

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Análisis comparativo, técnico y económico de una
vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda
convencional en la provincia de Huancayo en 2021**

Gustavo Daniel Incahuanaco Mamani

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2021

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



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

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme permitido culminar este trabajo de investigación.

A mi asesora, Ing. Nancy Margot Montañez Huamán, por su apoyo y la paciencia en la elaboración de esta tesis.

A mis hermanos y a mi hermana, por su profundo apoyo.

DEDICATORIA

A mi padre Julio y a mi madre Florentina, por haber hecho de mí una persona como la que soy hoy en día. Gracias al esfuerzo de ellos, he tenido la oportunidad de estudiar en la Universidad Continental.

A mi hermana Milagros, que siempre ha inculcado en mí ser un buen estudiante y un buen profesional.

ÍNDICE

PORTADA.....	I
AGRADECIMIENTOS	II
DEDICATORIA.....	III
ÍNDICE	IV
LISTA DE TABLAS	VI
LISTA DE FIGURAS	IX
RESUMEN.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	XIII
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	7
1.3. OBJETIVOS	8
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	8
1.5. HIPÓTESIS	9
1.6. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO.....	9
1.7. METODOLOGÍA.....	9
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	12
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	12
ANTECEDENTES INTERNACIONALES	12
ANTECEDENTES NACIONALES.....	13
2.2. BASES TEÓRICAS	14
2.2.1. VIVIENDA CONVENCIONAL	14
2.2.2. VIVIENDA SISMORRESISTENTE.....	23
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	38
CAPÍTULO III: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA CONVENCIONAL EXISTENTE.....	41
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA	41
3.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	43
3.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	46
3.4. METRADO DE CARGAS.....	53
3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	56
ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD DE LOSAS.....	56
ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS	61

3.6. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN	79
CAPÍTULO IV: PROPUESTA ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA CON DISEÑO SISMORRESISTENTE	80
4.1. CONSIDERACIONES GENERALES	80
4.2. ESTRUCTURACIÓN	81
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO	85
4.3.1. LOSA ALIGERADA.....	85
4.3.2. VIGAS	86
4.3.3. COLUMNAS	87
4.3.4. MUROS DE ALBAÑILERÍA	88
4.4. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	89
4.5. METRADO DE CARGAS.....	92
4.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	95
4.6.1. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD DE LOSAS	95
4.6.2. ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS	99
4.7. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	112
4.7.1. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	112
4.7.2. DISEÑO EN ALBAÑILERÍA	152
CAPÍTULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE AMBAS ESTRUCTURAS	162
5.1. GENERALIDADES	162
5.2. ANÁLISIS DE COSTOS DE LA VIVIENDA CONVENCIONAL.....	162
5.2.1. METRADOS	162
5.2.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	163
5.2.3. PRESUPUESTO DE OBRA.....	165
5.3. ANÁLISIS DE COSTOS DE LA VIVIENDA SISMORRESISTENTE	166
5.3.1. METRADOS	167
5.3.2. PRESUPUESTO DE OBRA.....	168
5.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS EN AMBAS VIVIENDAS	169
CONCLUSIONES.....	171
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	173

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Viviendas particulares según tipo de vivienda en los años 2007 y 2017 en la provincia Huancayo.	5
Tabla 2: Cuantía mínima para diferentes espesores de losas aligeradas.....	28
Tabla 3: Áreas por niveles y áreas construidas, y libres.....	43
Tabla 4: Resultados de contenido de humedad del último estrato	44
Tabla 5: Resultados del análisis granulométrico del último estrato	45
Tabla 6: Resultados de los límites de Atterberg del último estrato	45
Tabla 7: Resultados de la clasificación del material	45
Tabla 8: Resultados de corte directo del último estrato.....	45
Tabla 9: Capacidad portante para cimentación corrida	45
Tabla 10: Capacidad portante para cimentación cuadrada	46
Tabla 11: Capacidad portante para cimentación circular.....	46
Tabla 12: Capacidad portante para cimentación rectangular	46
Tabla 13: Secciones de muros de albañilería confinada	52
Tabla 14: Secciones de vigas	52
Tabla 15: Cantidad de elementos estructurales en cimentaciones.....	52
Tabla 16: Metrado de cargas sobre losa aligerada	54
Tabla 17: Metrado de cargas de muros	54
Tabla 18: Cargas distribuidas para losas aligeradas.....	57
Tabla 19: Cargas puntuales para losas aligeradas	57
Tabla 20: Factores de zona sísmica en el Perú	62
Tabla 21: Zonificación sísmica para el departamento Junín.....	63
Tabla 22: Los 5 perfiles de suelos.....	63
Tabla 23: Factores de amplificación sísmica de suelo "S"	64
Tabla 24: Periodos T_p y T_L	64
Tabla 25: Factor de amplificación sísmica para cada dirección.....	64
Tabla 26: Categoría de las edificaciones y factor de uso	65
Tabla 27: Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción	66
Tabla 28: Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes en ambos sentidos.....	67
Tabla 29: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "X"	67
Tabla 30: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "Y"	67
Tabla 31: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "X"	69
Tabla 32: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "Y"	69
Tabla 33: Límites de distorsión de entepiso de acuerdo al material	70
Tabla 34: Deriva máxima por piso en la dirección "X"	71
Tabla 35: Deriva máxima por piso en la dirección "Y"	71
Tabla 36: Cortante absorbida en la dirección "X"	71
Tabla 37: Cortante absorbida en la dirección "Y"	72
Tabla 38: Resumen de irregularidades en altura.....	72
Tabla 39: Irregularidad de rigidez en la dirección "X"	73
Tabla 40: Irregularidad de rigidez en la dirección "Y"	73
Tabla 41: Irregularidad de masa o peso.....	74
Tabla 42: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "X"	74
Tabla 43: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "Y".....	74

Tabla 44: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "X"	75
Tabla 45: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "Y"	75
Tabla 46: Resumen de irregularidades en planta.....	76
Tabla 47: Irregularidad torsional en la dirección "X"	76
Tabla 48: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "X"	77
Tabla 49: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "Y".....	77
Tabla 50: Irregularidad por aberturas en el diafragma.....	77
Tabla 51: Irregularidad por sección resistente en la dirección "X"	77
Tabla 52: Irregularidad por sección resistente en la dirección "Y"	78
Tabla 53: Factor de escalamiento sísmico	79
Tabla 54: Predimensionamiento de columnas.....	88
Tabla 55: Predimensionamiento de los muros de albañilería	88
Tabla 56: Área total de muros en la dirección "Y"	89
Tabla 57: Densidad de muros en la dirección "Y".....	89
Tabla 58: Metrado de cargas muertas en pisos	92
Tabla 59: Metrado de cargas vivas en pisos	92
Tabla 60: Metrado de cargas vivas en techo.....	92
Tabla 61: Metrado de cargas muertas sobre vigas	93
Tabla 62: Metrado de cargas para losas aligeradas.....	96
Tabla 63: Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes en ambos sentidos.....	101
Tabla 64: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "X"	101
Tabla 65: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "Y"	101
Tabla 66: Periodo fundamental vs Aceleración espectral en la dirección "X"	102
Tabla 67: Periodo fundamental vs Aceleración espectral en la dirección "Y"	103
Tabla 68: Deriva máxima por piso en la dirección "X"	104
Tabla 69: Deriva máxima por piso en la dirección "Y"	104
Tabla 70: Cortante absorbida en la dirección "X"	104
Tabla 71: Cortante absorbida en la dirección "Y"	105
Tabla 72: Resumen de irregularidades en altura.....	105
Tabla 73: Irregularidad de rigidez en la dirección "X"	106
Tabla 74: Irregularidad de rigidez en la dirección "Y"	106
Tabla 75: Irregularidad de masa o peso.....	107
Tabla 76: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "X"	107
Tabla 77: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "Y".....	107
Tabla 78: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "X" ..	108
Tabla 79: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "Y" ..	108
Tabla 80: Resumen de irregularidades en planta.....	108
Tabla 81: Irregularidad torsional en la dirección "X"	109
Tabla 82: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "X"	109
Tabla 83: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "Y"	110
Tabla 84: Irregularidad por aberturas en el diafragma.....	110
Tabla 85: Irregularidad por sección resistente en la dirección "X"	110
Tabla 86: Irregularidad por sección resistente en la dirección "Y"	110
Tabla 87: Cortante basal estática vs dinámica	111
Tabla 88: Cálculo de acero para momento positivo del aligerado C.....	112
Tabla 89: Cálculo de acero para momento negativo del aligerado C	113

Tabla 90: Cálculo de deflexiones por CM y CV en aligerado C	119
Tabla 91: Deflexiones máximas admisibles.	120
Tabla 92: Cálculo de acero para momento positivo en el centro de la viga	121
Tabla 93: Cálculo de acero para momento negativo en caras de apoyos de viga	122
Tabla 94: Cálculo de acero para momento positivo en caras de apoyos de viga	122
Tabla 95: Diseño por capacidad de la viga – tramo 01.....	128
Tabla 96: Diseño por capacidad de la viga – tramo 02.....	129
Tabla 97: Momento flector y carga axial superior e inferior de la columna en el eje “Y”. 132	
Tabla 98: Momento flector y carga axial superior e inferior de la columna en el eje “X”. 135	
Tabla 99: Diagrama de interacción de la columna en el eje “X”	136
Tabla 100: Diseño por corte de la columna C-01 en el sentido principal “X”	137
Tabla 101: Diseño por capacidad de la columna.....	138
Tabla 102: Pares nominales, resistentes y su respectivo eje neutro del diagrama de interacción	140
Tabla 103: Momento flector y carga axial superior e inferior de la placa en el eje “X”	142
Tabla 104: Resultados por corte en ambos sentidos	151
Tabla 105: Resultados del diseño por flexión de la zapata	152
Tabla 106: Cálculo de esfuerzo axial máximo de los muros en el primer nivel.	153
Tabla 107: Control de aplastamiento de muros en el primer nivel.....	154
Tabla 108: Cálculo del área de muros reforzados en el primer nivel	154
Tabla 109: Control de fisuración y resistencia al agrietamiento diagonal del muro.....	155
Tabla 110: Resistencia al corte de todo el edificio	156
Tabla 111: Agrietamiento diagonal en los pisos superiores y fuerzas de diseño	156
Tabla 112: Expresiones para fuerzas internas de la columna de confinamiento	157
Tabla 113: Diseño por compresión de la columna de confinamiento.....	158
Tabla 114: Diseño por corte fricción de la columna de confinamiento.....	158
Tabla 115: Determinación del acero longitudinal en columna de confinamiento.....	158
Tabla 116: Determinación de espaciamientos para estribos de confinamiento de columnas	159
Tabla 117: Cálculo de acero longitudinal de las vigas soleras del primer nivel	160
Tabla 118: Resumen de metrados de partidas de la estructura existente	163
Tabla 119: Presupuesto de obra de vivienda convencional.....	166
Tabla 120: Resumen de metrados de la vivienda sismorresistente.....	168
Tabla 121: Presupuesto de obra de la vivienda sismorresistente.....	169

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Distribución de las placas tectónicas de la superficie de la Tierra con los 3 tipos de bordes.....	2
Figura 2: Mapa de isosistas del sismo del 01 de octubre de 1969 ocurrido en Huancayo. 4	4
Figura 3: Las 4 zonas sísmicas en el Perú.....	6
Figura 4: Vivienda de 3 pisos en la Av. Calmell del Solar – San Carlos	7
Figura 5: Se muestra mala distribución de estribos y parrilla sin ganchos.....	16
Figura 6: Vivienda con alféizares no aislados de la estructura	18
Figura 7: Vivienda con muros portantes y vigas peraltadas	19
Figura 8: Cangrejas en vigueta de losa aligerada a falta de vibrado.	20
Figura 9: Diámetro de doblado en estribos de confinamiento.....	21
Figura 10: Espaciamiento entre barras longitudinales.....	21
Figura 11: Unión viga - columna	22
Figura 12: Acero de temperatura en losas aligeradas.....	23
Figura 13: Casos de esfuerzos de compresión y tracción en losas aligeradas.....	27
Figura 14: Envoltorio de momento flector según coeficientes del ACI	29
Figura 15: Bloque equivalente de esfuerzos a compresión de una sección	30
Figura 16: Fuerza cortante mínima de diseño según el diseño por capacidad	33
Figura 17: Diagrama de interacción de una columna “T”.....	34
Figura 18: Plano de ubicación de la vivienda	41
Figura 19: Vista frontal de la vivienda	42
Figura 20: Vista en planta del primer piso de la vivienda	42
Figura 21: Áreas útiles de todos los ambientes por nivel	43
Figura 22: Calicata para estudio de mecánica de suelos	44
Figura 23: Grillas sobre el plano del primer y segundo nivel	47
Figura 24: Grillas sobre el plano del tercer nivel y azotea	47
Figura 25: Nombre de las columnas	48
Figura 26: Nombre de los muros en el eje “X” del primer y segundo nivel.....	48
Figura 27: Nombre de los muros en el eje “X” del tercer nivel y azotea	49
Figura 28: Nombre de los muros en el eje “Y” del primer y segundo nivel.....	49
Figura 29: Nombre de los muros en el eje “Y” del tercer nivel y azotea	50
Figura 30: Modelo tridimensional de la estructura de la vivienda convencional.....	53
Figura 31: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre vigas	55
Figura 32: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre losas	55
Figura 33: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre losas.....	56
Figura 34: Los 5 diferentes análisis del aligerado	57
Figura 35: Idealización de cargas de la losa aligerada 1	58
Figura 36: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 1	58
Figura 37: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 1	58
Figura 38: Idealización de cargas de la losa aligerada 2.....	58
Figura 39: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 2	59
Figura 40: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 2	59
Figura 41: Idealización de cargas de la losa aligerada 3.....	59
Figura 42: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 3	59
Figura 43: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 3	60

Figura 44: Idealización de cargas de la losa aligerada 4	60
Figura 45: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 4	60
Figura 46: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 4	60
Figura 47: Idealización de cargas para la losa aligerada 5.....	61
Figura 48: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 5	61
Figura 49: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 5	61
Figura 50: Espectro de respuesta en la dirección "X"	70
Figura 51: Grillas sobre el plano del primer y segundo nivel	80
Figura 52: Grillas sobre el tercer nivel y la azotea.....	81
Figura 53: Nombre de los elementos verticales de concreto armado	84
Figura 54: Nombre de los elementos verticales de albañilería	85
Figura 55: Modelo tridimensional de la estructura propuesta de la vivienda.....	91
Figura 56: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre vigas	93
Figura 57: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre vigas.....	94
Figura 58: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre losas	94
Figura 59: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre losas	95
Figura 60: Zonas de análisis en losas aligeradas.....	96
Figura 61: Idealización de cargas de la losa aligerada A	97
Figura 62: Diagrama de momento flector de la losa aligerada A	97
Figura 63: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada A.....	97
Figura 64: Idealización de cargas de la losa aligerada B	98
Figura 65: Diagrama de momento flector de la losa aligerada B	98
Figura 66: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada B.....	98
Figura 67: Idealización de cargas de la losa aligerada C	98
Figura 68: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C.....	99
Figura 69: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada C.....	99
Figura 70: Espectro de respuesta en ambas direcciones de análisis	103
Figura 71: Esfuerzos de tracción y compresión para momento positivo del aligerado 02	113
Figura 72: Esfuerzos de tracción y compresión para momento negativo del aligerado C	113
Figura 73: Cálculo de acero para momento por monolitismo del aligerado C.....	114
Figura 74: Secciones en las cuales se realizarán los cortes para la losa aligerada 02...114	
Figura 75: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°01 115	
Figura 76: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°02 115	
Figura 77: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°01 116	
Figura 78: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°02 116	
Figura 79: Detallado de acero longitudinal de la losa aligerada 02.....	117
Figura 80: Detalle transversal de la losa aligerada.....	117
Figura 81: Cálculo de momento de inercia fisurada en el tramo 01 – Losa aligerada C 118	
Figura 82: Diagrama de momento flector de la viga VS-101 (25X30) del eje 2-2 del primer nivel	121
Figura 83: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en cara 01 123	
Figura 84: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 02	123

