. 23 y 24 se presenta el modelado en SAP2000 con los momentos obtenidos para el Paño 1 en ambos ejes. El mismo procedimiento se realiza para los demás paños obteniendo momentos negativos y positivos.

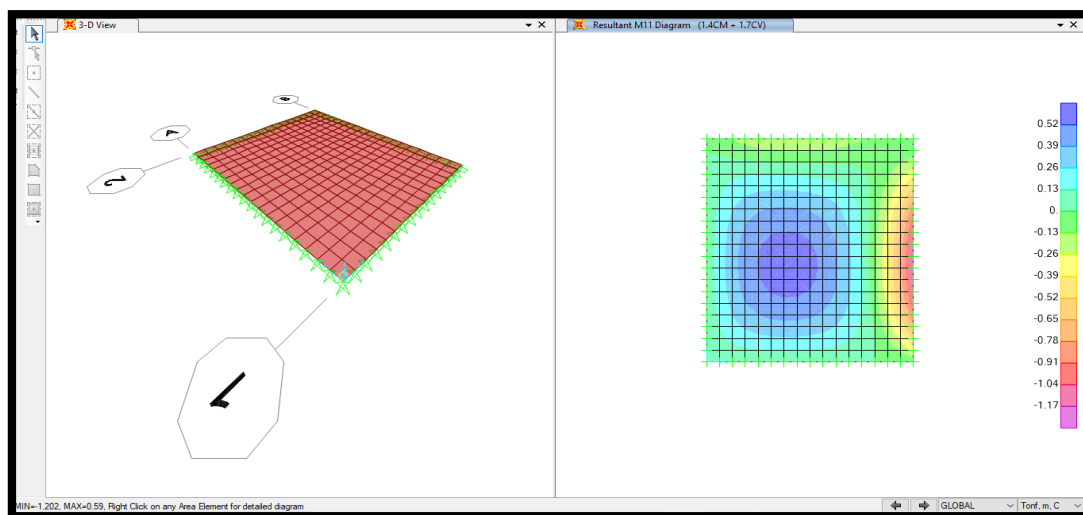


FIGURA 23: Momentos obtenidos en el Eje X-X.

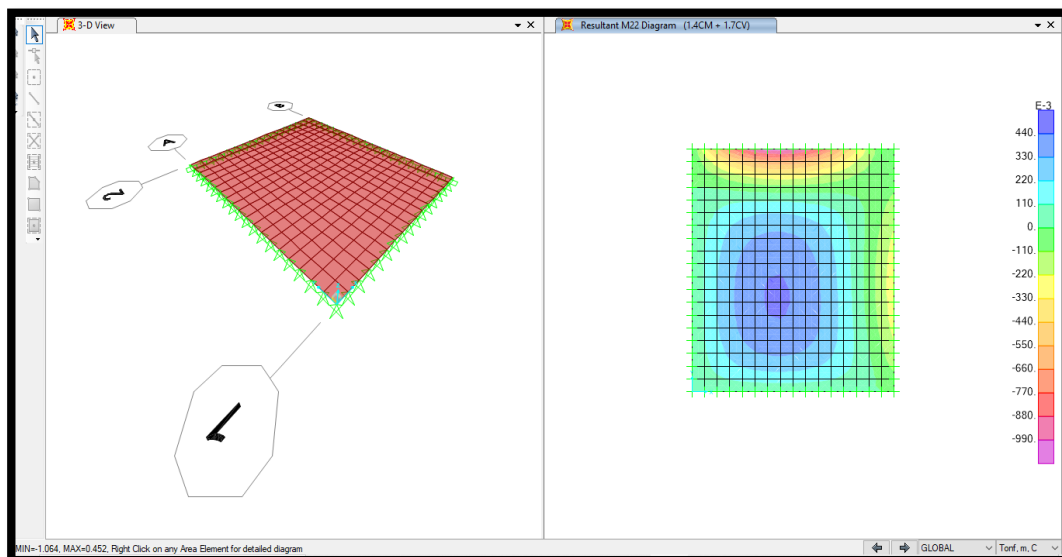


FIGURA 24: Momentos obtenidos en el Eje Y-Y.

La cuantía mínima de la armadura en losas por retracción y temperatura es de 0.0018 (Artículo 9.8.2 de la NTE E.060). Además:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0.0018 b d$$

$$As_{min} = 1.62 \text{ cm}^2$$

En la tabla 45 se puede observar los momentos positivos y negativos obtenidos en ambos ejes con sus aceros respectivos mediante el siguiente cálculo:

$$As = \frac{0.85 f'c b d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 f'c b}{fy^2} \left(\frac{0.85 f'c b d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

Tabla 45: Momentos negativos y positivos – Área de acero.

Paño		Mu- (ton-m)	As- (cm ²)	Mu+ (ton-m)	As+ (cm ²)
1	Eje X	1.202	3.71	0.590	1.78
	Eje Y	1.064	3.27	0.452	1.35
2	Eje X	0.621	1.87	0.311	0.93
	Eje Y	0.434	1.30	0.150	0.44
3	Eje X	1.015	3.11	0.476	1.43
	Eje Y	0.812	2.47	0.317	0.94
4	Eje X	0.062	0.18	0.023	0.07
	Eje Y	0.103	0.30	0.052	0.15
5	Eje X	0.062	0.18	0.021	0.06
	Eje Y	0.102	0.30	0.051	0.15
6	Eje X	0.278	0.83	0.095	0.28
	Eje Y	0.429	1.28	0.244	0.72
7	Eje X	0.183	0.54	0.081	0.24
	Eje Y	0.181	0.54	0.084	0.25
8	Eje X	0.547	1.64	0.215	0.64
	Eje Y	0.634	1.91	0.296	0.88
9	Eje X	0.286	0.85	0.099	0.29
	Eje Y	0.415	1.24	0.210	0.62
10	Eje X	0.239	0.71	0.110	0.32
	Eje Y	0.213	0.63	0.091	0.27
11	Eje X	0.212	0.63	0.073	0.22
	Eje Y	0.323	0.96	0.160	0.47
12	Eje X	0.196	0.58	0.086	0.25
	Eje Y	0.200	0.59	0.090	0.27
13	Eje X	0.213	0.63	0.066	0.19
	Eje Y	0.310	0.92	0.153	0.45

*Los Momentos de color rojo son los obtenidos del programa SAP 2000.

Se colocará dos parrillas de 1/2"@0.40 m en la parte superior y en la parte inferior se usará acero mínimo colocando dos parrillas de 3/8"@0.40 m.

4.11. DISEÑO DE PLATEAS DE CIMENTACIÓN

Debido a que la capacidad portante del suelo es menor a 1.5 kg/cm² (0.65 kg/cm²) no es posible trabajar con cimientos corridos, una opción sería las plateas de cimentación debido a que reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo, evitando así los asentamientos diferenciales. El espesor de la losa depende del número de pisos:

- Para edificios hasta 3 pisos se puede emplear 15 cm.
- Para edificios hasta 5 pisos se acepta 20 cm.
- Para edificios entre 6 a 8 pisos se acepta de 25 a 30 cm.