Figura 85: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 03	124
Figura 86: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°02 en la cara 03	124
Figura 87: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 04	124
Figura 88: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°02 en la cara 04	125
Figura 89: Diagrama de fuerza cortante de la viga.....	126
Figura 90: Fuerza cortante de diseño en vigas por capacidad	128
Figura 91: Sección transversal de columna C-01	130
Figura 92: Diagrama de interacción en el eje “Y”	133
Figura 93: Fuerza cortante de diseño en columnas	138
Figura 94: Sección transversal del muro estructural de concreto armado X-01.....	139
Figura 95: Diagrama de interacción del muro de concreto armado X-01 en el eje “X”	141
Figura 96: Diagrama de interacción de la placa en el eje “X” y las 5 combinaciones	142
Figura 97: Momento nominal asociado a la carga axial máxima	144
Figura 98: Planteamiento de la zapata conectada	145
Figura 99: Acciones en la parte inferior de la columna C-01	146
Figura 101: Cálculo de fuerzas internas de columnas de confinamiento	157
Figura 102: Diseño final de columna de confinamiento	160
Figura 103: Diseño final de vigas soleras del primer nivel.....	161
Figura 104: Estructura general de un presupuesto de obra.....	165

RESUMEN

El desarrollo de la presente investigación pretende determinar la incidencia del presupuesto de la construcción de la estructura de una vivienda con diseño sismorresistente en función a una vivienda convencional, esto con el fin de demostrar que la construcción de una vivienda con diseño sismorresistente no es tan cara como se cree, siempre y cuando se realice un buen diseño estructural de la vivienda sismorresistente, teniendo en cuenta que un diseño sismorresistente tiene como objeto garantizar la continuidad de la estructura luego de un movimiento sísmico severo a un costo razonable y que el propietario tenga la capacidad de financiarla. La hipótesis general de la presente investigación es que las viviendas con diseño sismorresistente son más económicas y más seguras que las viviendas convencionales. Los resultados de esta investigación estarán basados en la evaluación de una vivienda construida en la ciudad de Huancayo; dicha vivienda representará la única muestra de toda la población de esta investigación. Para la elección de la vivienda a evaluar, se buscó una que cuente con información básica como planos de arquitectura y estructuras, vivienda con menos de 5 pisos, que tenga un uso exclusivo como vivienda sin comercio, que cuente con algún área cercana para realizar el estudio de mecánica de suelos, entre otros parámetros que fueron necesarios para continuar con la investigación. Los resultados de la investigación en función al planteamiento del problema, los objetivos y sus respectivas hipótesis indican que la vivienda con diseño sismorresistente tiene un buen comportamiento estructural ante cargas de gravedad y sísmicas; así mismo, el presupuesto para la construcción de dicha estructura es menor al de una vivienda convencional y que existiría una diferencia del 4.0%. Es decir, una vivienda con diseño sismorresistente es más segura y económica que una vivienda convencional en la ciudad de Huancayo. Por otro lado, la vivienda convencional cuenta con errores estructurales como excesos en medidas y áreas que incrementan el costo de la vivienda; también con deficiencias de estructuración y diseño en concreto armado y albañilería, lo que, en consecuencia, hace que la vivienda sea peligrosa y no garantice su continuidad ante un movimiento sísmico moderado y/o severo.

INTRODUCCIÓN

El tema principal de la presente investigación es determinar el comportamiento estructural y cuantificar su costo a nivel estructural de una vivienda convencional y una con diseño sismorresistente. Con vivienda convencional nos referimos a viviendas construidas sin la participación adecuada de profesionales calificados como ingenieros y arquitectos, también incluyen las auto- construcciones. Por otro lado, vivienda sismorresistente hace referencia a viviendas que cuentan con la participación de profesionales calificados y los adecuados. En la elaboración de un proyecto y durante la ejecución de una vivienda participan ingenieros civiles, sanitarios y electricistas, también arquitectos; sin embargo, esta investigación estará enfocada en la parte estructural a partir de una vivienda existente que cuente con sus respectivos planos arquitectónicos y estructurales, teniendo en cuenta que para la vivienda sismorresistente solo tendrá variación en las dimensiones de la estructura como en su configuración, mas no en la distribución arquitectónica de los ambientes ni en las alturas de cada piso, esto con el fin de evaluar económicamente y que sea factible realizar la comparación entre ambas estructuras de las viviendas.

Es muy importante desarrollar esta investigación, debido a que en la mayor parte de las viviendas existe una gran probabilidad de colapso de las estructuras frente a un movimiento sísmico de magnitud moderada y severa. En diferentes partes del Perú, se han realizado estudios de vulnerabilidad sísmica con los cuales se sustenta que muchas construcciones tienen graves errores constructivos, lo que pone en riesgo la vida de sus habitantes. Muchas personas consideran que es innecesario contratar y pagar profesionales calificados para la elaboración del proyecto y durante su ejecución, teniendo la idea también de que las viviendas sismorresistentes son muy costosas. A raíz de esta problemática, nace la idea de realizar un análisis comparativo técnico-económico de una vivienda convencional y una con diseño sismorresistente, a fin de conocer la incidencia de la construcción de una vivienda sismorresistente frente a una convencional.

Para iniciar con la investigación, se ha elegido una vivienda como muestra representativa. Esta debió tener unos requisitos mínimos como planos de arquitectura y estructuras, ubicación y la autorización del dueño para poder verificar los planos y realizar el estudio de mecánica de suelos; luego se realizó el análisis de la estructura existente tal cual fue construida. Con la arquitectura, se procedió a plantear una nueva estructura para la misma vivienda considerando parámetros sismorresistentes, culminando el análisis de la vivienda convencional. Para el análisis y diseño estructural de la vivienda sismorresistente, se procedió a realizar el presupuesto de obra de cada estructura para finalmente realizar la

comparación de costos y concluir la investigación, y verificar las hipótesis planteadas inicialmente.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La construcción informal de viviendas es un problema a nivel mundial. Esta mala práctica se ha desarrollado desde muchas décadas atrás y continúa hasta la actualidad, pues la mayoría de las viviendas se siguen construyendo sin la participación de profesionales calificados como ingenieros o arquitectos. Según la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) (1), *“El 70% de las viviendas construidas en Lima no pasan por ningún proceso formal”*, esto quiere decir que estas viviendas no cuentan con planos, tampoco dispusieron de asesoría ni supervisión profesional durante el planteamiento y su ejecución, siendo así vulnerables ante un evento sísmico; así mismo, la CAPECO asevera que la cifra de viviendas informales en el resto del país es mucho mayor. Esto sucede debido a que muchas personas desconocen la labor del ingeniero civil, otros consideran que es muy costoso contratar profesionales calificados para la elaboración y construcción de sus viviendas, razón por la cual optan por realizar el diseño arquitectónico en conjunto con el maestro albañil, y dejan que la estructura de la vivienda sea de acuerdo a su criterio, quien no cuenta con conocimientos suficientes para construir una vivienda sismorresistente.

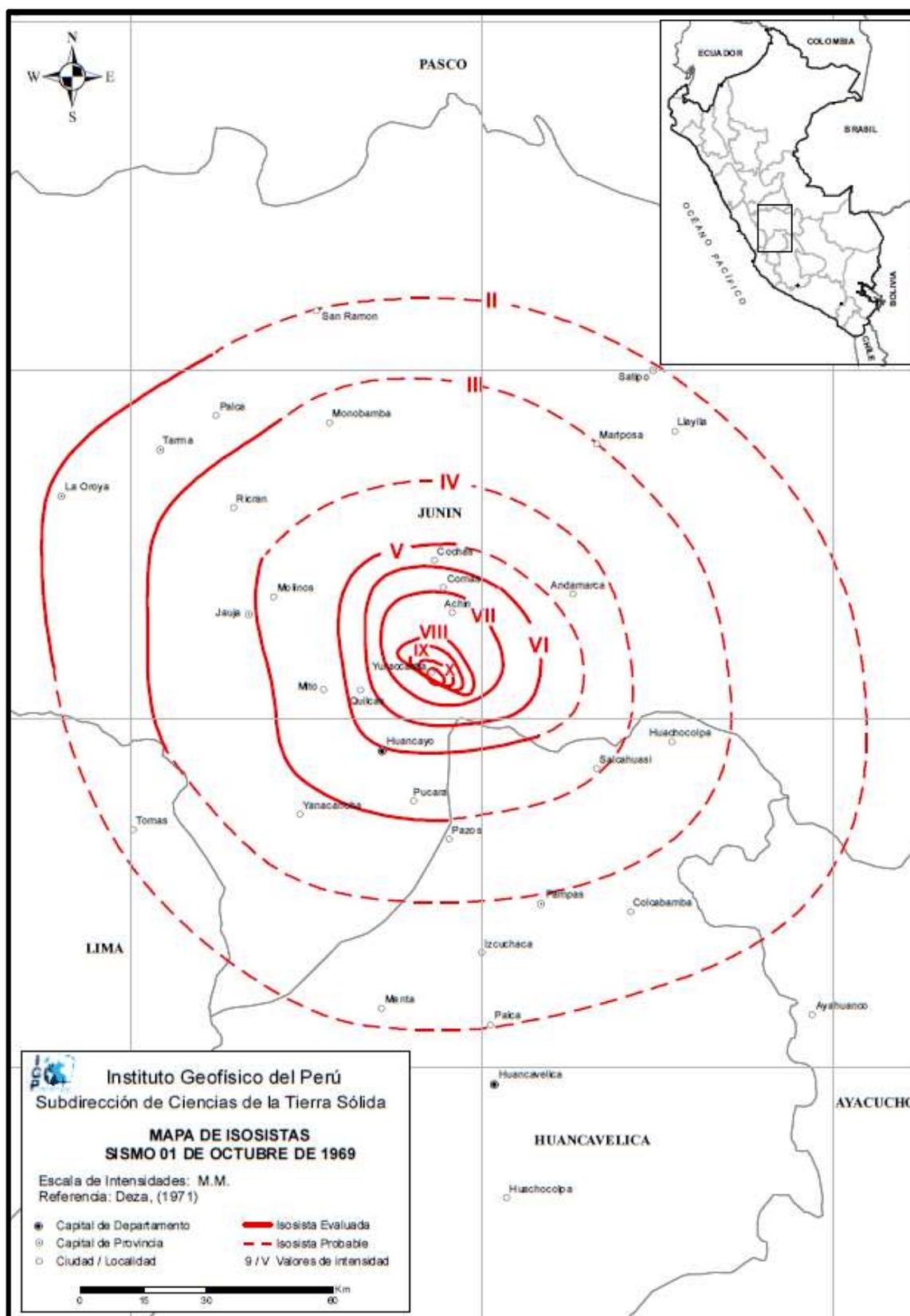
La informalidad de estas construcciones es un gran problema, debido a que el Perú es un país sísmico, porque se encuentra ubicado en el *Cinturón de Fuego del Pacífico*. En la figura 1, se muestra las placas tectónicas en la Tierra; así mismo, se aprecia el borde convergente que existe entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Este proceso de convergencia es responsable de los sismos de diferentes magnitudes que se producen en la costa peruana.

de 7.0 ML en la escala de Richter con una duración de 210 segundos, afectando departamentos aledaños. La intensidad del sismo en la escala Mercalli modificada llegó hasta VIII en las ciudades de Pisco y Chincha; así mismo, se presentó licuefacción de suelos que incrementó la probabilidad de colapso de las estructuras. (4) De acuerdo al Instituto de Defensa Civil y al Instituto Nacional de Estadística e Informática, fueron alrededor de 32,000 personas afectadas, 595 fallecidos y se registraron daños severos en más de 12 localidades aledañas al epicentro con más de 230,000 viviendas dañadas y 52,150 viviendas totalmente destruidas por problemas estructurales. (5) De acuerdo al Gerente General de la corredora de reaseguros THB Perú, el terremoto de Pisco ocasionó daños económicos que ascienden a los S/ 400 millones, de los cuales la mayor parte es para el sector salud. Las cifras de las viviendas destruidas y los daños económicos no son despreciables, por lo que las personas deberíamos tener más consciencia al momento de tomar la decisión de construir nuestras viviendas con una adecuada asesoría técnica durante la elaboración y construcción del proyecto.

En la Región Junín, existen 3 fallas geológicas que también podrían generar movimientos sísmicos o terremotos con variables magnitudes: la falla *El Gran Pajonal*, ubicada en la provincia de Satipo, la falla de *Ricrán*, ubicada en la provincia de Jauja y la falla de *Huaytapallana*, ubicada en Huancayo; esta última aún en actividad, generando varios microsismos con gran frecuencia. En la falla de Huaytapallana, en el año de 1969, se generó dos sismos que describe la Unidad Sismológica del Perú (6) "*En 1969, más de cien pobladores de la provincia de Huancayo, departamento de Junín, fallecieron tras la ocurrencia de dos sismos con magnitudes del orden de 6.0 Ms que afectaron a viviendas rurales de la zona*". En la figura 2, se aprecia que la intensidad en la escala de Mercalli modificada llegó hasta X. Este acontecimiento nos demuestra una vez más que la provincia de Huancayo presenta un peligro sísmico.

Huancayo es una ciudad que está creciendo de manera muy rápida. Según Inga Lázaro y Pérez Bonilla (7), la migración de las personas a la ciudad de Huancayo es debida a la falta de servicios en su lugar de origen como educación, centros de salud, falta de oportunidades laborales, entre otros, motivo por el cual el crecimiento poblacional de Huancayo va incrementándose con rapidez que conlleva al incremento de construcción de viviendas según se presenta en la tabla 1.

Figura 2: Mapa de isosistas del sismo del 01 de octubre de 1969 ocurrido en Huancayo



Fuente: (8) Catálogo general de isosistas para sismos peruanos.

Tabla 1: Viviendas particulares según tipo de vivienda en los años 2007 y 2017 en la provincia Huancayo.

Tipo de vivienda	2007		2017		Variación intercensal 2007 -		Incremento anual	Tasa de crecimiento promedio anual
	Absoluto	%	Absoluto	%	Absoluto	%		
Total	105,067	100.0%	136,068	100.0%	31,001	29.5%	3100	3.0%
Casa independiente	92,062	87.6%	121,793	89.5%	29,731	32.3%	2,973	3.2%
Departamento en edificio	3,666	3.5%	5,992	4.4%	2,326	63.4%	233	6.3%
Vivienda en quinta	3,819	3.6%	4,251	3.1%	432	11.3%	43	1.1%
Vivienda en casa de vecindad	4,774	4.5%	3,590	2.6%	-1,184	-24.8%	-118	-2.5%
Chozo o cabaña	368	0.4%	179	0.1%	-189	-51.4%	-19	-5.1%
Vivienda improvisada	153	0.1%	86	0.1%	-67	-43.8%	-7	-4.4%
Local no destinado para habitación humana	201	0.2%	177	0.1%	-24	-11.9%	-2	-1.2%
Otro tipo	24	0.0%	0	0.0%	-24	-100.0%	-2	-10.0%

Fuente: Elaboración propia con datos del INEI (9) y (10).

En la tabla 1, se aprecia una comparación del número de viviendas por tipo de vivienda de acuerdo a los Censos Nacionales del 2007 y 2017, donde se estima que en 10 años la cantidad total de viviendas se ha incrementado en 31,001 y la cantidad de viviendas promedio anual se ha incrementado en 3100, que le corresponde una tasa de crecimiento promedio anual del 3.0%. Para efectos de esta investigación, se pondrá mayor interés en el tipo de vivienda *Casa independiente*. Según (9), “*es aquella edificación que tiene salida directa a la calle, camino, carretera, etc. y constituye una sola vivienda*”. Se analizará este tipo de viviendas, ya que, por lo general, estas viviendas unifamiliares no superan los 3 pisos, y representan el 87.6% de viviendas en la provincia Huancayo.

De acuerdo a la norma sismorresistente, el territorio nacional está dividido en 4 zonas sísmicas como se muestra en la figura 3, donde la zona 4 representa sismicidad muy alta y la zona 1 representa sismicidad baja (11 pág. 7) “*La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral*”. Según esta norma, la mayoría de los distritos de Huancayo se encuentran ubicados en la zona 3, con excepción de los distritos *Pariahuanca* y *Santo Domingo de Acobamba*, que están ubicados en la zona 2. Es por ello que, estando en una zona sísmica 3, las viviendas deberían tener un adecuado comportamiento sismorresistente para evitar la pérdida de vidas humanas y reducir los daños a la propiedad. (11 pág. 4) La norma sismorresistente reconoce que no es factible dar protección completa a las estructuras frente a movimientos sísmicos, ya que no es técnico ni económico; sin embargo, existen 3 principios fundamentales de diseño: a) Ante un sismo severo, la estructura no debería de colapsar ni causar daños graves a las personas, aun presentando daños importantes. b) Ante un sismo moderado, la estructura debería soportar tales acciones, pudiendo presentar daños reparables dentro de los límites aceptables. c) Las edificaciones esenciales deberán permanecer en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Figura 3: Las 4 zonas sísmicas en el Perú.



Fuente: (11) Norma Técnica Sismorresistente E.030

En base a lo descrito anteriormente, es evidente que las configuraciones estructurales de un gran porcentaje de viviendas en la ciudad de Huancayo no están preparadas para afrontar un evento sísmico acorde a los objetivos de la norma sismorresistente E.030, por lo siguiente: 1) La autoconstrucción e informalidad (viviendas que fueron diseñadas y ejecutadas a criterio de los maestros albañiles y los propios dueños) descritas en la parte inicial de la problemática y 2) Viviendas construidas de manera formal, en donde los planos estructurales fueron elaborados por profesionales y aprobados por el municipio, pero dichos proyectos no consideran las recomendaciones de la norma sismorresistente. Cuando es construido de esta manera, se presentan las siguientes deficiencias: 1) Errores de configuración estructural (piso blando y torsión); 2) Elementos sobredimensionados con cantidades de acero en exceso, lo que genera mayores costos de construcción, por lo general los maestros albañiles refuerzan la estructura colocando mucho acero longitudinal y transversal en los elementos estructurales horizontales (vigas) que se encuentran apoyados sobre muros portantes; 3) Empleo de materiales que no cumplen los requerimientos técnicos de la normativa y 4) Falta de supervisión técnica del proceso

constructivo. Se aprecia que la vivienda mostrada en la figura 4 cuenta con vigas soleras de dimensiones excesivas que, obviamente, incrementa el costo de construcción de la estructura de manera innecesaria; de igual manera, se aprecia aberturas en los muros de albañilería sin ningún refuerzo alguno.

Figura 4: Vivienda de 3 pisos en la Av. Calmell del Solar – San Carlos



Fuente: Fotografía propia.

Al momento de construir las viviendas, las personas solo piensan en el costo de ella, no toman en cuenta lo vulnerable que puede ser la estructura ante eventos sísmicos. Es por ello que esta investigación tiene por objeto determinar la diferencia económica entre una vivienda convencional y una vivienda con diseño sismorresistente. La investigación se realizará sobre una vivienda ya construida que por lo menos tenga planos de arquitectura y planos de estructuras, se evaluará dicha estructura de acuerdo a los planos y se verificará si los esfuerzos bajo cargas de gravedad y de sismo cumplen con la normativa del *Reglamento Nacional de Edificaciones*; por otro lado, con los planos de arquitectura, se propondrá una nueva estructura que cumpla con el Reglamento Nacional de Construcciones para así garantizar que la estructura tenga un buen comportamiento estructural ante un movimiento sísmico; así mismo, se buscará que la estructura sea económicamente factible, para que, de esta manera, se fomente la construcción de viviendas con diseño sismorresistente a precios relativamente económicos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es la diferencia económica entre el planteamiento estructural de una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional en la provincia de Huancayo?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuánto es el costo del planteamiento estructural de una vivienda con diseño sismorresistente en la provincia de Huancayo?
- ¿Cuánto es el costo del planteamiento estructural de una vivienda convencional en la provincia de Huancayo?
- ¿Cómo es el comportamiento estructural de una vivienda con diseño sismorresistente frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo?
- ¿Cómo es el comportamiento estructural de una vivienda convencional frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis técnico y económico entre una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional en la provincia de Huancayo.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el comportamiento estructural de una vivienda con diseño sismorresistente frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo.
- Evaluar el comportamiento estructural de una vivienda convencional frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo.
- Calcular el costo de una vivienda con diseño sismorresistente en la provincia de Huancayo.
- Calcular el costo de una vivienda convencional en la provincia de Huancayo.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La importancia de esta investigación es impulsar el incremento de viviendas con diseño sismorresistente en la ciudad de Huancayo, realizando diseños acordes al Reglamento Nacional de Edificaciones y, paralelamente, que la estructura sea lo más económica posible. En esta investigación, se tratará de minimizar los costos, sobre todo en materiales y reducir estos en lugares y zonas donde no necesita de acuerdo al análisis y cálculo estructural; de esta manera, se desmentirá el mito de que las viviendas con diseño sismorresistente son muy costosas; sin embargo, puede que el costo de una vivienda sismorresistente sea superior a la de una vivienda con construcción tradicional, en tal caso se podrá determinar el costo adicional que representa una vivienda sismorresistente que seguramente no será muy excesivo como se piensa en el peor de los casos. En el mejor de los casos, la vivienda con diseño sismorresistente tendrá un costo igual o menor que la vivienda construida de manera convencional. Esto impulsará a los propietarios, ingenieros

civiles y arquitectos a realizar el diseño estructural con profesionales responsables que puedan optimizar los recursos y así minimizar los costos.

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL

La vivienda con diseño sismorresistente es más económica y más segura que la vivienda convencional en la provincia de Huancayo.

1.5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Una vivienda con diseño sismorresistente tiene un buen comportamiento estructural frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo.
- Una vivienda convencional tiene un mal comportamiento estructural frente a un movimiento sísmico en la provincia de Huancayo.
- El costo de la estructura de una vivienda con diseño sismorresistente es menor al de una vivienda convencional en la provincia de Huancayo.
- El costo de una vivienda convencional es mayor al de una vivienda con diseño sismorresistente en la provincia de Huancayo.

1.6. DELIMITACIÓN DEL ESTUDIO

El presente trabajo de investigación se realizará durante el año 2021. Es preciso mencionar que se realizará con normas vigentes, así como los costos serán los correspondientes al mencionado año.

La investigación se realizará en la provincia de Huancayo, principalmente está dirigida a los distritos de Huancayo, El Tambo, Chilca y otros. En general para zona urbana, ya que la mayor cantidad de viviendas de material noble se encuentran en estos sectores.

La presente tesis evaluará y desarrollará una vivienda ubicada en el Jr. Santo Toribio – Huancayo y posee 3 niveles. El estudio se enfocará solo en la rama de estructuras. Tanto en la parte técnica y económica, se empleará los planos arquitectónicos y estructurales proporcionados por el propietario, fotografías e información recopilada in-situ.

1.7. METODOLOGÍA

La presente investigación tendrá una metodología *científica*, ya que seguirá un conjunto de pasos establecidos usando técnicas necesarias para examinar y dar solución al problema de esta investigación. Dichos pasos se darán a conocer en los siguientes párrafos de manera general y precisa.

Paso 1: Búsqueda de planos de viviendas no mayores a 3 pisos

Se realizó la búsqueda de viviendas no mayores a 3 pisos que cuenten con planos arquitectónicos y estructurales, así como la autorización del propietario para realizar la excavación de una calicata para efectuar el estudio de suelos con el fin de obtener la capacidad portante y el tipo de suelo. Encontrando así la vivienda ubicada en la Calle Santo Toribio N°234 – San Carlos – Huancayo, siendo propietaria la Sra. Victoria Tenorio de Córdor, quien nos brindó la información que almacenaba de su proyecto, el documento de autorización se adjuntará en los anexos.

Paso 2: Recolección de información para el proyecto

Se procedió a la búsqueda bibliográfica de normas y libros para conocer el comportamiento de la estructura usando materiales como concreto armado y albañilería, ya que estos fueron los materiales que se usaron para la construcción de la vivienda convencional existente y también para la propuesta estructural de la vivienda con diseño sismorresistente.

Paso 3: Inspección in-situ

Se realizó una compatibilidad de las dimensiones y disposición de los elementos estructurales y no estructurales.

Paso 4: Estudio de mecánica de suelos

Con el fin de verificar la capacidad portante y clasificar el suelo para el análisis sísmico de la estructura existente y la estructura propuesta, se realizó un estudio de suelos en el terreno de la vivienda a estudiar.

Paso 5: Modelado y análisis de la estructura de la vivienda convencional existente

Con los planos estructurales de la vivienda existente, se procedió a modelar la estructura (metrado de cargas y análisis estructural), después se realizó la verificación de los desplazamientos laterales; a continuación, se efectuó el diseño de los siguientes elementos: losas, vigas, columnas y zapatas.

Paso 6: Estructuración y predimensionamiento de la estructura propuesta

Con los planos arquitectónicos de la vivienda existente, se pasó a la estructuración y predimensionamiento de la estructura que tendrá un diseño sismorresistente con el apoyo de libros y teniendo en cuenta las normas E.030 – Diseño sismorresistente y E.060 – Concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Paso 7: Modelamiento y análisis de la estructura propuesta

Luego de realizar la configuración estructural, se procedió a modelar la estructura con el software ETABS V18.1.0, colocando las cargas de acuerdo a la norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se realizó varias interacciones del modelado hasta que cumpla con todos los requerimientos de las normas E.030 y E.060, se realizó el análisis por fuerza equivalente (estático) y el análisis modal espectral (dinámico).

Paso 8: Diseño de elementos estructurales de la estructura propuesta

Culminado el análisis por cargas de gravedad y sísmicas de la estructura, se procedió con el diseño estructural de las zapatas, cimentación corrida, columnas, muros de concreto, vigas, losas aligeradas y muros de albañilería.

Paso 9: Detallado final de la estructura propuesta

Se realizó los planos generales y los planos de detalle de la estructura.

Paso 10: Metrado de materiales para el presupuesto de ambas estructuras

Culminada la evaluación estructural de la vivienda y la estructura propuesta, se continuó con el metrado de materiales para realizar el presupuesto de la estructura convencional existente y la estructura propuesta con diseño sismorresistente.

Paso 11: Cálculo del presupuesto de ambas estructuras

Se realiza el análisis de costos unitarios de las partidas de estructuras de ambas viviendas.

Paso 12: Análisis comparativo y conclusión de resultados

Finalmente, se realizó los análisis y conclusiones correspondientes a los resultados de la investigación.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- **Talin Peza** (2017), (12) Desarrolló la investigación que lleva como título “Análisis y diseño de un edificio de mampostería en la Ciudad de México”. Tiene como objetivo realizar el diseño estructural de una vivienda de mampostería, ya que ese es el sistema constructivo que generalmente se usa en la Ciudad de México. La metodología usada es la siguiente: define los materiales usados en la construcción de mampostería; así mismo, se analizó el comportamiento mecánico de las unidades de albañilería, se eligió un inmueble para hacer el análisis y su estructuración correspondiente tomando en cuenta criterios de estructuración para edificios con sistema estructural de mampostería, se continuó con el metrado de cargas y el respectivo análisis estructural por cargas de gravedad y cargas sísmicas bajo el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 para que, finalmente, se realice el diseño en mampostería del edificio. Esta investigación nos servirá de guía para el análisis de muros de albañilería.
- **Yugcha Quilumba** (2018), (13) Desarrolló la investigación que lleva como título “Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, provincia Pichincha”. Tiene como objetivo realizar una evaluación sismo estructural de una vivienda informal mediante el método no lineal, determinando si cumple con los parámetros mínimos de su respectiva norma NEC 2015, así como el estado actual de la vivienda mediante ensayos no destructivos que son el pachómetro y los ensayos de esclerometría, también determinando la manera de reforzar la edificación para mantener su funcionalidad y seguridad. De la investigación se concluyó que la construcción informal no cumple con los desplazamientos laterales mínimos frente a un sismo, en el proceso constructivo no cumple con las cuantías mínimas de acero en las columnas, ni con la resistencia del concreto mínimo sugerido por su normativa. Por lo tanto, se podría afirmar la hipótesis de que el método no lineal Pushover es el mejor para determinar el desempeño sísmico frente a una construcción informal.

- **Ochoa Roman; Ulcuango Merino** (2014), (14) Desarrolló la investigación que lleva como título “Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos”. Tiene como objetivo realizar la determinación de los síntomas y patologías que pueda tener la estructura; para ello, en el análisis sísmico, debe determinar qué tipo de sistema estructural es el que se encuentra en la vivienda informal. De la investigación se pudo concluir que la estructura no cumplía con los parámetros mínimos de la normativa CEC-2000, siendo las derivas máximas sobrepasadas y, posteriormente, al tener desplazamientos grandes, dañar a los elementos estructurales, teniendo fallas de piso blando y vigas cortas, ya que se pudo observar que no hay continuidad en sus muros. Se optó como solución para rigidizar y aportar mayor resistencia colocar enchapes en la mampostería para alivianar los marcos de la vivienda, generando así una mayor rigidez a bajo costo y mejor comportamiento estructural de la edificación. Finalmente, la investigación con las conclusiones de evaluación sísmica y sus datos presentados afirmarían la hipótesis de que la construcción de una vivienda informal trae consigo un mal comportamiento estructural.

ANTECEDENTES NACIONALES

- **Delgado Soto** (2016), (15) El informe de investigación que lleva como título “Aplicación del Sistema de Gestión de Riesgos de Desastres Sísmicos en las edificaciones de albañilería confinada en el distrito de Huancayo” tiene como objetivo principal determinar el riesgo que tienen las edificaciones de albañilería confinada mediante el sistema GRDS. La metodología usada en esta investigación se basó en el Plan Nacional de Gestión de Riesgos de Desastres 2014 – 2021, la cual inició por delimitar su zona de estudio a partir de una muestra basada en el censo del 2007, se explicó minuciosamente acerca del Sistema de Gestión de Riesgos de Desastres orientado a desastres sísmicos en edificaciones con sistema estructural de albañilería, se elaboró fichas de estimación para determinar la vulnerabilidad sísmica de toda la muestra de edificaciones. Con estos resultados, se determinó la vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico para sismos moderados y severos. Finalmente, se determinó los factores de riesgo que influyen en el mal comportamiento de la estructura. Los resultados de esta investigación muestran que hasta un 48.10% de las edificaciones de albañilería confinada tienen riesgo alto de colapso frente a un movimiento sísmico severo; el porcentaje es alto y preocupante.