Cuenta además con dientes para confinar el relleno de apoyo con dimensiones que varían desde 25x65 hasta 35x150 cm, ubicadas debajo de los muros de albañilería y placas de concreto armado.

El cálculo es similar al de una losa maciza en dos direcciones considerando que las cargas son esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio, en este caso, de las placas de concreto armado y los muros portantes de albañilería. Se realizó el mismo procedimiento en SAP2000 considerando las siguientes características:

Espesor de losa de cimentación: 0.20 m.

Dientes de confinamiento: 0.25 x 0.70 m.

A continuación, se describen los pasos desarrollados para el diseño:

- Se calcula el esfuerzo en el suelo por gravedad de la estructura:

$$P = PM + 0.50PV = \mathbf{1769.66 \text{ ton}}$$

$$\text{Area Total} = \mathbf{514.75}$$

$$\bar{\delta}_{\text{grav}} = \frac{1769.66 \text{ ton}}{514.75} = 3.44 \text{ ton/m}^2 < 6.50 \text{ ton/m}^2$$

Ok

- Se calcula el esfuerzo en el suelo por sismo:

$$P = PM + 0.25PV = 1681.14 \text{ ton}$$

$$\mathbf{Msx= 1935.23 \text{ ton-m}}$$

$$\mathbf{Msy= 1830.39 \text{ ton-m}}$$

$$ex = Msx/P = 0.87 \text{ m}$$

$$ey = Msy/P = 0.92 \text{ m}$$

$$\mathbf{Lx= 22.90 \text{ m}}$$

$$\mathbf{Ly= 24.15 \text{ m}}$$

$$ax = L/2 - ex = 10.58 \text{ m}$$

$$ay = L/2 - ey = 11.16 \text{ m}$$

$$Ax = 2(ax)(Ly) = 511.08 \text{ m}^2$$

$$Ay = 2(ay)(Lx) = 510.97 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sisx} = 3.29 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sisy} = 3.29 \text{ ton/m}^2$$

$$< 8.45$$

Ok

$$\sigma_{u \text{ grav}} = (1.4PM + 1.7(0.5PV))/A_{total} = \mathbf{4.92 \text{ ton/m}^2}$$

$$\sigma_{u \text{ sisx}} = 1.25(PM + 0.25PV)/Ax = 4.11 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ sisy}} = 1.25(PM + 0.25PV)/Ay = 4.11 \text{ ton/m}^2$$

Se realizo la misma distribución de paños de la losa maciza para piso típico.

Se analizaron los paños de losa en el SAP2000 con 4.92 Tn/m². En la Fig. 25 y 26 se presenta el modelado en SAP2000 con los momentos obtenidos para el Paño 1 en ambos ejes. El mismo procedimiento se realiza para los demás paños obteniendo momentos negativos y positivos.

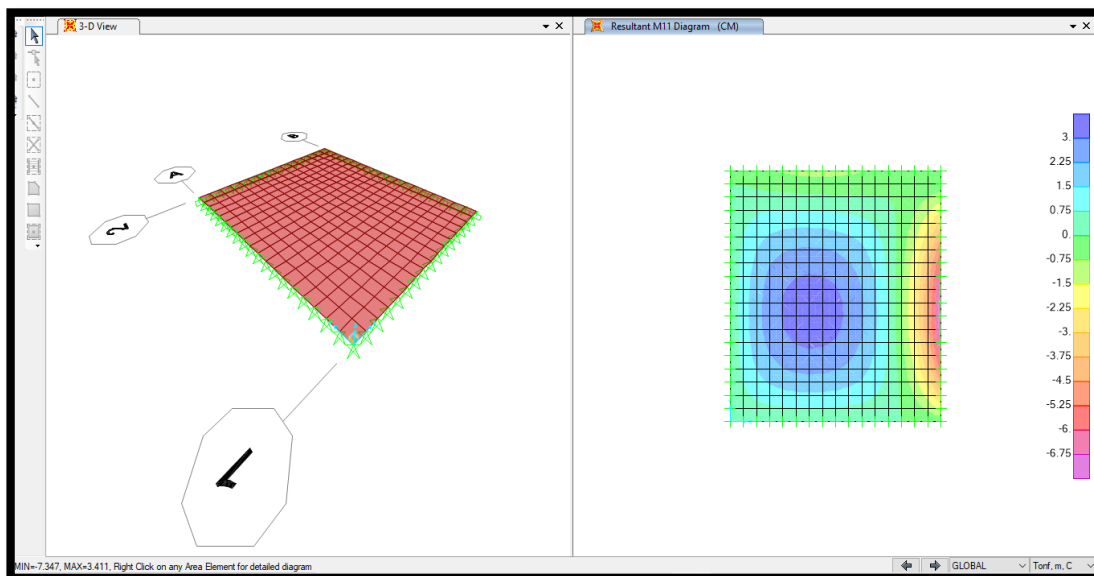


FIGURA 25: Momentos obtenidos en el Eje X-X.

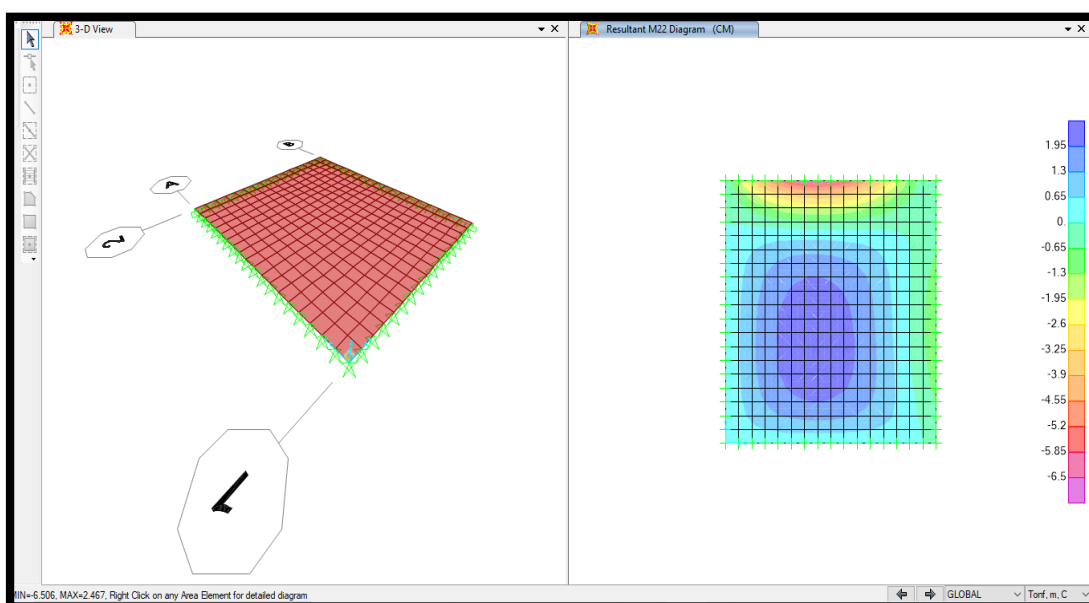


FIGURA 26: Momentos obtenidos en el Eje Y-Y.