- **Vega Guzmán** (2017), (16) El informe de investigación que lleva como título “Diseño de un edificio de viviendas en Lince” tiene como objetivo realizar el diseño estructural del edificio de viviendas en el distrito de Lince. Usó la metodología tradicional iniciando por la descripción del proyecto, configuración estructural de la vivienda multifamiliar, aplicando los criterios básicos de estructuración, se continuó con el predimensionamiento de los elementos estructurales como son las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y muros de corte. Se realizó el metrado de cargas y finalmente el análisis estructural estático y dinámico con el software ETABS. Finalmente, se realizó el diseño estructural de todos los elementos estructurales del edificio de viviendas. Como resultado concluye que no se pudo evitar la irregularidad en una dirección, pero que sí cumplía con la norma E.030. Esta investigación nos ayudará con el análisis y diseño de la estructura propuesta con diseño sismorresistente.
- **Peralta Marticorena** (2016), (17) El informe de investigación que lleva como título “Evaluación y ventajas de una albañilería confinada construida con ladrillos artesanales y otra con industriales en la provincia de Huancayo” tiene como objetivo realizar una comparación de las características estructurales del uso de ladrillos artesanales e industriales en la construcción de una vivienda de dos niveles. Dentro de la metodología de su investigación identificó a los principales abastecedores de ladrillos en Huancayo para realizar los ensayos de variación dimensional, alabeo, absorción y resistencia a la compresión de las unidades y de pilas de los diferentes ladrillos industriales y artesanales para clasificarlos según la norma E.070 Albañilería. Los resultados de la investigación muestran que los ladrillos artesanales y los ladrillos industriales no cumplen con los parámetros de la norma E.070 para ser usados en muros estructurales. Los ladrillos artesanales no llegan a la resistencia mínima de 50 kgf/cm² y los ladrillos industriales tienen porcentaje de huecos o vacíos mayor al 30%. Finalmente, se concluye que el costo por metro cuadrado de construcción de una edificación con ladrillos industriales es menor que la construcción de la misma edificación con ladrillos artesanales.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. VIVIENDA CONVENCIONAL

Una vivienda convencional, en esta investigación, se define en función a la elaboración de los planos estructurales en cualquiera de los siguientes casos:

- 1) Viviendas que no cuenten con planos estructurales previo a la construcción. Este tipo de viviendas fueron construidas a criterio del albañil encargado de la construcción y el dueño de la vivienda.
- 2) Viviendas que cuentan con planos estructurales previo a la construcción; sin embargo, estos planos no fueron elaborados por un ingeniero civil especializado en estructuras. Es común encontrar este tipo de viviendas que cuentan con planos estructurales no idóneos, por lo general son elaborados por profesionales arquitectos e incluso son firmados por estos; en otros casos tienen la firma de un ingeniero civil, pero también fueron elaborados por arquitectos.

Es común que existan viviendas convencionales sin la participación de profesionales adecuados en la elaboración de los documentos previo a la construcción, esto se debe a las siguientes razones:

- 1) Los propietarios desconocen que los planos los elaboran profesionales como arquitectos e ingenieros; por ende, consideran que es el maestro albañil quien define la forma y los materiales a usar en la construcción.
- 2) Los propietarios creen que es un arquitecto quien está encargado de la elaboración de todos los planos de una vivienda, motivo por el cual le encargan toda la elaboración del proyecto a dicho profesional.
- 3) Los propietarios contratan a una empresa para la elaboración de los planos, y son las empresas quienes mandan a realizar los planos estructurales a profesionales arquitectos; en este caso la culpa no la tiene el propietario.
- 4) Muchos propietarios conocen la función que cumplen los arquitectos y los ingenieros en la construcción de una vivienda; sin embargo, es común pensar que contratar profesionales para la construcción de la vivienda es muy caro, es por ello que deciden construir su vivienda sin la participación de estos profesionales.

Por todos los motivos mencionados es que se construyen viviendas convencionales y las autoconstrucciones son parte de ellas. Esta investigación pretende minimizar la cuarta razón mencionada por la cual se construyen viviendas convencionales: esta corresponde al tema económico, ya que muchos ingenieros civiles y arquitectos tienen una idea de que una vivienda con diseño sismorresistente es demasiado costosa comparada con una vivienda convencional, es así que los propietarios son informados de tal manera; sin embargo, puede que la diferencia económica no sea tanta como se supone. Así mismo, los propietarios no tienen en cuenta la inseguridad que les ofrece las viviendas convencionales. En esta sección, se verán todos los errores y malas prácticas constructivas que se realizan en la actualidad al momento de construir una vivienda.

2.2.1.1. PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción de viviendas de material noble en la provincia de Huancayo es por lo general una combinación de sistemas estructurales entre albañilería, aporticado e incluso algunas viviendas tienen un sistema de muros estructurales ya sea en una o en ambas direcciones principales de la vivienda; sin embargo, es común encontrar estructuras con el sistema estructural aporticado en un sentido y un sistema estructural de albañilería en el otro, es así que, a continuación, se verá procesos constructivos de los principales elementos estructurales de una vivienda convencional.

- **CIMENTACIONES**

La cimentación en una vivienda tradicional es superficial y por lo general este tipo de viviendas solo se construyen con la combinación de uno o más de los siguientes elementos estructurales: zapatas aisladas, zapatas combinadas, vigas de cimentación y cimientos corridos. Sin embargo, cabe mencionar que lo correcto sería evaluar la cimentación de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos. Los errores más comunes que se dan en cimentaciones durante la construcción de viviendas son las siguientes: 1) La parrilla de acero de las zapatas no cuentan con los ganchos estándar, 2) Las varillas de acero no cuentan con el recubrimiento adecuado, 3) El nivel de desplante no es el adecuado, 4) Cuentan con dimensiones excesivas donde no necesitan, 5) Cuentan con dimensiones muy pequeñas, 6) Los esfuerzos en toda la superficie de la zapata no se encuentra a compresión. En las siguientes figuras, se mostrarán algunos de los problemas que se encuentran en la realidad.

Figura 5: Se muestra mala distribución de estribos y parrilla sin ganchos.



Fuente: Elaboración propia

- **COLUMNAS**

Las columnas son los elementos estructurales verticales, de importancia en una edificación pues son las que transportan las cargas de la edificación a la cimentación, además de ser los soportes para las vigas y el receptor de sus cargas, trabajan a la flexión, así como a la compresión. Al ser construidas de concreto armado, pueden tener diversas formas, ya sean circulares, cuadradas o rectangulares. Un error que se puede observar en las autoconstrucciones es la falla por columna corta, pues los muros a colocar no cubren toda la altura de las columnas, sino, como se muestra en la imagen, se deja una parte, la cual frente a un sismo fallaría; también es común irrumpir en la estructura de la columna colocando ahí la caja de luz. Sabemos que esto no dejará trabajar correctamente a la columna pues se daña el revestimiento, así como los aceros colocados. Así mismo, se encuentra de manera frecuente que los empalmes por traslape de las varillas de acero lo realizan en una sola sección, dentro de la zona de confinamiento del elemento estructural, incluso en otras ocasiones lo realizan dentro del nudo.

- **MUROS DE ALBAÑILERÍA**

Existen muros de albañilería llamados tabiques, los que solo se usan para separar ambientes y muros de albañilería estructurales, los cuales tienen una función estructural. Los muros de tabiquería, al no ser muros estructurales portantes, se puede usar ladrillos King Kong 18 huecos, pandereta y tubulares; sin embargo, para muros estructurales portantes, es necesario que se cumpla las disposiciones y especificaciones técnicas de la norma E.070 de albañilería, debido a que cumple un papel muy importante en el comportamiento estructural de la vivienda y, por ende, en la seguridad de las personas que la habitan. Es común encontrar tabiquería confinada a la estructura, muros de ladrillos pandereta y tubulares confinadas a la estructura, en muchos casos incluso los alféizares no están aislados. Todos estos malos procedimientos constructivos generan que la estructura falle de manera no esperada.

Figura 6: Vivienda con alfézares no aislados de la estructura



Fuente: Elaboración propia

En la figura, se aprecia que los muros en general no están aislados de la estructura principal, tampoco tienen elementos de confinamiento en sus bordes, por lo que estos muros podrían generar torsiones no deseables para la estructura frente a un movimiento sísmico, en algunos casos generarían efectos de columna corta e incluso piso blando cuando existe mayor densidad de muros en los pisos superiores. También se visualiza que el acero de refuerzo colocado en las columnas tendrá una longitud aproximada de 1.0m, y será exactamente en la zona de confinamiento donde más adelante se realice los empalmes, este es otro error muy frecuente. En el capítulo de disposiciones especiales para el diseño sísmico de la norma E.060, se indica que los empalmes por traslape no pueden entrar dentro de la zona de confinamiento por ser una zona donde existen esfuerzos mayores que el resto del elemento.

- **VIGAS**

Existen varias malas prácticas constructivas durante la construcción de vigas de concreto armado en viviendas convencionales como dimensiones excesivas, colocado de acero de refuerzo en exceso, casos en donde las dimensiones son inferiores a las requeridas, el acero de la viga no cumple con el recubrimiento mínimo exigido por la norma. En realidad, existe un sinnúmero de errores que se cometen durante la construcción de una viga. En los siguientes párrafos se mostrarán los principales errores constructivos que se cometen durante la construcción de viviendas sin dirección técnica.

Figura 7: Vivienda con muros portantes y vigas peraltadas



Fuente: Elaboración propia

La figura muestra una vivienda convencional de dos pisos donde se aprecia que los muros no están aislados de la estructura por ninguno de sus lados. No existe mayor problema estructural en este proceso; sin embargo, se puede apreciar que las vigas coplanares a los muros de albañilería tienen un peralte excesivo $h = 40\text{cm}$. Y, como se conoce, los muros portantes de albañilería solo necesitan vigas de arriostre, ya que no existe flexión en este tipo de vigas por lo que solo sirve para arriostrar al muro y transmitir las cargas de las losas de manera directa a los muros de albañilería. Este problema va en contra de la economía de la construcción de la vivienda, ya que son innecesarias las dimensiones excesivas de la viga.

- **LOSAS**

Las losas son las encargadas de transmitir las cargas a las vigas, de su propio peso, así como de los tabiques que pudiesen estar soportando, además cumple la función de diafragma rígido amarrando toda la estructura y haciendo que se comporte como uno solo, generando monolitismo entre los elementos. Esto es importante, ya que, frente a un sismo, las cargas sísmicas se distribuyen en los elementos verticales en función a la rigidez de cada elemento.

Figura 8: Cangrejas en vigueta de losa aligerada a falta de vibrado.



Fuente: Elaboración propia

- **DETALLES DEL ACERO**

Uno de los errores más comunes en una obra es la incorrecta colocación del acero de refuerzo en los elementos estructurales. Estos errores no se cometen solo en la construcción de una vivienda, también suceden en obras de mayor magnitud y que en pocas ocasiones son colocadas adecuadamente. En una investigación realizada por Torres Zamudio (18), en la cual realiza observaciones principales en la colocación del acero de refuerzo en losas, vigas, columnas y placas, se presenta los problemas con sus respectivas soluciones; sin embargo, solo se extraerá los problemas encontrados en obra. En los siguientes párrafos, se mostrarán los errores comunes que se encuentran en la construcción de una estructura. Estas deficiencias constructivas se dan con mucha más razón en la construcción de viviendas convencionales, ya que durante la construcción no cuentan con profesionales calificados como un supervisor de obra para que pueda observar dichos armados.

Figura 9: Diámetro de doblado en estribos de confinamiento



Fuente: (18 pág. 70) *El arte de detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano*

En la figura, se aprecia que el diámetro de doblado de los estribos de confinamiento de 3/8" es de 5/8" y 3/4". Según la norma E.060 para barras de confinamiento desde 1/4" hasta 1", le corresponde un diámetro mínimo de doblado de $6db$, para estribos que por lo general son de 3/8" le corresponde un diámetro mínimo de doblado de $5.7cm$. Se puede concluir que los diámetros de doblado en obra son muy inferiores a los diámetros mínimos exigidos por la norma. Estos problemas se dan en todos los elementos estructurales y no estructurales que requieren de estribos o en los extremos de elementos no continuos donde requieren un gancho estándar.

Figura 10: Espaciamiento entre barras longitudinales



Fuente: (18 pág. 71) *El arte de detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano*

En la figura, se aprecia el espaciamiento entre barras corrugadas longitudinales, los cuales no cumplen con el espaciamiento mínimo establecido en la norma E.060 que es de 1". Este problema es muy frecuente en construcciones de viviendas, ya que frecuentemente a una

viga con un ancho $b = 25\text{cm}$ le colocan hasta 5 varillas de acero en una capa para la cual ya no es suficiente una sección de tal ancho, incluso si el número de varillas para una sección dada es la adecuada, el problema radica en la distribución uniforme de las varillas. El maestro albañil no le da mucha importancia a este tipo de detalles; sin embargo, sí es necesario corregir ese tipo de errores para evitar el congestionamiento y por ende la generación de cangrejas en el elemento de concreto armado.

Figura 11: Unión viga - columna



Fuente: (18 pág. 73) El arte de detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano

Cuando el ancho de una viga es igual al ancho de la columna a la cual está unida, siempre existe el problema mostrado en la figura anterior, debido a que ambos elementos estructurales tienen el mismo recubrimiento y, por ende, los aceros longitudinales de ambos elementos proyectan casi en un mismo plano, por lo que se generan los traslapes entre sí, es por ello que colocan la armadura de la viga desplazando hacia un lado como se aprecia en la figura; sin embargo, al realizar este procedimiento, debilitan el nodo y se incrementa la posibilidad de que aparezcan las fisuras en la viga, debido a que el recubrimiento de uno de sus lados sería aproximadamente 6cm, para este espesor ya es recomendable usar refuerzo adicional.

Figura 12: Acero de temperatura en losas aligeradas



Fuente: (18 pág. 74) *El arte de detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano*

Es muy frecuente encontrar que el acero de temperatura que se coloca en las losas aligeradas están pegadas a las bloquetas como se muestra en la figura anterior. Esta es una de las causas por las cuales se generan fisuras en la parte superior de la losa, ya que el acero de temperatura no está trabajando como debe ser. La norma indica que la ubicación del acero de temperatura (retracción) debe ser al centro de la losa, en este caso la losa de un aligerado es de 5cm.

2.2.2. VIVIENDA SISMORRESISTENTE

2.2.2.1. MÉTODOS DE DISEÑO

Según Ottazzi Pasino (19), *“El objetivo del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos constituyentes de una estructura, para que ésta pueda cumplir, durante su vida útil, la función para la cual fue concebida con un grado de seguridad razonable”*. El diseño se debe realizar para acciones de gravedad, acciones sísmicas y de viento, es necesario mencionar que los principios del diseño sismorresistente son los siguientes: evitar la pérdida de vidas humanas, reducir los daños de las propiedades y asegurar que los servicios básicos tengan continuidad luego de la ocurrencia de un movimiento sísmico. Así mismo, es importante conseguir que la estructura esté dentro de los límites económicos aceptables.

- DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

El diseño por esfuerzos admisibles o permisibles, también denominado Diseño Elástico. Este método establece que en ninguna parte de la estructura debe existir esfuerzos superiores a un valor admisible para que la estructura permanezca en un rango elástico, estos esfuerzos se determinan bajo cargas de servicios (no amplificadas), se asume que el concreto se comporta linealmente bajo cargas de servicio siempre y cuando el esfuerzo no exceda del 40% al 50% de f'_c , el factor de seguridad a usar en éste método se fija como una fracción de las resistencias del concreto y del acero de refuerzo. Por ejemplo, los esfuerzos en el acero no deben de superar el $0.5 f_y$, y los esfuerzos en el concreto deben de ser inferiores a $0.45 f'_c$. Debido a la fuerte reducción de la resistencia de los materiales, es que las estructuras antiguas tienen dimensiones robustas.