La cuantía mínima de la armadura en plateas de cimentación es de 0.0018. Además:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 b d$$

$$A_{s_{min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

En la tabla 46 se puede observar los momentos positivos y negativos obtenidos en ambos ejes con sus aceros respectivos mediante el siguiente cálculo:

$$A_s = \frac{0.85 f' c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 f' c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 f' c b d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

Tabla 46: Momentos negativos y positivos – Área de acero.

	Paño	Mu- (kg-m)	As- (cm2)	Mu+ (kg-m)	As+ (cm2)
1	Eje X	7.35	14.65	3.41	6.33
	Eje Y	6.51	12.76	2.47	4.52
2	Eje X	3.80	7.10	1.90	3.44
	Eje Y	2.65	4.86	0.91	1.63
3	Eje X	6.20	12.08	2.91	5.36
	Eje Y	4.97	9.47	1.94	3.52
4	Eje X	0.38	0.67	0.14	0.25
	Eje Y	0.63	1.12	0.32	0.57
5	Eje X	0.38	0.67	0.13	0.23
	Eje Y	0.63	1.12	0.31	0.55
6	Eje X	1.70	3.07	0.58	1.03
	Eje Y	2.62	4.80	1.50	2.70
7	Eje X	1.12	2.01	0.50	0.89
	Eje Y	1.11	1.99	0.51	0.91
8	Eje X	3.34	6.19	1.32	2.37
	Eje Y	3.88	7.26	1.81	3.28
9	Eje X	1.75	3.16	0.61	1.09
	Eje Y	2.53	4.63	1.29	2.32
10	Eje X	1.46	2.63	0.67	1.19
	Eje Y	1.30	2.34	0.56	1.00
11	Eje X	1.30	2.34	0.45	0.80
	Eje Y	1.97	3.57	0.98	1.75
12	Eje X	1.20	2.15	0.53	0.94
	Eje Y	1.22	2.19	0.55	0.98
13	Eje X	1.30	2.34	0.40	0.71
	Eje Y	1.90	3.44	0.93	1.66

*Los Momentos de color rojo son los obtenidos del programa SAP 2000.

En la tabla 46 se observan las áreas de aceros con las cuantías mínimas requeridas corregidas de la tabla 47:

Tabla 47: Área de acero requeridas – espaciamiento entre varillas.

Paño		As- (cm2)	Varilla	S	As+ (cm2)	Varilla	S
1	Eje X	14.65	Φ3/4	0.20	6.33	Φ1/2	0.25
	Eje Y	12.76	Φ3/4	0.25	4.52	Φ3/8	0.20
2	Eje X	7.10	Φ5/8	0.30	3.44	Φ3/8	0.25
	Eje Y	4.86	Φ1/2	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
3	Eje X	12.08	Φ5/8	0.20	5.36	Φ1/2	0.25
	Eje Y	9.47	Φ5/8	0.25	3.52	Φ3/8	0.25
4	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
5	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
6	Eje X	3.07	Φ3/8	0.25	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	4.80	Φ1/2	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
7	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
8	Eje X	6.19	Φ1/2	0.25	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	7.26	Φ1/2	0.20	3.28	Φ3/8	0.25
9	Eje X	3.16	Φ3/8	0.25	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	4.63	Φ3/8	0.20	2.70	Φ3/8	0.30
10	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
11	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	3.57	Φ3/8	0.20	2.70	Φ3/8	0.30
12	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
13	Eje X	2.70	Φ3/8	0.30	2.70	Φ3/8	0.30
	Eje Y	3.44	Φ3/8	0.25	2.70	Φ3/8	0.30

*El diámetro de la varilla de color rojo, son los diámetros que más se acercan al área acero requerido

Los dientes de confinamiento tendrán dimensiones de 0.25 x 0.70 m y se usara acero mínimo:

$$A_{Smin} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Se colocará 3Φ3/8" en la parte superior e inferior y estribos de 3/8" @0.25 m.

4.12. DISEÑO DE ESCALERAS EN U

Las escaleras son elementos estructurales que tienen un comportamiento similar a la de una losa maciza en una dirección que conectan a diferentes pisos de la edificación y se apoyan sobre muros.

Tendrá las siguientes características:

t=	0.12 m
acabados=	100 kg/m ²
S/C=	200 kg/m ²
CP=	0.185 m
P=	0.25 m

$$\text{Cos}\alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\text{Cos}\alpha = 0.80$$

$$hm = \frac{t}{\text{Cos}\alpha} + \frac{CP}{2}$$

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

a) DEL TRAMO INCLINADO:

Peso Propio de la Escalera:	0.24	X	1.00	X	2400	=	0.580 ton/m
Acabados:			1.00	X	100	=	0.100 ton/m
					WD	=	0.680 ton/m
Sobrecarga:			1.00	X	200	=	0.200 ton/m
					WL	=	0.200 ton/m

b) DEL DESCANSO:

Peso Propio del Descanso:	0.12	X	1.00	X	2400	=	0.288 ton/m
Acabados:			1.00	X	100	=	0.100 ton/m
					WD	=	0.388 ton/m
Sobrecarga:			1.00	X	200	=	0.200 ton/m
					WL	=	0.200 ton/m

Se modelaron los tres tramos en el programa SAP2000 con apoyos simples en la base de la escalera y en los descansos. Se ingresaron las cargas uniformes del tramo inclinado y descanso calculados anteriormente:

TRAMO I y III

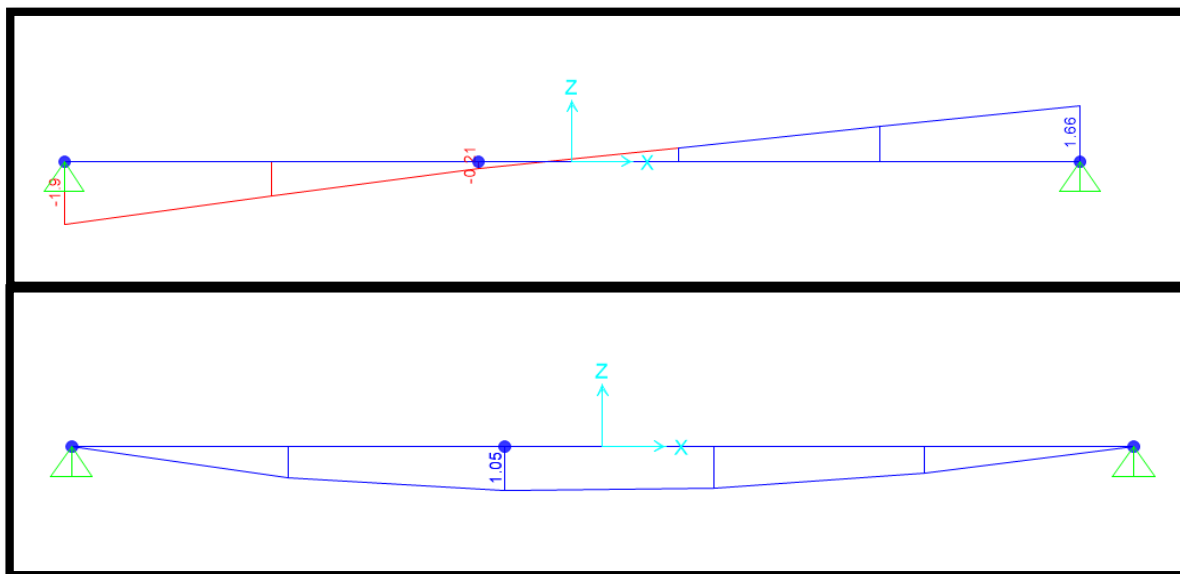


FIGURA 27: D.F.C. (ton) y D.M.F. (ton-m) del Tramo I y III.

M=	1.05 ton-m
d=	9 cm
f'c=	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
b=	100 cm
φ=	0.9

$$A_{smin} = 0.0018 b t$$

$$A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2$$

**a) REFUERZO LONGITUDINAL
POSITIVO:**

$$M_{+} = 0.95 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 f'c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 f'c b d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

A _s =	2.89 cm ²
db=	Φ3/8
Ab=	0.71 cm ²
A _s =	2.89 cm ²
S=	0.25 m
Φ3/8	@ 0.25 m

**a) REFUERZO
LONGITUDINAL NEGATIVO:**

$$M = 0.47 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85 f' c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 f' c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85 f' c b d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)}$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$d_b = \Phi 8 \text{ mm}$$

$$A_b = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.23 \text{ m}$$

$$\Phi 8 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$$

**c) REFUERZO POR
TEMPERATURA:**

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$d_b = \Phi 1/4$$

$$A_b = 0.32 \text{ cm}^2$$

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

$$\Phi 1/4 @ 0.15 \text{ m}$$

**CHEQUEO
AL CORTE**

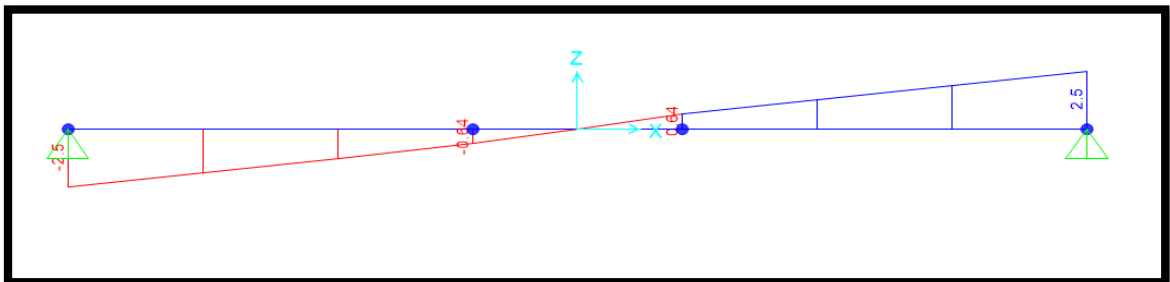
$$V_u = 1.90 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f' c} b d$$

$$V_c = 5.88 \text{ ton} > V_u$$

Ok

TRAMO II



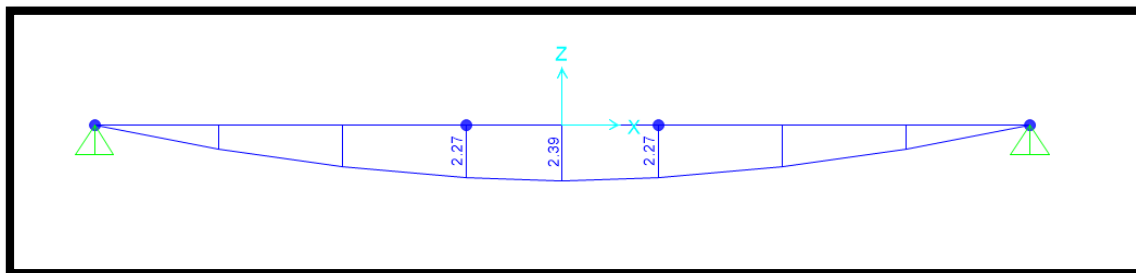


FIGURA 28: D.F.C. (ton) y D.M.F. (ton-m) del Tramo II.

a) REFUERZO LONGITUDINAL POSITIVO:

$M+= 2.15 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{0.85f'c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7f'c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85f'c b d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

$A_s = 6.96 \text{ cm}^2$
 $db = \Phi 1/2$
 $Ab = 1.29 \text{ cm}^2$
 $A_s = 6.96 \text{ cm}^2$
 $S = 0.19 \text{ m}$
 $\Phi 1/2 @ 0.20 \text{ m}$

a) REFUERZO LONGITUDINAL NEGATIVO:

$M=- 1.08 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{0.85f'c b d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7f'c b}{f_y^2} \left(\frac{0.85f'c b d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

$A_s = 3.30 \text{ cm}^2$
 $db = \Phi 3/8$
 $Ab = 0.71 \text{ cm}^2$
 $A_s = 3.30 \text{ cm}^2$
 $N^\circ \text{ varillas en } b = 4.65$
 $S = 0.21 \text{ m}$
 $\Phi 3/8 @ 0.225 \text{ m}$

c) REFUERZO POR TEMPERATURA:

$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$
 $db = \Phi 1/4$
 $Ab = 0.32 \text{ cm}^2$
 $S = 0.15 \text{ m}$
 $\Phi 1/4 @ 0.15 \text{ m}$

**CHEQUEO
AL CORTE**

Vu= 2.50 ton

$$Vc = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

Vc= 5.88 ton > Vu
Ok

4.13. Diseño de los muros agrietados por corte (Propuesta de Norma E. 070)

4.13.1. Parámetros comunes

$f'c = 0.210 \text{ ton/cm}^2$ (en la Norma antigua se trabajó con $f'c = 0.175 \text{ kg/cm}^2$)