Este método se utilizó hasta finales de la década del 60 y se usó como un método alternativo hasta la presentación del Código ACI del 99 en el cual desapareció por completo de dicho código, por lo que en la actualidad ya quedó en desuso.

- DISEÑO POR RESISTENCIA

Según la Norma E.060 (20), “*Para el diseño de estructuras de concreto armado, se utilizará el **Diseño por Resistencia***”. La norma peruana de diseño en concreto armado exige que el diseño se realice por este método que centra el diseño en el estado límite último de rotura o falla, posteriormente se verifica los estados límites de servicio.

Para el diseño por resistencia, se debe cumplir que la **resistencia de diseño** (ϕR_n) en una sección del elemento debe ser por lo menos igual a la **resistencia requerida** (R_u) calculada para fuerzas amplificadas en las combinaciones indicadas en la Norma E.060. Es decir, en todas las secciones de los elementos estructurales y para cualquier diseño deberá de cumplirse con la siguiente expresión:

$$\phi R_n \geq R_u$$

ϕR_n : Resistencia proporcionada o resistencia de diseño

R_u : Resistencia requerida por cargas amplificadas

Para determinar la resistencia requerida, se debe usar las combinaciones de carga estipuladas en la sección 9.2 *Resistencia requerida* de la norma E.060 (20). Existen varias combinaciones de carga; sin embargo, el número de combinaciones a usar está en función al tipo de fuerzas que se ejercen sobre la estructura. A continuación, se muestran algunas de ellas, que serán usadas en la presente investigación:

Cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV)	$U = 1.4 CM + 1.7 CV$
Cargas sísmicas (CS)	$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
	$U = 0.90 CM \pm CS$

Para determinar la resistencia de diseño proporcionada por un elemento, se debe calcular la resistencia nominal calculada de acuerdo a lo indicado en la norma E.060, multiplicada por un factor de reducción de resistencia (ϕ), el factor de reducción depende del tipo de resistencia el cual se quiere calcular. A continuación, se muestran algunos de los factores de reducción de resistencia:

Flexión sin carga axial	0.90
Tracción con o sin flexión	0.90
Compresión con o sin flexión sin espiral	0.75
Compresión con o sin flexión con espiral	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70

Los factores de reducción de resistencia afectan negativamente a la resistencia nominal del elemento debido a las siguientes razones: 1) La resistencia en el elemento no es uniforme por tener variabilidad en la resistencia de los materiales que lo componen, variación en la sección geométrica entre el plano y la construcción e incertidumbre en el cálculo de la resistencia nominal del elemento; 2) Consecuencias de fallas en los elementos; es decir, la reducción es mayor cuando se trata de un elemento cuya falla podría generar mayor daño estructural, es por ello que los elementos sometidos a compresión con o sin flexión tienen una reducción mayor al de un elemento sometido solo a flexión; 3) Tipo de falla del elemento, cuando el concreto excede su capacidad de resistencia primero tiene una falla frágil, y cuando el acero excede su capacidad de resistencia primero tiene una falla dúctil.

- DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad se basa en la formación de un adecuado mecanismo de falla con el fin de evitar la falla frágil, buscando que se generen rótulas plásticas en los extremos del elemento, esta es determinada teniendo ya el diseño por flexión del elemento. Así mismo, se busca que la rótula plástica se genere primero en las vigas antes que la de las columnas.

2.2.2.2. NORMAS DE DISEÑO

Las normas que se mencionarán son específicamente normativas de la especialidad de estructuras, debido a que en la presente investigación se tomó como base los planos arquitectónicos, suponiendo que estos cumplen con sus respectivas normas.

- E.020 CARGAS

Esta norma establece cargas y pesos mínimos a usar para el análisis y diseño estructural, tanto como carga viva como carga muerta para los diferentes usos en edificaciones, también incluye una sección donde establece cargas de nieve en techos y sobre el suelo; por último, también incluye el cálculo de la presión debido al viento en función al mapa eólico del Perú.

- E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Esta norma establece lineamientos para el análisis estructural por cargas sísmicas, incluye el análisis por fuerzas estáticas equivalentes (estático) y el análisis modal espectral (dinámico); así mismo, establece la categoría de la edificación, parámetros del suelo, sistema estructural, desplazamientos y todo lo necesario para realizar un análisis sísmico y obtener el análisis estructural de la vivienda a evaluar. Incluso se presenta lineamientos para el diseño de elementos no estructurales.

- E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

Esta norma establece los requisitos mínimos para realizar el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para edificaciones, con el fin de asegurar la estabilidad de la estructura, limitando los asentamientos para cimentaciones superficiales y profundas. Incluso menciona los problemas especiales que existen en cimentaciones.

- E.060 CONCRETO ARMADO

Esta norma establece todos los lineamientos para realizar el análisis y diseño estructural de una estructura, establece límites para el uso de materiales, requisitos de durabilidad, control de calidad del concreto, mezclado y colocación, recomendaciones para el encofrado, tuberías embebidas y las respectivas juntas de construcción, requisitos de resistencia y servicio, y una de las secciones más importantes son las disposiciones especiales para el diseño sísmico.

- E.070 ALBAÑILERÍA

Esta norma de diseño en albañilería confinada y armada brinda los lineamientos para determinar los esfuerzos en los diferentes elementos de confinamiento de los muros estructurales, también indica los requisitos generales para todas las características físicas, químicas y mecánicas de las unidades de albañilería y los materiales cementantes. La norma establece procedimientos para determinar las dimensiones y cantidades de acero que debe tener cada elemento estructural. Por último, establece algunos parámetros para el correcto proceso constructivo.

2.2.2.3. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

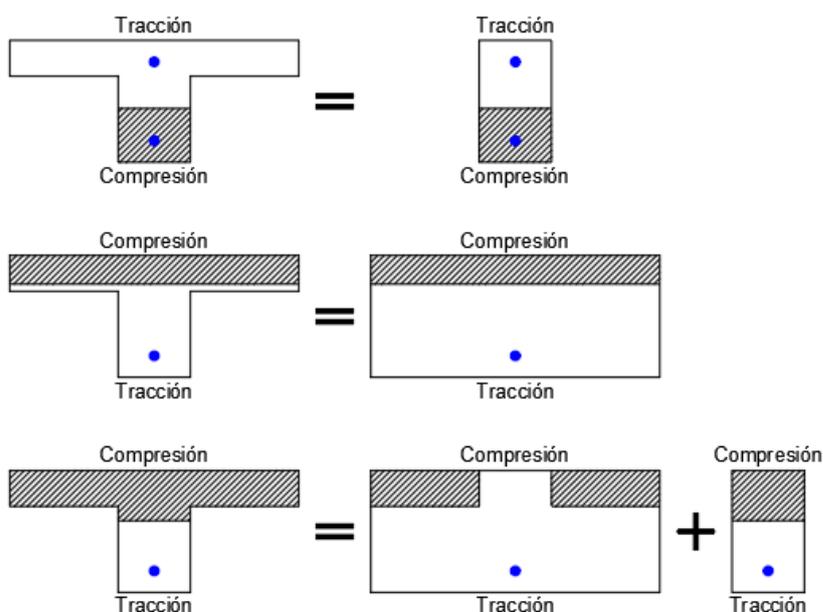
- **LOSAS ALIGERADAS**

El diseño por flexión de la losa aligerada se realizará por el método de Diseño por Resistencia únicamente bajo cargas de gravedad, debido a que este elemento trabaja como un diafragma rígido y no bajo cargas sísmicas. En el presente proyecto, no se realizó la alternancia de cargas, debido a que solo cuentan con uno y dos paños, y la alternancia de cargas no tendría mucha incidencia.

DISEÑO POR FLEXIÓN

El procedimiento a seguir para el diseño por flexión es similar al de una viga con sección "T" en los cuales se realizarán análisis para momentos flectores negativos que tienen el alma en compresión y para momentos flectores positivos que existen dos posibles casos en los cuales la zona en compresión está solo en las alas y otra en el cual la zona en compresión está en las alas y una parte del alma como se aprecia en las siguientes figuras.

Figura 13: Casos de esfuerzos de compresión y tracción en losas aligeradas



Fuente: Elaboración propia

La figura anterior muestra los casos que se puedan presentar en un elemento con sección "T" tanto para la compresión en la parte inferior como para la parte superior. En el siguiente cuadro, se muestra el acero mínimo a colocar para momento negativo y momento positivo para los diferentes espesores de losa aligerada.

Tabla 2: Cuantía mínima para diferentes espesores de losas aligeradas

Peralte (h) [m]	Peralte efectivo (d) [m]	Acero mínimo	
		Positivo [cm ²]	Negativo [cm ²]
0.17	0.14	0.34	0.91
0.20	0.17	0.41	1.01
0.25	0.22	0.53	1.15
0.30	0.27	0.65	1.28

Fuente: Adaptado de Ottazzi Pasino (19)

La norma E.060 brinda ciertas disposiciones para el diseño por flexión de losas nervadas y losas en general:

- No es necesario cumplir con la cuantía mínima siempre y cuando el acero colocado es al menos un tercio a la requerida por análisis.
- La resistencia mínima a compresión del concreto estructural $f'_c = 17MPa$.
- La resistencia máxima del acero de refuerzo $f_y = 550MPa$.

En el presente proyecto, se cumplen todas las disposiciones indicadas por la normatividad correspondiente.

El momento resistente de una sección se determina en función al acero a tracción, resistencia a la compresión del concreto, resistencia a la fluencia del acero, ancho de la zona en compresión y peralte de la losa con las expresiones que se muestran a continuación:

$$\phi Mn = \phi \cdot f_y \cdot A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 * b * f'_c}$$

En losas aligeradas no es común ni económico colocar acero de refuerzo negativo de forma continua de extremo a extremo como lo es en el caso del acero positivo; por tal motivo, se debe realizar corte de acero de refuerzo de acuerdo a lo siguiente:

Si existe solo una varilla de acero, el corte se debe realizar a partir del punto de inflexión del diagrama de momento flector, adicionándole el mayor de los siguientes valores: $12db, d$ o $ln/16$. Donde ln representa la luz libre de la losa aligerada.

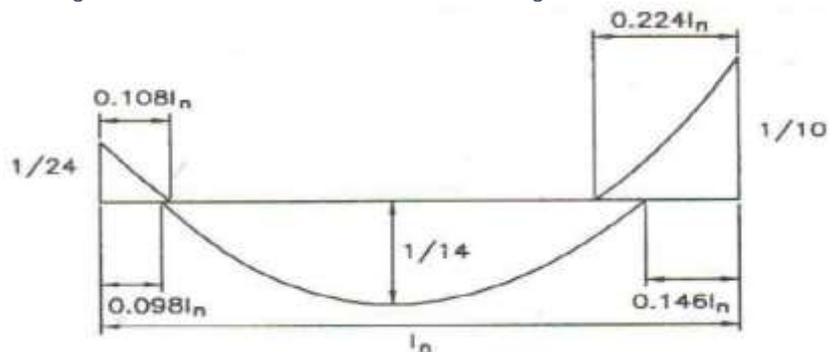
Si en la cara del apoyo existen dos varillas de acero, el primer corte se realiza de manera que al menos la tercera parte del acero continúe, en el diagrama de momento flector se busca la distancia a la cual la nueva sección resistirá, a este se le adiciona el mayor de los siguientes valores: $12db$ o d . Para el segundo corte del acero, se seguirá el mismo procedimiento del párrafo anterior.

Los casos mostrados en los dos párrafos anteriores sirven cuando se conoce detalladamente el diagrama de momento flector en cualquier parte del tramo; sin embargo, en los extremos no continuos se realizó un análisis considerando un apoyo fijo que no restringe el giro, por lo que el momento teórico en dicho extremo es cero. Sin embargo, debido a que el apoyo es monolítico con la losa aligerada, sí existe un momento por monolitismo para el cual se tomará los lineamientos del ACI, dicho momento se determinará con la siguiente expresión:

$$M_{m-} = \frac{w \cdot l_n^2}{24}$$

Para realizar el corte de acero de este extremo se tomará en cuenta el siguiente gráfico donde muestra el punto de inflexión al cual se debe tomar como corte teórico:

Figura 14: Envoltura de momento flector según coeficientes del ACI



Fuente: Diapositivas de las clases de concreto armado de la Ing. Natividad Sánchez

DISEÑO POR CORTE

En las disposiciones para losas nervadas de la norma E.060, se indica que se podrá incrementar en un 10% la resistencia por corte proporcionada por el concreto, la expresión para determinar la resistencia al corte de la losa aligerada queda de la siguiente manera:

$$\phi V_n = 1.1 * \phi * V_c$$

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

La fuerza cortante última debe ser calculada a una distancia de "d" de la cara del apoyo bajo cargas amplificadas para cargas por gravedad, dicha fuerza cortante deberá ser inferior a ϕV_n .

En el caso de que la fuerza cortante última sea mayor a la fuerza cortante resistente, se deberá realizar un ensanche del alma del aligerado para incrementar el área de la sección de concreto, en el extremo caso de que aun así la fuerza cortante última sea mayor a la

resistencia de la sección con el alma ensanchada, se procede a incrementar el espesor de la losa aligerada.

- **VIGAS COLGANTES Y CHATAS**

Las vigas al igual que las losas aligeradas se diseñan por flexión y por corte teniendo en cuenta las disposiciones especiales para diseño sísmico estipuladas en la norma E.060.

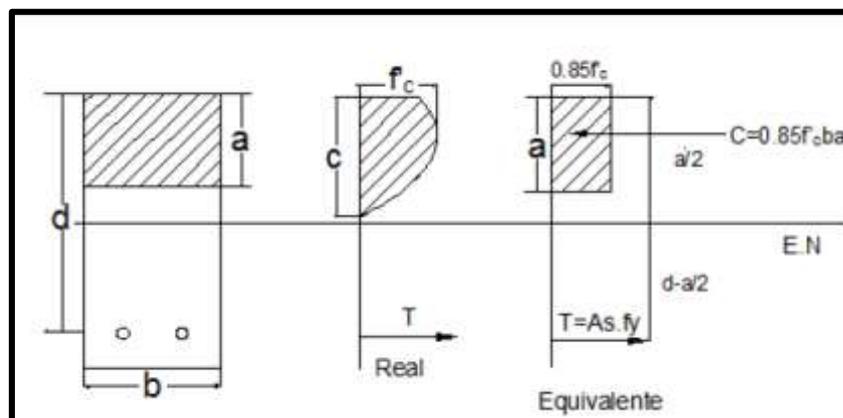
DISEÑO POR FLEXIÓN

Para elementos sometidos a flexión y carga axial, la norma E.060 establece que se debe basar en ciertas hipótesis, satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, las hipótesis en mención son las siguientes:

- La deformación unitaria del concreto y el acero se supone que son directamente proporcionales medidas respecto al eje neutro, con excepción en vigas de gran peralte.
- La deformación unitaria máxima del concreto se supondrá 0.003 en la fibra extrema comprimida.
- El esfuerzo del acero deberá considerarse como E_s veces la deformación unitaria del acero que no puede superar f_y .
- No se considera en el cálculo la resistencia a tracción del concreto.
- La distribución de esfuerzos a compresión del concreto y su respectiva deformación unitaria debe suponerse rectangular, trapezoidal o cualquier forma que coincida con los obtenidos en laboratorio.

De la última hipótesis, la norma permite usar un bloque rectangular con un espesor $0.85 f'_c$ y una altura de $a = \beta_1 \cdot c$, el siguiente gráfico muestra de manera ilustrativa lo mencionado.

Figura 15: Bloque equivalente de esfuerzos a compresión de una sección



Fuente: Adaptado de Ottazzi Pasino (19)

Por equilibrio de fuerzas se tiene lo siguiente:

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

El momento resistente ϕMn es igual al momento par generado por las fuerzas en compresión y las de tracción, es usual usar las fuerzas de tracción quedando la ecuación de momentos como sigue:

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

El acero mínimo se debe colocar en los elementos estructurales de concreto armado con excepción en zapatas y losas macizas y está dada por la siguiente expresión según la norma E.060:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

Cualquier sección del elemento estructural que tenga esfuerzos de tracción por flexión debe cumplir con dicha área mínima; así mismo, se puede obviar este valor si el área de acero en tracción proporcionada es al menos un tercio de la requerida por un análisis. Sin embargo, en las disposiciones especiales para diseño sísmico indica que no debe obviarse este acero mínimo para elementos con responsabilidad sísmica. Así mismo, añade otras consideraciones para el acero mínimo en la cara del apoyo que indica que la resistencia a momento positivo debe ser por lo menos un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara. Para el acero mínimo en cualquier sección del elemento, la resistencia a momento tanto negativo como positivo debe ser mayor a un cuarto de la resistencia máxima a momento de cualquier cara del elemento. Por lo menos dos varillas de acero tanto en la parte superior y la parte inferior del elemento deben ser continuas.

Para realizar los cortes de acero cuando sea el caso, se tendrá en cuenta el corte teórico, a esta longitud se le adicionará una distancia d o $12db$, la que sea mayor para garantizar que el acero desarrolle su fluencia.

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte en vigas en general se realiza por el método de diseño por resistencia, donde se tiene que cumplir que la resistencia a fuerza cortante de la sección debe ser

mayor que la fuerza cortante actuante en la sección; es decir, se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia nominal V_n es la suma de la resistencia a corte del concreto V_c y la resistencia a corte del acero V_s . La resistencia a cortante del concreto está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

La resistencia a cortante proporcionada por el acero está dada por la siguiente expresión:

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

La fuerza cortante actuante o última se determina a la cara del apoyo siempre y cuando exista una carga puntual dentro de una longitud " d " medida desde la cara del apoyo y cuando no exista esfuerzos de compresión en la zona de apoyo, si cumple con estas dos condiciones, la fuerza cortante última se deberá calcular a una distancia " d " medida desde la cara del apoyo.

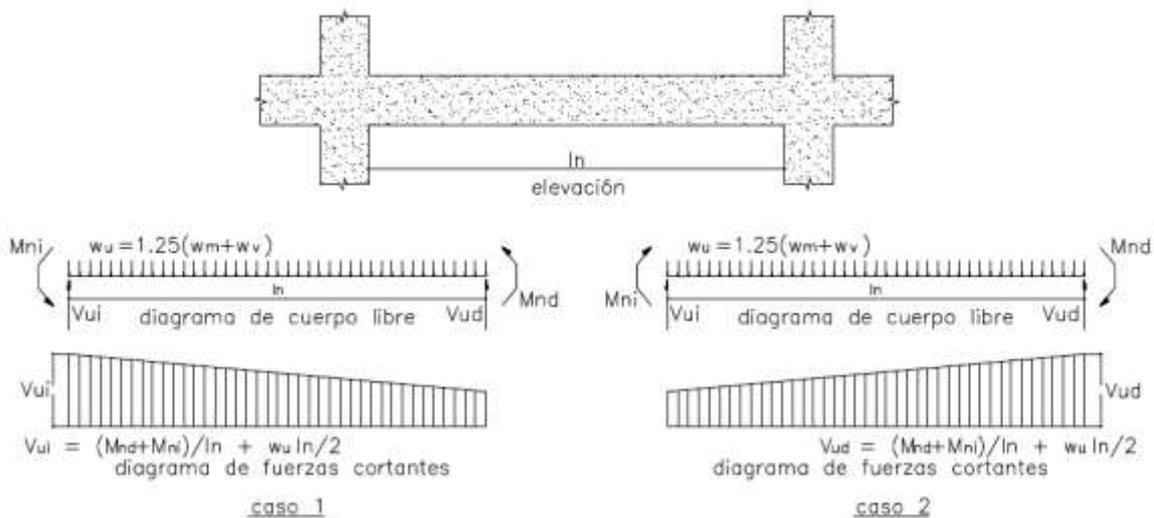
Cuando V_s sea menor a $1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$, se deberá cumplir que el espaciamiento máximo de los estribos no debe superar cualquiera de las dos expresiones: $\frac{d}{2}$ o $60cm$. En el caso que V_s sea mayor, estos límites de espaciamiento se reducirán a la mitad.

Cuando el cortante último sea menor a ϕV_c , se colocará estribos mínimos espaciados a una longitud máxima como sigue:

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

La norma cuenta con disposiciones especiales para diseño sísmico en el cual indica que, dentro de una longitud de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no deberá superar cualquiera de las siguientes expresiones: $\frac{d}{4}$ ($\geq 15cm$), $10db_l$, $24db_e$ o $30cm$, el resto de estribos no deberá estar espaciado a más de $\frac{d}{2}$. El primer estribo deberá estar máximo a una distancia de $10cm$ desde la cara del apoyo, el diámetro de estribo está en función al diámetro de las varillas longitudinales, el diámetro mínimo es de $8mm$. La siguiente figura muestra el cortante mínimo de diseño a usar por el diseño por capacidad.

Figura 16: Fuerza cortante mínima de diseño según el diseño por capacidad



Fuente: Norma de concreto armado

• COLUMNAS ESTRUCTURALES

Las columnas son elementos verticales que tienen la función de transmitir las cargas de los entresijos hacia las cimentaciones de la estructura; así mismo, estos elementos verticales son los encargados de limitar el desplazamiento lateral de la estructura ante un movimiento sísmico, estos elementos verticales trabajan en combinación de los siguientes esfuerzos: flexión, compresión, tracción, torsión y corte. Es por ello que las columnas se diseñan básicamente por flexocompresión, flexotracción y por corte.

Como ya se mencionó, todas las estructuras de concreto armado deberán ser diseñadas por el método de Diseño por Resistencia.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN Y FLEXOTRACCIÓN

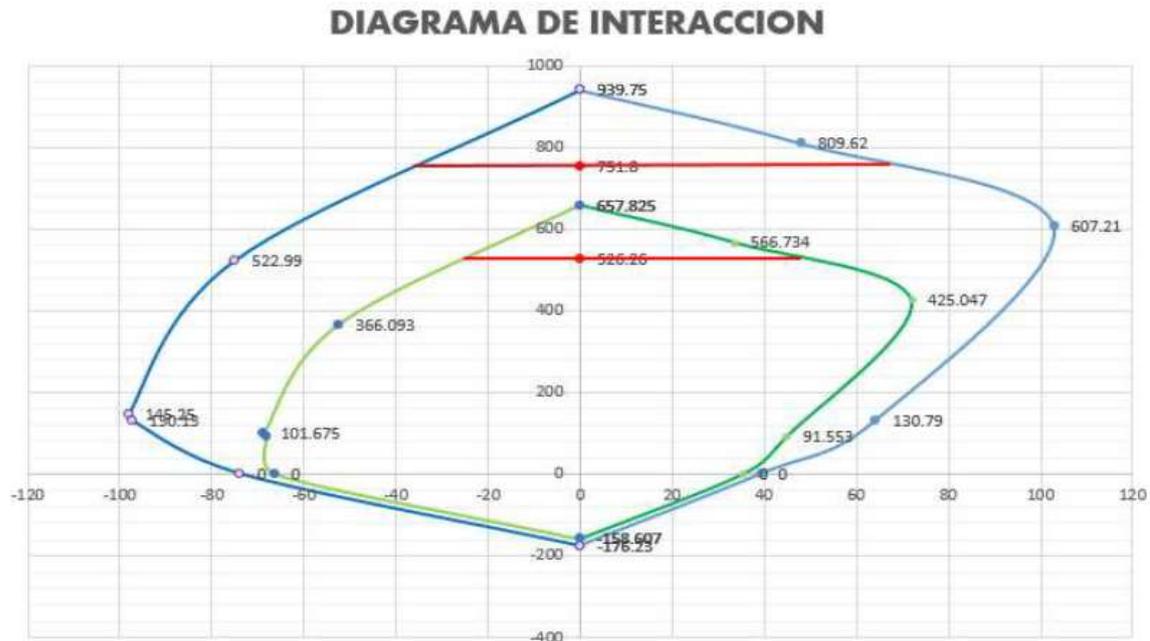
Las columnas tienen esfuerzos a flexotracción, flexocompresión y cortante, a diferencia de las vigas que solo cuentan con esfuerzos de flexión y cortante, motivo por el cual el diseño de los elementos verticales no es el mismo al de los elementos horizontales. La norma E.060 establece disposiciones para el diseño de elementos verticales. En la sección de los ejemplos de diseño, se verá detalladamente los cálculos necesarios para el dimensionamiento.

La cuantía de acero longitudinal está limitada a un mínimo de 1% y un máximo de 6%; cuando exceda de 4%, la norma exige que exista un detalle de la distribución de dicho acero. Así mismo, existen varias expresiones donde se limita el espaciamiento mínimo y máximo de las varillas longitudinales.

Para el diseño por flexión de columnas, se tiene que elaborar un diagrama de interacción teniendo en cuenta que se debe tener definido los diámetros y espaciamientos de las

varillas, recubrimientos, dimensiones de la sección, esfuerzo a compresión del concreto y esfuerzo a tracción del acero, todo esto para definir el centro plástico de la sección que será usado para determinar los momentos nominales, y estos finalmente se usarán para la construcción del diagrama de interacción; este diagrama de interacción se realizará para cada sentido y en por lo menos en dos direcciones principales perpendiculares entre sí.

Figura 17: Diagrama de interacción de una columna "T"



Fuente: Diapositivas de las clases de concreto armado dictado por la Ing. Natividad Sánchez

DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte en columnas se realiza por el método de diseño por resistencia, donde se debe cumplir que la resistencia a fuerza cortante de la sección debe ser mayor a la fuerza cortante actuante en la sección, como se aprecia en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia nominal V_n es la suma de la resistencia a corte del concreto V_c y la resistencia a corte del acero V_s . La resistencia a corte del concreto está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * b_w * d$$

Se aprecia que en la fórmula intervienen N_u y A_g , esto debido a que la resistencia por corte de la sección se incrementa cuando existe compresión axial en el elemento, ya que retarda el agrietamiento diagonal del elemento; N_u representa la carga axial última de compresión y A_g representa el área bruta de la sección.

La resistencia a cortante proporcionada por el acero está dada por la siguiente expresión:

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

La fuerza cortante actuante o última se determina a la cara del apoyo siempre y cuando exista una carga puntual dentro de una longitud "d" medida desde la cara del apoyo y cuando no exista esfuerzos de compresión en la zona de apoyo, si cumple con estas dos condiciones, la fuerza cortante última se deberá calcular a una distancia "d" medida desde la cara del apoyo.

Cuando V_s sea menor a $1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$, se deberá cumplir que el espaciamiento máximo de los estribos no debe superar cualquiera de las dos expresiones: $\frac{d}{2}$ o $60cm$. En el caso que V_s sea mayor, estos límites de espaciamiento se reducirán a la mitad.

Cuando el cortante último sea menor a ϕV_c , se colocará estribos mínimos espaciados a una longitud máxima como sigue:

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

La norma cuenta con disposiciones especiales para diseño sísmico en el cual indica que, dentro de una longitud de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no deberá superar cualquiera de las siguientes expresiones: $\frac{d}{4}$ ($\geq 15cm$), $10db_l$, $24db_e$ o $30cm$, el resto de estribos no deberá estar espaciado a más de $\frac{d}{2}$. El primer estribo deberá estar máximo a una distancia de 10cm desde la cara del apoyo, el diámetro de estribo está en función al diámetro de las varillas longitudinales, el diámetro mínimo es de 8mm. El diseño por capacidad y algunas disposiciones están en función al sistema estructural de la edificación que de manera más detallada se encuentra en la norma E.060.

- **ZAPATAS**

Las zapatas se diseñan para resistir cargas amplificadas por método de diseño por resistencia y también se diseñan para resistir sus propias reacciones. Se usarán las mismas expresiones que fueron usadas para las vigas, tanto por flexión y por corte. El área de la zapata se determinará a partir de fuerzas en servicio, momentos en servicio y capacidad admisible del terreno sobre el cual se apoyará según el estudio de mecánica de suelos. Para que se pueda seguir con el dimensionamiento de la zapata, se debe tener en cuenta que no debe existir reacciones de esfuerzos en tracción en la superficie inferior de la zapata.

La norma E.060 permite el incremento en un 30% del valor del esfuerzo admisible del terreno para cargas como sismo y viento, debido a que estas cargas intervinientes son

temporales. Así mismo, permite la reducción de las acciones sísmicas a un 80% para la determinación de la presión del suelo. Los esfuerzos en la zapata serán determinados con la siguiente expresión simplificada (21 pág. 149):

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx * Vx}{Iyy} \pm \frac{My * Vy}{Ixx}$$

Las dimensiones de la zapata deberán ser preferentemente proporcionales a la columna a la cual soporta y el refuerzo deberá distribuirse de manera uniforme en ambas direcciones. Cuando la relación de lados de la zapata sea diferente de uno, se deberá concentrar acero por flexión en la dirección más corta de la zapata de acuerdo a la siguiente expresión (20 pág. 125):

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1}$$

Donde β es la relación del lado largo entre el lado corto de la zapata. El resto de acero debe distribuirse uniformemente en la franja exterior; la franja interior es la medida más corta de la zapata.

Debido a que existe presión del suelo sobre la zapata, se debe verificar por corte y por punzonamiento, ya que la zapata tiene un comportamiento similar al de una losa y puede existir la falla por punzonamiento. El corte se deberá verificar a una distancia "d" de la cara de la columna con la siguiente expresión (20 pág. 187):

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

Se debe cumplir que ϕV_c debe ser mayor a V_u . Para el caso del punzonamiento, de igual manera, se evaluará el corte por punzonamiento según la siguiente expresión (20 pág. 190):

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{bc}\right) * \sqrt{f'_c} * bo * d \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * bo * d$$

Donde bc es la relación entre el lado más largo entre el lado más corto; la sección crítica para el corte por punzonamiento se determina a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

2.2.2.4. DISEÑO EN ALBAÑILERÍA CONFINADA

La albañilería confinada es el sistema estructural más usado en el país. Esta se caracteriza por confinar el muro con la columna de confinamiento mediante una conexión con mechas de acero y endentando las unidades de albañilería. El diseño de este sistema estructural está definido en la norma E.070 *Albañilería*. Se debe tener en cuenta que las especificaciones técnicas de los materiales usados están estipuladas en la norma citada de albañilería. A continuación, se mostrará la secuencia del diseño de cada elemento estructural.

- **MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA**

Los muros de albañilería juegan un papel muy importante en el comportamiento estructural de la edificación, ya que estos son los que absorben las fuerzas horizontales generadas por un movimiento sísmico. A estos muros se les denomina *Muros Portantes* y deben cumplir ciertos requisitos mínimos para ser considerados como tales: 1) Debe tener una sección en lo posible simétrica, 2) El muro debe ser continuo desde su cimentación, 3) Debe tener una longitud mayor a 1.20 m para que se considere que aporta en la rigidez del sistema, 4) Debe tener juntas máximas de 25 m para evitar movimientos relativos debido a contracción, dilatación y asentamientos para el caso de muros con unidades de arcilla y 5) Debe contar con elementos de arriostre según se indica en el artículo 18 de la norma E.070.