Se toman los mismos criterios del Acápite 4.6.2.1 y 4.6.2.2

Tabla 48: Piso 1 – Diseño de los muros agrietados X-X

MURO	Mx1, Mx5		Mx6, Mx9		Mx7, Mx8		Mx10, Mx11		Mx12, Mx16		Mx13, Mx15		Mx17, Mx20	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	12.95		20.33		14.58		34.04		4.84		19.88		25.73	
2) Vm	14.17		21.39		14.54		34.81		6.21		26.69		28.03	
3) Mu	16.34		33.89		15.76		98.18		6.99		49.01		53.60	
4) L	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
5) Lm	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
6) Nc	2		2		2		2		2		2		2	
7) M	-1.37		7.15		-2.42		54.67		-0.77		15.65		18.56	
8) F	-0.64		2.25		-1.13		10.66		-0.54		3.73		4.42	
9) Pc	6.48		10.17		7.29		17.02		2.42		9.94		12.87	
10) Pt	7.30	0	7.30	0	0	6.38	0	0	2.47	0	5.23	3.20	0	2.24
11) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12) C	5.83	5.83	12.41	12.41	6.16	6.16	27.68	27.68	1.88	1.88	13.67	13.67	17.28	17.28
13) Vc	7.09	7.09	10.70	10.70	7.27	7.27	17.41	17.41	3.11	3.11	13.35	13.35	14.02	14.02
14) As	1.98	1.98	3.00	3.00	2.04	2.04	4.88	4.88	0.87	0.87	3.74	3.74	3.93	3.93
15) As a usar	4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 8 mm 2.00	1#4+3#3 3.40	1#4+3#3 3.40	4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 8 mm 2.00	1#4+5#3 4.82	1#4+5#3 4.82	4 Ø 8 mm 2.00	4 Ø 8 mm 2.00	2#4+2#3 3.96	2#4+2#3 3.96	2#4+2#3 3.96	2#4+2#3 3.96
16) δ	1	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	1	1	0.8	1
17) An	2	2	23	28	5	4	140	140	-30	-38	20	20	60	49
18) Acf	198	198	300	300	204	204	488	488	195	87	374	374	393	393
19) Usar b=	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
h=	25	25	25	25	25	25	40	40	25	25	30	30	30	30
20) Ac	325	325	325	325	325	325	520	520	325	325	390	390	390	390
21) An	189	189	189	189	189	189	324	324	189	189	234	234	234	234
22) Asmin	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	2.60	2.60	1.63	1.63	1.95	1.95	1.95	1.95
23) s1	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.53	6.53	6.08	6.08	6.28	6.28	6.28	6.28
24) s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25) s3	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	10	10	6.25	6.25	7.5	7.5	7.5	7.5
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[] ¼"	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5
Soleras	muro Mx1, muro Mx5		muro Mx6, muro Mx9		muro Mx7, muro Mx8		muro Mx10, muro Mx11		muro Mx12, muro Mx16		muro Mx13, muro Mx15		muro Mx17, muro Mx20	
29) Ts	7.09		10.70		7.27		17.41		3.11		13.35		14.02	
30) As	1.87		2.83		1.92		4.60		0.82		3.53		3.71	
31) usar	4 Ø 8 mm		4#3		4 Ø 8 mm		3#4+1#3		4 Ø 8 mm		2#4+2#3		2#4+2#3	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 36.

Tabla 49: Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y

MURO	My1, My7		My2, My6		My3, My5		My4		My8, My10		My14, My17	
Columna	C1	C3	C15	C16	C17	C6	C18	C19	C20	C12	C21	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	29.21		36.06		25.53		14.29		12.78		8.95	
2) Vm	32.52		34.09		31.67		29.09		14.66		8.29	
3) Mu	68.17		71.56		53.70		27.82		12.32		7.48	
4) L	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
5) Lm	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
6) Nc	2		2		2		2		2		2	
7) M	27.52		28.95		14.11		-8.54		-6.01		-2.88	
8) F	5.62		5.91		2.88		-1.74		-2.69		-1.82	
9) Pc	14.61		18.03		12.77		7.15		6.39		4.48	
10) Pt	3.24	5.08	0	0	8.50	3.65	5.88	0	0	4.97	0.00	6.43
11) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12) C	20.22	20.22	23.94	23.94	15.65	15.65	5.40	5.40	3.70	3.70	2.65	2.65
13) Vc	16.26	16.26	17.05	17.05	15.84	15.84	14.55	14.55	7.33	7.33	4.15	4.15
14) As	4.55	4.55	4.77	4.77	4.44	4.44	4.07	4.07	2.05	2.05	1.16	1.16
15) As	3#4+1#3	3#4+1#3	1#4+5#3	1#4+5#3	3#4+1#3	3#4+1#3	6#3	6#3	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm
a usar	4.52	4.52	4.82	4.82	4.52	4.52	4.26	4.26	2.00	2.00	2.00	2.00
16) δ	1	1	0.8	0.8	1	1	1	0.8	0.8	1	0.8	1
17) An	60	60	103	103	23	23	-53	-67	-20	-15	-30	-24
18) Acf	455	455	477	477	444	444	407	407	205	205	195	116
19) Usar b=	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
h=	35	35	40	40	35	35	35	35	25	25	25	25
20) Ac	455	455	520	520	455	455	455	455	325	325	325	325
21) An	279	279	324	324	279	279	279	279	189	189	189	189
22) Asmín	2.28	2.28	2.60	2.60	2.28	2.28	2.28	2.28	1.63	1.63	1.63	1.63
23) s1	6.43	6.43	6.53	6.53	6.43	6.43	6.43	6.43	6.08	6.08	6.08	6.08
24) s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25) s3	8.75	8.75	10	10	8.75	8.75	8.75	8.75	6.25	6.25	6.25	6.25
26) s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27) zona c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[] ¼"	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5
Soleras	muro My1, muro My7		muro My2, muro My6		muro My3, muro My5		muro My4		muro My8, muro My10		muro My14, muro My17	
29) Ts	16.26		17.05		15.84		14.55		7.33		4.15	
30) As	4.30		4.51		4.19		3.85		1.94		1.10	
31) usar	6#3		3#4+1#3		6#3		2#4+2#3		4 Ø 8 mm		4 Ø 8 mm	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 37.

4.13.2 Reducción de Columnas y Soleras

El peralte mínimo de la columna de confinamiento para esta norma es de 25 cm. (Artículo 11.6 de la Propuesta de Norma E.070).

De este modo, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

CT1: columna C1 en forma de L, 13x35 cm, con 10 φ 8 mm, [] ¼" 1 @ 5, 6 @ 7.5 cm.

CT2: columnas C2, C4, C5, C9, C10, C20 y C21, 13x25 cm, con 4 φ 8 mm, 9 [] ¼" @ 5 cm.

CT3: columnas C11, C12, C13 y C14, 13x30 cm, con 2#4 + 2#3, [] ¼" 9 [] ¼" @ 5 cm.

CT4: columnas C3, C6, C17, C18 y C19, 13x35 cm, con 3#4 + 1#3, [] ¼" 9 [] ¼" @ 5 cm.

CT5: columna C7, C8, C15 y C16, 13x40 cm, con 1#4 + 5#3, [] ¼" 9 [] ¼" @ 5 cm.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, se reducen a 3 tipos:

S1: muros Mx1, Mx5, Mx7, Mx8, Mx12, Mx16, My8, My10, My14, My17, con 4 ϕ 8 mm, [] ¼" 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

S2: muros Mx6, Mx9, Mx13, Mx15, Mx17, Mx20, My4, con 2#4 + 2#3, [] ¼" 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

S3: muros Mx10, Mx11, My1, My2, My3, My5, My6, My7, con 3#4 + 1#3, [] ¼" 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

4.14. Diseño de los muros no agrietados por corte (Propuesta de Norma E. 070)

En este caso el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo.

4.14.1. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

Se toman los mismos criterios del Acápitem Acápitem 4.6.3.1 y 4.6.3.2

Tabla 50: Piso 2 – Diseño de los muros no agrietados X-X

MURO	Mx1, Mx5		Mx6, Mx9		Mx7, Mx8		Mx10, Mx11		Mx12, Mx16		Mx13, Mx15		Mx17, Mx20	
Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	9.53		15.14		10.66		24.97		3.46		14.67		18.51	
2) Vu	5.39		11.58		7.06		17.62		2.96		25.49		18.02	
3) Mu	9.13		21.87		10.88		53.71		4.18		42.51		36.81	
4) L	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
5) Lm	2.13		3.18		2.13		5.13		1.43		4.20		4.20	
6) Nc	2		2		2		2		2		2		2	
7) F	4.29		6.88		5.11		10.47		2.92		10.12		8.76	
8) Pc	4.77		7.57		5.33		12.49		1.73		7.34		9.26	
9) Pt	5.56	0	5.56	0	0.00	4.56	0	0	1.89	0	0	2.25	0	1.63
10) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.19	2.79	0.54	0.00	0.00
11) C	9.05	9.05	14.45	14.45	10.44	10.44	22.95	22.95	4.65	4.65	17.46	17.46	18.02	18.02
12) As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.74	0.14	0.00	0.00
15) As	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm	4 ϕ 8 mm
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
14) $\bar{\sigma}$	1	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0.8	1
15) An	27	34	71	88	48	38	173	173	-8	-10	118	95	123	99
16) Usar b=	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
h=	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
17) Ac	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325
18) An	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189
19) Asmín	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Soleras	muro Mx1, muro Mx5		muro Mx6, muro Mx9		muro Mx7, muro Mx8		muro Mx10, muro Mx11		muro Mx12, muro Mx16		muro Mx13, muro Mx15		muro Mx17, muro Mx20	
20) Ts	2.70		5.79		3.53		8.81		1.48		12.75		9.01	
21) As	0.71		1.53		0.93		2.33		0.39		3.37		2.38	
22) usar	4 ϕ 8 mm		4 ϕ 8 mm		4 ϕ 8 mm		4#3		4 ϕ 8 mm		1#4+3#3		4#3	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 38.

Tabla 51: Piso 2 – Diseño de los muros no agrietados Y-Y

MURO	My1, My7		My2, My6		My3, My5		My4		My8, My10		My14, My17	
Columna	C1	C3	C15	C16	C17	C6	C18	C19	C20	C12	C21	C14
Ubicación	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema	extrema
1) Pg	22.25		26.45		18.25		10.57		8.99		6.53	
2) Vu	22.93		13.30		23.96		28.23		4.23		3.13	
3) Mu	51.21		39.13		46.90		36.64		6.64		4.53	
4) L	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
5) Lm	4.90		4.90		4.90		4.90		2.23		1.58	
6) Nc	2		2		2		2		2		2	
7) F	10.45		7.99		9.57		7.48		2.98		2.87	
8) Pc	11.13		13.23		9.13		5.29		4.50		3.27	
9) Pt	2.38	3.79	0	0	6.62	2.67	4.28	0	0	3.67	0	4.63
10) T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.19	0.00	0.00	0.00	0.00
11) C	21.58	21.58	21.21	21.21	18.70	18.70	12.76	12.76	7.47	7.47	6.13	6.13
12) As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00
15) As	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm	4 Ø 8 mm
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
14) δ	1	1	0.8	0.8	1	1	1	0.8	0.8	1	0.8	1
15) An	128	128	155	155	105	105	57	71	18	15	5	4
16) Usar b=	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
h=	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
17) Ac	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325	325
18) An	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189	189
19) Asmín	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
Soleras	muro My1, muro My7		muro My2, muro My6		muro My3, muro My5		muro My4		muro My8, muro My10		muro My14, muro My17	
20) Ts	11.47		6.65		11.98		14.12		2.12		1.57	
21) As	3.03		1.76		3.17		3.73		0.56		0.41	
22) usar	1#4+3#3		4 Ø 8 mm		1#4+3#3		1#4+3#3		4 Ø 8 mm		4 Ø 8 mm	

*Los números en rojo se obtienen de la tabla 39.

4.14.2 Reducción de Columnas y Soleras

Siguiéndose los mismos criterios del acápite 4.13.3, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

CT1: columna C1 en forma de L, 13x25 cm, con 8 φ ¼"

CT2: columnas C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18, C19, C20 y C21, 13x25 cm, con 4 φ 8 mm.

Y las vigas soleras, de 20x12 cm, serán las mismas a las empleadas en el primer nivel:

S1: muros Mx1, Mx5, Mx6, Mx7, Mx8, Mx9, Mx12, Mx16, My2, My6, My8, My10, My14, My17, con 4 φ 8 mm

S2: muros Mx13, Mx15, My1, My3, My4, My5, My7, con 1#4 + 3#3.

S3: muros Mx10, Mx11, Mx17, Mx20, con 4#3.

Tanto en las columnas como en las soleras el estribaje es mínimo: [] ¼" 1 @ 5, 4 @ 10 r @ 25 cm. Este refuerzo se repite en los pisos superiores 3 y 4, ya que prácticamente es mínimo.

4.15. DISEÑO DE ALFÉIZARES Y TABIQUES

4.15.1. Diseño por carga sísmica perpendicular al plano

4.15.1.1. Capacidad Resistente de los Arriostres

Para el propósito de esta Norma solo se necesitará usar CL1 (Fig.29).

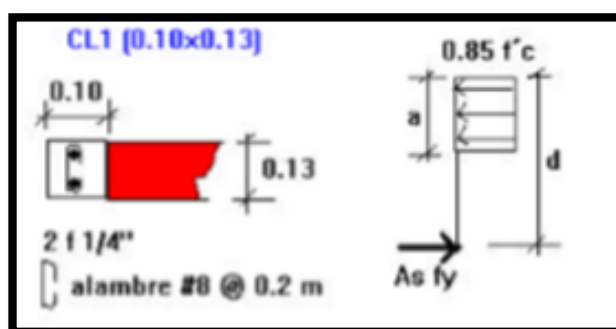


FIGURA 29: Columnetas

Analizamos la columneta CL1 (reforzada con 2 ϕ 1/4") se tiene:

$$T = A_s f_y = 0.32 \times 4200 = 1344 \text{ kg}$$

$$\text{Igualando la tracción a la compresión: } T = C = 0.85 f'_c B a = 0.85 \times 175 \times 10 a$$

$$a = 0.9 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte efectivo} = d = 13 - 3 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Momento flector resistente: } MR = \phi T(d - a/2) = 11550 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{175} \times 10 \times 10 = 596 \text{ kg.}$$

4.15.1.2. Diseño de Alféizares de h = 1.0 m

Se seguirán los mismos criterios del Acápite 4.8.1.2

$$\text{Peso propio de la albañilería tarrajada (acápite 6.1)} = 0.274 \text{ ton/m}^2 = 0.0274 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso propio del concreto tarrajado (acápite 6.1)} = 0.352 \text{ ton/m}^2 = 0.0352 \text{ kg/cm}^2$$