Así mismo, se tiene requisitos generales mínimos para los muros portantes que se debe de cumplir para un sistema estructural de albañilería, los cuales son los siguientes: a) espesor efectivo, b) esfuerzo axial máximo; y c) aplastamiento

ESPESOR EFECTIVO

El espesor efectivo mínimo del muro está en función a la altura del muro y la zona sísmica según las siguientes expresiones (22 pág. 8):

$$t \geq \frac{h}{20} \quad \text{Para las zonas sísmicas 2 y 3 (zonas sísmicas 3 y 4)}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \quad \text{Para la zona sísmica 1 (zonas sísmicas 1 y 2)}$$

Donde "h" representa la altura libre del muro entre los elementos de arriostre inferior y superior. El espesor "t" es el ancho de menor medida del muro sin considerar los acabados.

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO

El esfuerzo axial máximo (σ_m) producido por cargas de gravedad en servicio (P_m) considerando el total de la carga viva debe ser inferior a la siguiente expresión (22 pág. 8):

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2 f_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f_m$$

Donde " P_m " representa la carga axial del muro, "L" la longitud del muro incluyendo las columnas de confinamiento y "h" la altura del muro. En caso de no cumplir con esta expresión, se deberá incrementar el ancho del muro o incrementar la calidad de la albañilería para incrementar su resistencia, o simplemente buscar la manera de reducir la carga axial.

APLASTAMIENTO

Se verifica el aplastamiento cuando existen cargas de gravedad concentradas en el plano de la albañilería. El esfuerzo producido por esta carga de gravedad no deberá ser mayor a $0.375 f_m$.

Es importante mencionar que todos los muros perimetrales deben ser reforzados en todas las zonas sísmicas; para las zonas 2 y 3 también es necesario reforzar los muros de albañilería que absorban más del 10% de la fuerza cortante. Otro aspecto muy importante es verificar la densidad de muros reforzados en por lo menos dos direcciones ortogonales principales de la estructura según la siguiente expresión (22 pág. 9):

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

En caso de no cumplir con la cantidad de muros reforzados mínimos, se podrá cambiar algunos de los muros por placas de concreto armado; en tal caso, para hacer uso de la fórmula, se debe multiplicar al ancho del muro real de concreto por una constante "n" que representa la relación del módulo de elasticidad del concreto y la albañilería.

Luego de realizar la estructuración, predimensionamiento y verificación de esfuerzos en condición de servicio de los muros, se procede a realizar el diseño del muro de albañilería confinada como tal. Se realizará el cálculo para el control de fisuración, se determinará la resistencia al agrietamiento diagonal del muro y se verificará la resistencia al corte de todo el edificio tal como indica la norma E.070 de albañilería confinada.

- **COLUMNAS DE CONFINAMIENTO Y VIGAS SOLERAS**

La resistencia mínima del concreto para las columnas de confinamiento y vigas soleras es de 175 kg/cm^2 ; así mismo, el peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm y un espesor mínimo al del muro de albañilería al cual arriostra.

El diseño de los elementos de confinamiento está en función al piso en el cual está ubicado y si el muro se agrieta o no, esto según el artículo 27.3 y 27.4 de la Norma E.070.

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **AGREGADO:** Material granular de origen natural o artificial que, mezclado con un material cementante, forma el concreto hidráulico.
- **CARGA DE SERVICIO:** Son cargas no amplificadas especificadas en la norma de cargas.
- **CARGAS AMPLIFICADAS:** Son cargas multiplicadas por factores de cargas estipuladas en la norma E.060 de acuerdo al tipo de carga.

- **CEMENTO:** Material pulverizado que, por la adición de una cantidad de agua, puede formar una pasta aglomerante que es capaz de endurecer.
- **COLUMNA:** Elemento estructural vertical que tiene una relación *altura-menor ancho lateral* mayor a tres.
- **CONCRETO:** Mezcla de cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso, agua y con o sin aditivo.
- **CONCRETO ARMADO:** Concreto estructural que tiene acero que contiene una cuantía mayor a la mínima.
- **CONCRETO SIMPLE:** Concreto estructural que no cuenta con acero o que tenga una cuantía menor a la mínima.
- **CONCRETO CICLÓPEO:** El concreto estructural simple con la adición de piedras grandes o medianas.
- **ESTRIBO:** Refuerzo que es colocado perpendicularmente a las varillas longitudinales que cumplen función de resistir esfuerzos de cortante y evitan el pandeo de las varillas longitudinales del elemento.
- **HORMIGÓN:** Material natural compuesto de arena y grava.
- **JUNTA SÍSMICA:** Separación entre dos estructuras para evitar el choque entre estas durante un movimiento sísmico.
- **LONGITUD DE DESARROLLO:** Longitud embebida del acero en el concreto para que el acero pueda desarrollar su resistencia en una sección dada.
- **MURO ESTRUCTURAL:** Elementos verticales usados para cerrar o separar ambientes que resisten cargas verticales y momentos en su plano.
- **MURO DE CORTE:** Muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, axiales y momentos inducidos por movimientos sísmicos.
- **MORTERO DE CEMENTO:** Mezcla de cemento hidráulico, agregados finos y agua.
- **RESISTENCIA DE DISEÑO:** Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia el cual le corresponda.
- **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO:** Resistencia a la compresión axial del concreto determinada a los 28 días de ser elaborado.
- **RESISTENCIA NOMINAL:** Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada por un análisis, incluyendo las hipótesis del método de diseño por resistencia sin multiplicar por el factor de reducción de resistencia.
- **RESISTENCIA REQUERIDA:** Resistencia que debe tener un elemento o una sección transversal de acuerdo a un análisis estructural con cargas amplificadas.

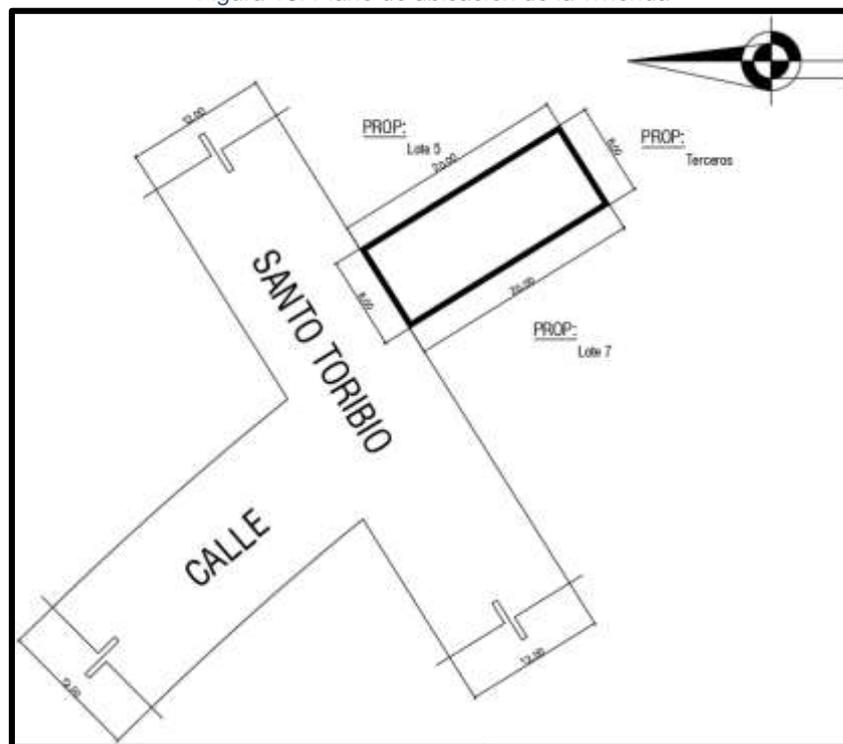
- **VIGA COLGANTE:** Vigas que tienen un peralte mayor al espesor de la losa; también se les conoce como vigas peraltadas.
- **VIGA CHATA:** Viga que tiene un peralte igual al espesor de la losa.
- **VIGA SOLERA:** Viga que sirve como arriostre en los muros confinados.
- **VIVIENDA CONVENCIONAL:** Vivienda que no cuenta con planos, o que no cuenta con profesionales adecuados para la elaboración del proyecto y/o fue construida sin dirección técnica.
- **VIVIENDA SISMORRESISTENTE:** Vivienda que cuenta con planos elaborados por profesionales competentes y su construcción tuvo dirección técnica.

CAPÍTULO III: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA CONVENCIONAL EXISTENTE

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA

La vivienda a evaluar en esta investigación está ubicada en la Calle Santo Toribio #234 en la urbanización San Antonio, distrito de Huancayo, provincia de Huancayo y departamento de Junín. En la siguiente figura, se aprecia el plano de ubicación de la vivienda de uso residencial, y zona de mediana densidad (RDM).

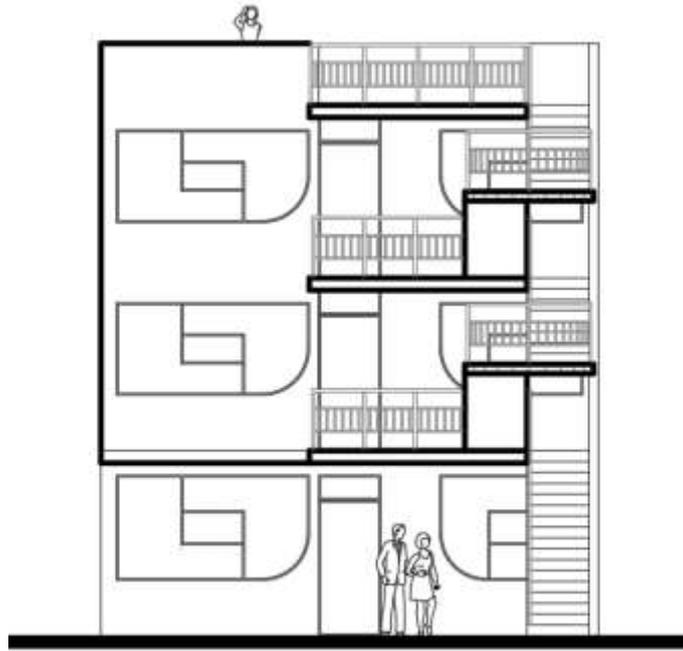
Figura 18: Plano de ubicación de la vivienda



Fuente: Propia adaptada del plano original

La vivienda cuenta con 3 niveles con distribución idéntica en cada nivel, cuenta con un área de terreno de 160 m². En las siguientes figuras, se aprecia la fachada de la vivienda y el plano en planta del primer nivel; los planos completos de la vivienda estarán en los anexos de esta investigación. En la tabla 3, se puede apreciar un resumen de las áreas de la vivienda.

Figura 19: Vista frontal de la vivienda



Fuente: Elaboración propia

Figura 20: Vista en planta del primer piso de la vivienda



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3: Áreas por niveles; y áreas construidas y libres

CUADRO DE AREAS		
NIVEL	AREA	
PRIMER PISO	102.00 m2	
SEGUNDO PISO	98.54 m2	
TERCER PISO	98.54 m2	
AZOTEA	0.00 m2	
AREA CONSTRUIDA	299.08 m2	
AREA TERRENO	100.00%	160.00 m2
AREA LIBRE	36.25%	58.00 m2
AREA OCUPADA	63.75%	102.00 m2

Fuente: Elaboración propia

Figura 21: Áreas útiles de todos los ambientes por nivel

AREA ÚTILES			
AMBIENTE	PRIMER PISO	SEGUNDO PISO	TERCER PISO
Dormitorio 01	10.89 m2	10.92 m2	10.92 m2
Dormitorio 02	11.235 m2	12.09 m2	12.09 m2
Baño 01	3.278 m2	2.438 m2	2.438 m2
Baño 02	2.663 m2	2.853 m2	2.853 m2
Pasadizo	4.003 m2	4.238 m2	4.238 m2
Sala-comedor	24.608 m2	27.408 m2	27.408 m2
Estudio	9.84 m2	7.59 m2	7.59 m2
Cocina	6.915 m2	7.585 m2	8.195 m2
Patio de servicio	7.055 m2	2.83 m2	
TOTAL	80.487 m2	77.952 m2	75.732 m2

Fuente: Elaboración propia

3.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

En nuestro territorio nacional, la Norma Técnica E.050 de Suelos y Cimentaciones (23) establece los requisitos para realizar el estudio de mecánica de suelos (EMS). Según esta norma, “Los EMS se ejecutan con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos”; es decir, con las disposiciones de esta norma E.050 se pretende asegurar la continuidad de edificaciones esenciales y minimizar daños en las estructuras, optimizando el uso excesivo de recursos.

En el artículo 6 de la Norma de *Suelos y Cimentaciones*, se establece la necesidad de realizar un estudio de mecánica de suelos o un informe técnico de suelos. Para esta investigación, se realizó el informe técnico de suelos, ya que tiene un área techada menor

a 500 m² y 3 niveles sin sótano, según la norma E.050 (23) el PR puede asumir los valores del esfuerzo admisible del terreno, también la profundidad de cimentación u otra cualquier consideración necesaria de la mecánica de suelos basados en la realización de por lo menos 3 puntos de exploración que tengan una profundidad mínima de 3 m. La vivienda a estudiar se encuentra en el centro de la urbanización San Antonio, donde todos los terrenos colindantes ya son construidos, no se pudo encontrar puntos de exploración más de uno, ubicado en el área verde de la vivienda en estudio, motivo por el cual solo se realizó la excavación de una calicata para el estudio respectivo de cada uno de los estratos encontrados. En la siguiente figura, se aprecia la calicata con los respectivos equipos para la extracción de muestra a analizar y la densidad in-situ para el estudio de mecánica de suelos (24).

Figura 22: Calicata para estudio de mecánica de suelos



Fuente: Elaboración propia

Dentro del informe de capacidad portante del estudio, se realizó el ensayo de *Corte Directo*, *contenido de humedad*, *clasificación de suelos*, *granulometría* y *los límites de Atterberg* de los estratos extraídos. A continuación, se mostrará los principales resultados del estudio.