Carga sísmica de servicio (Propuesta de Norma E.070)

$$w = 0.4 Z U S P_e = 0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1.10 P_e = 0.198 P_e$$

De acuerdo a la Norma E.030:

$Z = 0.45$ (zona sísmica 4)

$U = 1.0$ (edificio de uso común)

$S = 1.10$ (Suelo flexible)

Revisión de la Albañilería (Propuesta de Norma E.070):

$w = 0.198$ $P_e = 0.198 \times 0.0274 = 0.0054$ kg/cm²

momento sísmico = $M_s = m w a^2$

$a = 140$ cm = longitud del borde libre (Fig.11)

$b = 100$ cm = longitud del borde arriostrado

$b/a = 100/140 = 0.71$

$m = 0.088$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)

$M_s = 0.088 \times 0.0054 \times 140^2 = 9.36$ kg-cm/cm

esfuerzo de tracción actuante = $f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 9.36 / 13^2 = 0.33$ kg/cm² < $f'_t = 1.5$ kg/cm². (Ok)

Diseño de Arriostres (Norma E.060)

$w_{u1} = 1.25$ ($0.0054 \times 70 \times 2$) = 0.949 kg/cm = carga última proveniente de la albañilería

$w_{u2} = 1.25$ ($0.468 \times 0.0054 \times 10$) = 0.087 kg/cm = carga última proveniente de la columneta

$M_u = 0.949 \times 30(30/2 + 70) + \frac{1}{2} \times 2.244 \times 70 \times \frac{2}{3} \times 70 + 0.087 \times 100 \times 50 = 4407$ kg-cm

Entonces Usar CL1 (2Φ1/4)

$V_u = 0.949 \times 30 + \frac{1}{2} \times 2.244 \times 70 + 0.087 \times 100 = 70$ kg < $\phi V_c = 596$ kg no necesita estribos

4.15.1.3. Diseño de Alféizares de $h = 1.80$ m

Se seguirán los mismos criterios del Acápite 4.15.1.2

Revisión de la Albañilería (Propuesta de Norma E.070)

$w = 0.198$ $P_e = 0.198 \times 0.0274 = 0.0054$ kg/cm²

momento sísmico = $M_s = m w a^2$

$a = 100$ cm = longitud del borde libre (Fig.11)

$b = 180$ cm = longitud del borde arriostrado

$b/a = 180/100 = 1.80$

$m = 0.131$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)

$M_s = 0.131 \times 0.0054 \times 100^2 = 7.11$ kg-cm/cm

esfuerzo de tracción actuante = $f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 7.11 / 13^2 = 0.25$ kg/cm² < $f'_t = 1.5$ kg/cm². (Ok)

Diseño de Arriostres (Norma E.060):

$wu1 = 1.25 (0.0054 \times 50) = 0.339 \text{ kg/cm} = \text{carga última proveniente de la albañilería}$

$wu2 = 1.25 (0.198 \times 0.0352 \times 10) = 0.087 \text{ kg/cm} = \text{carga última proveniente de la columneta}$

$Mu = 0.339 \times 130 (130/2 + 50) + \frac{1}{2} \times 0.801 \times 50 \times \frac{2}{3} \times 50 + 0.087 \times 180 \times 90 = 6763 \text{ kg-cm}$

Entonces Usar CL1 (2Φ1/4)

$Vu = 0.339 \times 130 + \frac{1}{2} \times 0.801 \times 50 + 0.087 \times 180 = 68 \text{ kg} < \phi Vc = 596 \text{ kg}$ no necesita estribos

Por tanto, se empleará en todos los alféizares de las ventanas de dormitorios, cocina baños y sala-comedor, columnetas del tipo CL1 (2Φ1/4).

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

- Se realizó la excavación de 03 calicatas de 3.00 m. de profundidad y se tomaron muestras a 1.50 m. y de ahí a cada 0.50 m. como indica la norma, posteriormente se tomaron las muestras inalteradas para llevarlas a laboratorio y realizar los ensayos respectivos para hallar la capacidad portante del suelo. En el suelo existente y según los reportes de laboratorio encontramos que el suelo presenta moderada concentración de sales, por lo tanto, se puede determinar que no habrá problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lavado de sales (lixiviación). Debido a que este valor incluye también la concentración de cloruros y sulfatos, se puede concluir que a la profundidad de cimentación recomendada se tiene una concentración severa de sulfatos y No Perjudicial de Cloruros, por lo tanto, se requiere de materiales especiales para cimentación, pudiendo usarse cemento tipo V (ataque severo) para el concreto de las cimentaciones.
- Posteriormente predimensionamos los elementos estructurales (losas, vigas dinteles, vigas chatas, vigas, escaleras) así como también los muros de albañilería, para luego modelarlo en el programa ETABS y realizar el análisis sísmico modal espectral verificando que se cumpla con lo establecido en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Luego tomamos los valores de fuerzas y momentos bajo la condición de sismo moderado de cada muro de albañilería en ambas direcciones y las cargas de gravedad respectivas para hacer las verificaciones al agrietamiento y resistencia al corte del edificio en cada dirección. Tomando los criterios de la norma E.070 de Albañilería y su propuesta de Norma.
- Para el diseño de los elementos de confinamiento el primer piso se diseñó bajo la condición de muros agrietados y para los demás pisos bajo la condición de muros no agrietados, algunos autores diseñan con un $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$, sin embargo, se diseñó con un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ tanto en elementos de confinamiento como en elementos estructurales, para que haya una mayor facilidad de construcción. Para los elementos estructurales diseñamos de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado pero amplificando el sismo por 1.25.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES

- Para realizar el diseño estructural con la propuesta de Norma E.070 de Albañilería, hubo algunas modificaciones en relación con la actual norma: el peralte mínimo de las columnas de confinamiento cambia de 15 cm. (Artículo 20.5 de la Norma E.070 de Albañilería) a 25 cm. (Artículo 11.6 de la propuesta de Norma E.070 de Albañilería). Para hallar la resistencia al corte de los muros de albañilería “Vm”, el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez “ α ” cambia de $1/3 \leq \alpha = V_e \cdot L / M_e \leq 1$ (Artículo 26.3 de la Norma E.070 de Albañilería) a $1/3 \leq \alpha = L / 0.8H \leq 1$ (Artículo 28.2 de la propuesta de Norma E.070 de Albañilería). Para el diseño de muros ante cargas perpendiculares a su plano la carga “w” para un metro cuadrado de muro cambia de $w = 0.8 \text{ Z.U.C1.y.e}$ (Artículo 29.6 de la Norma E.070 de Albañilería) a $w = 0.4 \text{ Z.U.S.Pe}$ para el piso 1 y sótanos o $w = 0.3 \text{ Fi/Pi C1.Pe}$ para el nivel i (Artículo 68 de la propuesta de Norma E.070 de Albañilería).
- Con un área en planta de 514.75 m² y de acuerdo a la tabla 6 de la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones se ensayaron tres calicatas con una profundidad de 3.00 m. El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es una arena limosa típica de Ciudad Nueva, donde obtuvimos del estudio de suelos realizado capacidades portantes de 0.65, 0.75 y 0.88 kg/cm², trabajando con el más crítico en este caso 0.65 kg/cm².
- Para el análisis sísmico modal espectral, se aplicó la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente y la Norma E.070 Albañilería, donde el “Sismo Moderado” es aquel que proporciona fuerzas de inercia iguales a la mitad de las que produce el “Sismo Severo”, por lo tanto, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas cambiaría de R=3 a R=6 (Artículo 22 de la Norma E.070 de Albañilería). Donde obtuvimos derivas máximas de 0.002251 en la dirección X-X y 0.002208 en la dirección Y-Y, ambos desplazamientos máximos obtenidos resultaron menores al límite máximo de 0.005 según la Norma E. 0.30 Diseño Sismorresistente.
- Para las columnas de arrioste de los alféizares de ventanas en los baños aislados de la estructura principal y de acuerdo al Artículo 29.6 de la Norma E.070 de Albañilería obtuvimos 2Φ8 mm. y de acuerdo al Artículo 68 de la propuesta de Norma E.070 de Albañilería se obtuvo 2Φ1/4”, entonces llegamos a la conclusión que la propuesta de Norma E.070 es más confiable que la actual norma.

CAPÍTULO VII: RECOMENDACIONES

- Se recomienda a los futuros tesisistas realizar el análisis sísmico también después de diseñar los elementos de confinamiento, debido a que nosotros antes de diseñarlo solo modelamos los muros sin los arriostres. Y una vez modelado los muros con sus elementos de confinamiento realizar las verificaciones respectivas de acuerdo a la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente.
- Se recomienda a los futuros proyectistas para edificios igual o mayores a 4 pisos donde la construcción este ubicada en el Distrito de Ciudad Nueva y su Sistema Estructural sea de Albañilería Confinada que sus cimentaciones sean de Losas de Fundación, debido a que estas tienen un buen comportamiento estructural para capacidades portantes del suelo menores a 1.5 kg/cm², así como también reparten el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo, evitando así los asentamientos diferenciales. Y a la municipalidad del Distrito de Ciudad Nueva se recomienda establecer una supervisión permanente del estudio de Suelos y el proceso constructivo, previa emisión de la licencia de construcción.
- Se recomienda a los futuros proyectistas que para obtener la distribución final de muros de concreto armado y las escaleras se tuvo que iterar sus ubicaciones hasta que las fuerzas producidas por el análisis sísmico sean soportadas. Se concluyó que el mejor comportamiento sísmico se encontró al ubicarlas en el centro de la estructura como un núcleo rígido.
- Se recomienda a los futuros tesisistas realizar evaluaciones estructurales postsísmicas en colegios llenando formatos, actualmente muy pocos le tomamos importancia a los colegios, y lo que nos hemos olvidado es que estos sirven como refugio para después de un desastre natural, en Perú existen muchos colegios que fueron dañados en el terremoto del 2001 principalmente por no aislar los alfeizares de los muros de la estructura principal, a los que llamamos como el efecto de “columnas cortas”. México un país que fue afectado duramente por los grandes terremotos en estos últimos años y en donde se están haciendo estas evaluaciones, así como también existe una norma únicamente para los colegios, situación distinta ocurre en Perú.

CAPÍTULO VIII: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

“TERZAGHI, K. Y PECK, R.B. (1976). Mecánica de los Suelos en la Ingeniería Practica.

OTAZZI PASINO, GIANFRANCO. Apuntes del Curso de Concreto Armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú. 2005.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2018). “Norma técnica E-0.30, Diseño Sismorresistente”. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2018). “Norma técnica E-0.50, Suelos y Cimentaciones”. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2018). “Norma técnica E-0.60, Concreto Armado”. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2018). “Norma técnica E-0.70, Albañilería”. Lima, Perú.

SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. Blog de Ángel San Bartolomé: “Investigaciones experimentales hechas en construcciones de albañilería, para actualizar los conocimientos de ingenieros civiles y estudiantes de Ingeniería Civil”.

SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL; ROJAS ISHIKAWA, LUIS ÁNGEL Y IVAN KOO, JOSÉ. Estudio Experimental de los dos Criterios del ACI Empleados para Confinar los Bordos de los Muros de Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú.

SENCICO. (2019). “Propuesta de Norma E-0.70, Albañilería”. Lima, Perú.

HERNANDEZ PINEDO, LUIS MIGUEL ALEXIS. (2012). Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: “Diseño Estructural de un Edificio de Vivienda de Albañilería Confinada”. Pontificia Universidad Católica del Perú.

ANEXO 01
Matriz de Consistencia

Matriz de Consistencia: Plan de tesis “Análisis y Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Albañilería Confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva - Tacna - 2019”

Interrogante del Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Métodos
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Dependiente	<u>Análisis</u> <u>Sísmico:</u> -distorsión máxima 0.005 Factor de Zona Factor de suelo	El nivel de investigación es exploratorio, que se caracteriza por que parten de una problemática de las viviendas en Tacna debido al terremoto del 2001, y donde se requiere hacer un correcto análisis y diseño sísmico de las viviendas.
¿Cuál es el Análisis y Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Albañilería Confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva - Tacna - 2019?	Desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva - Tacna - 2019.	Aplicando la propuesta de modificación de la NTE E.070. en el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva del departamento de Tacna, se obtienen resultados más confiables que la NTE E.070. vigente.	Metodología de la NTE. 070 y su modificación.	<u>Diseño Estructural:</u> - Esfuerzo Admisible - Cuantía min. - f'c	
Problemas Específicos	Objetivo Específicos	Hipótesis Específicas	Independiente	<u>Norma técnica E070</u>	El nivel de investigación es comprensivo, ya que busca evaluar una problemática que viene aquejando cada año debido al crecimiento poblacional en Tacna y al momento de construir sus
¿Cuál es la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna?	Determinar la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna.	Determinar la capacidad admisible del suelo para un edificio multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna, permite un adecuado uso de las cimentaciones.	Análisis y diseño estructural.	<u>VIGENTE:</u> <u>Propuesta:</u> - f'm - Vm - Peralte mínimo “h”	

					viviendas lo hacen de una manera informal.
¿Cuál es el análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030?	Realizar el análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030.	Realizando el análisis sísmico modal espectral de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E. 030, permite que el edificio no colapse ante eventos sísmicos severos.			
¿Cuál es el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070 vigente y la propuesta de modificación del 2019?	Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070. vigente y la propuesta de modificación del 2019.	Realizando el diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E.070. vigente y la propuesta de modificación del 2019, nos permite establecer parámetros comparativos.			

ANEXO 02

**Ensayos de suelos firmado por el
asesor encargado.**

ANEXO 03
Plano de ubicación del terreno.

ANEXO 04
Plano de Arquitectura de la
Edificación.