Tabla 4: Resultados de contenido de humedad del último estrato

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA	CONTENIDO DE HUMEDAD %
C-1	De 0.91 m a 1.50 m	1.50 m	8

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 5: Resultados del análisis granulométrico del último estrato

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA	GRANULOMETRIA		
			% FINOS	% ARENAS	% GRAVAS
C-1	De 0.91 m a 1.50 m	1.50 m	35.16	31.21	33.63

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 6: Resultados de los límites de Atterberg del último estrato

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA	% LIMITE LIQUIDO	% LIMITE PLASTICO	% INDICE PLASTICO
C-1	De 0.91 m a 1.50 m	1.50 m	34	20	14

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 7: Resultados de la clasificación del material

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA	SUCS	NOMBRE DEL GRUPO	AASHTO
C-1	De 0.91 m a 1.50 m	1.50 m	GC	Grava arcillosa con arena	A-2-5(1) Deficiente

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 8: Resultados de corte directo del último estrato

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD DE CALICATA	ÁNGULO DE FRICCIÓN	COHESIÓN
C-1	De 0.91 m a 1.50 m	1.50 m	25.26°	0.096 kg/cm ²

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 9: Capacidad portante para cimentación corrida

FORMULA PARA CIMENTACION CORRIDA

$$Q_{ult} \text{ (Falla Local)} = \frac{2}{3} c N_c' + q N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_y'$$

$$Q_{ult} \text{ (Falla General)} = c N_c' + q N_q' + \frac{1}{2} \gamma B n'Y$$

Reemplazando valores

$$Q_{ult} \text{ Df} = 1.50 \text{ m.} = 47.59 \text{ tn/m}^2$$

Factor de seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	1.90 kg/cm²
Factor de seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.59 kg/cm²
Factor de seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.36 kg/cm²
Factor de seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.19 kg/cm²

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 10: Capacidad portante para cimentación cuadrada

FORMULA PARA CIMENTACION CUADRADA

$$Q_{ult} \text{ (Falla Local) } = 0.867 c N'c + q N'q + 0.4 y B N'y$$

$$Q_{ult} \text{ (Falla General) } = 1.3 c N'c + q N'q + 0.4 y B N'y$$

Reemplazando valores

Qult Df = 1.50 m. =	45.39	tn/m2
Factor de seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	1.82 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.51 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.30 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.13 kg/cm2

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 11: Capacidad portante para cimentación circular

FORMULA PARA CIMENTACION CIRCULAR

$$Q_{ult} \text{ (Falla Local) } = 0.867 c N'c + q N'q + 0.3 y B N'y$$

$$Q_{ult} \text{ (Falla General) } = 1.3 c N'c + q N'q + 0.3 y B N'y$$

Reemplazando valores

Qult Df = 1.50 m. =	43.18	tn/m2
Factor de seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	1.73 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.44 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.23 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.08 kg/cm2

Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

Tabla 12: Capacidad portante para cimentación rectangular

FORMULA PARA CIMENTACION RECTANGULAR

$$Q_{ult} = C Nc + q Nq (1 + 0.2 (B/L)) + 0.5 y B Ny (1 - 0.3 (B/L))$$

Reemplazando valores

Qult Df = 1.50 m. =	50.79	tn/m2
Factor de seguridad Fs=2.5	Capacidad Portante	2.03 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.0	Capacidad Portante	1.69 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=3.5	Capacidad Portante	1.45 kg/cm2
Factor de seguridad Fs=4.0	Capacidad Portante	1.27 kg/cm2

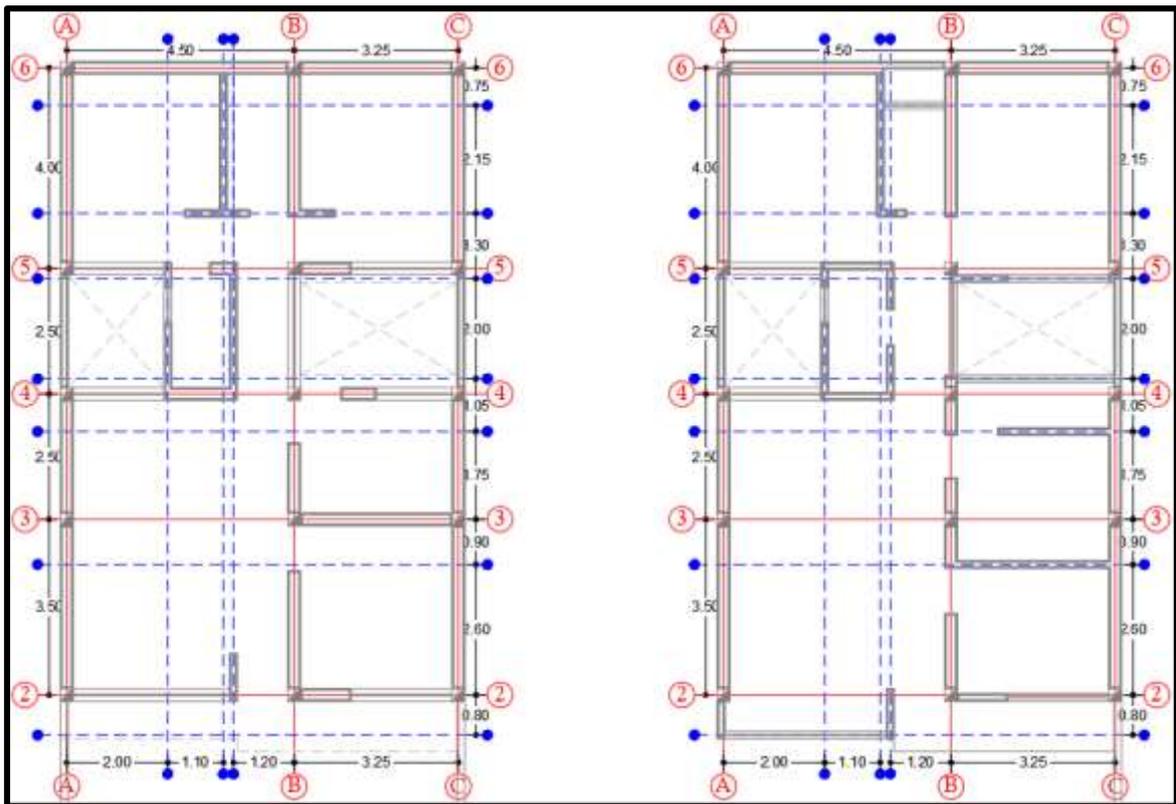
Fuente: Informe de capacidad portante de la investigación

3.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

TRABAJOS PRELIMINARES

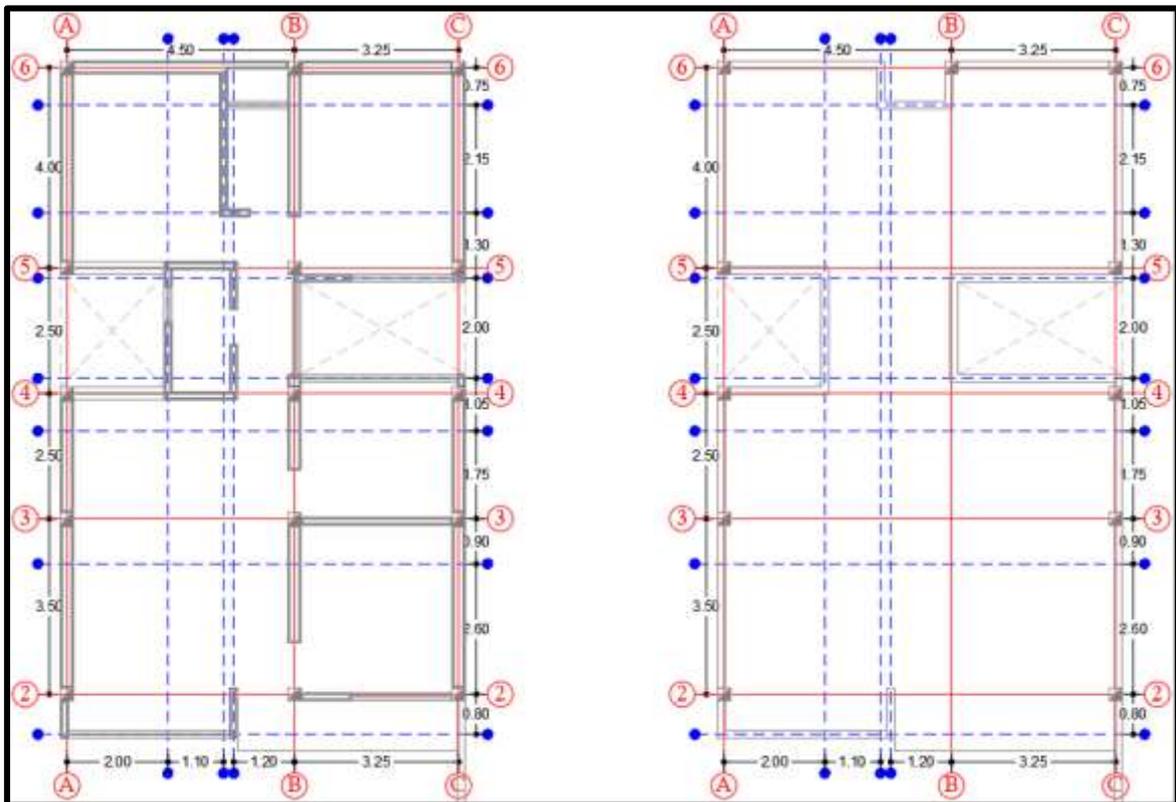
Con los planos recibidos de la propietaria de la vivienda, se verificó que las dimensiones sean concordantes con las reales; posteriormente, se realizó el dibujo de los planos en AutoCAD para poder facilitar los trabajos para el modelado de la estructura, definiendo así las grillas correspondientes, nombre de las columnas y muros de albañilería que cumplan la función de un muro portante según se aprecia en las siguientes figuras.

Figura 23: Grillas sobre el plano del primer y segundo nivel



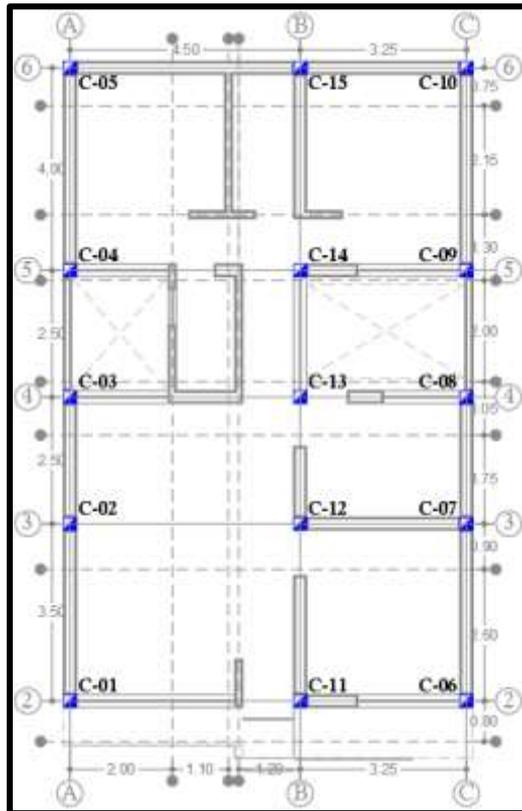
Fuente: Elaboración propia

Figura 24: Grillas sobre el plano del tercer nivel y azotea



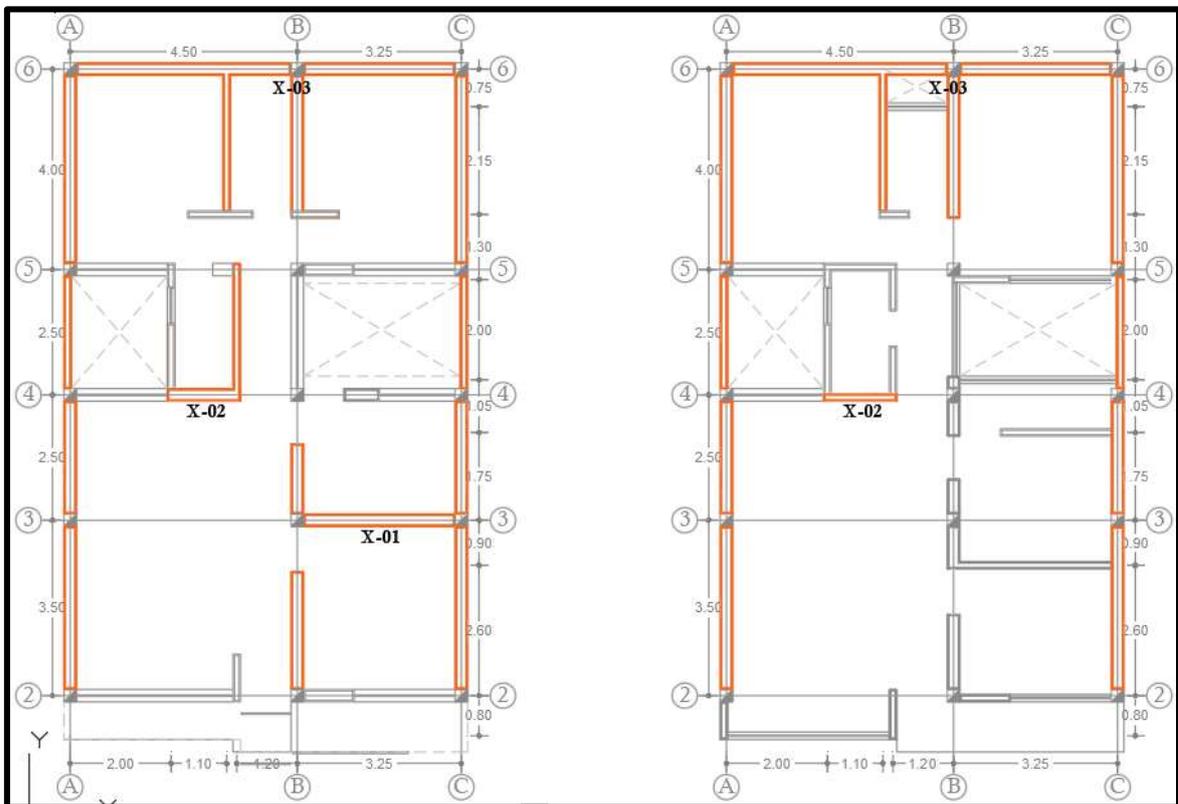
Fuente: Elaboración propia

Figura 25: Nombre de las columnas



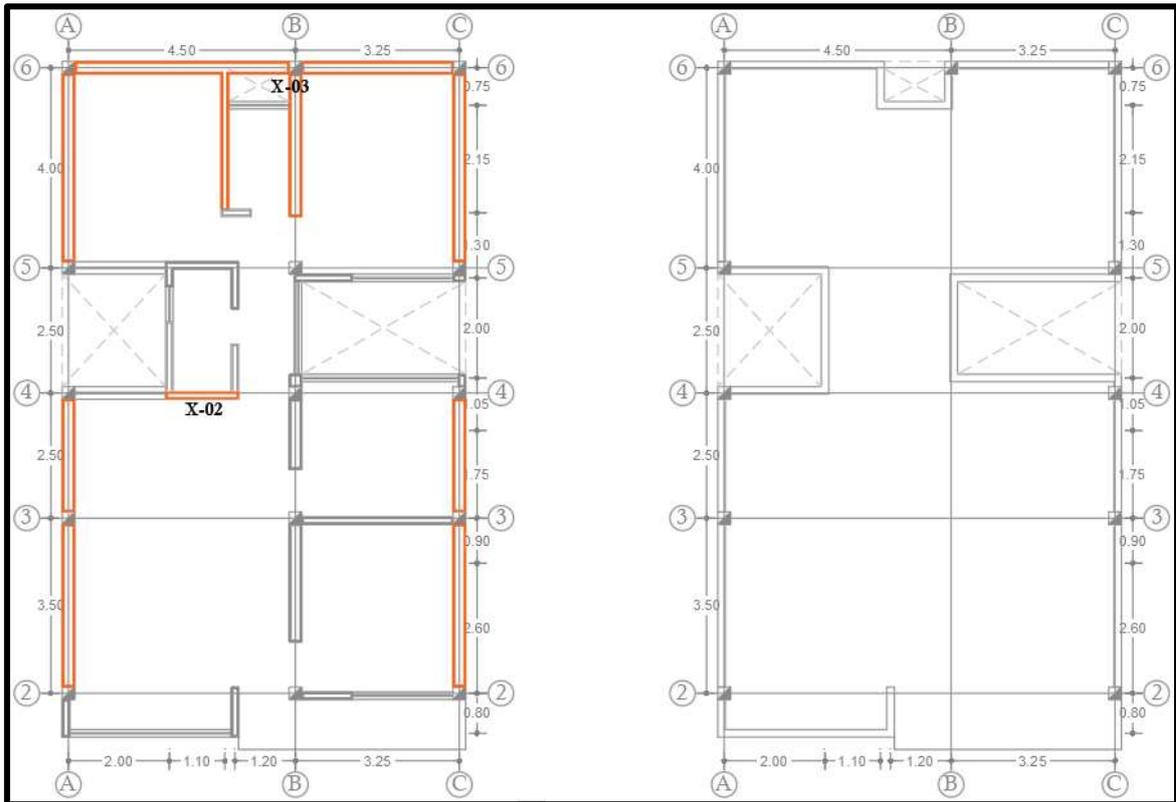
Fuente: Elaboración propia

Figura 26: Nombre de los muros en el eje "X" del primer y segundo nivel



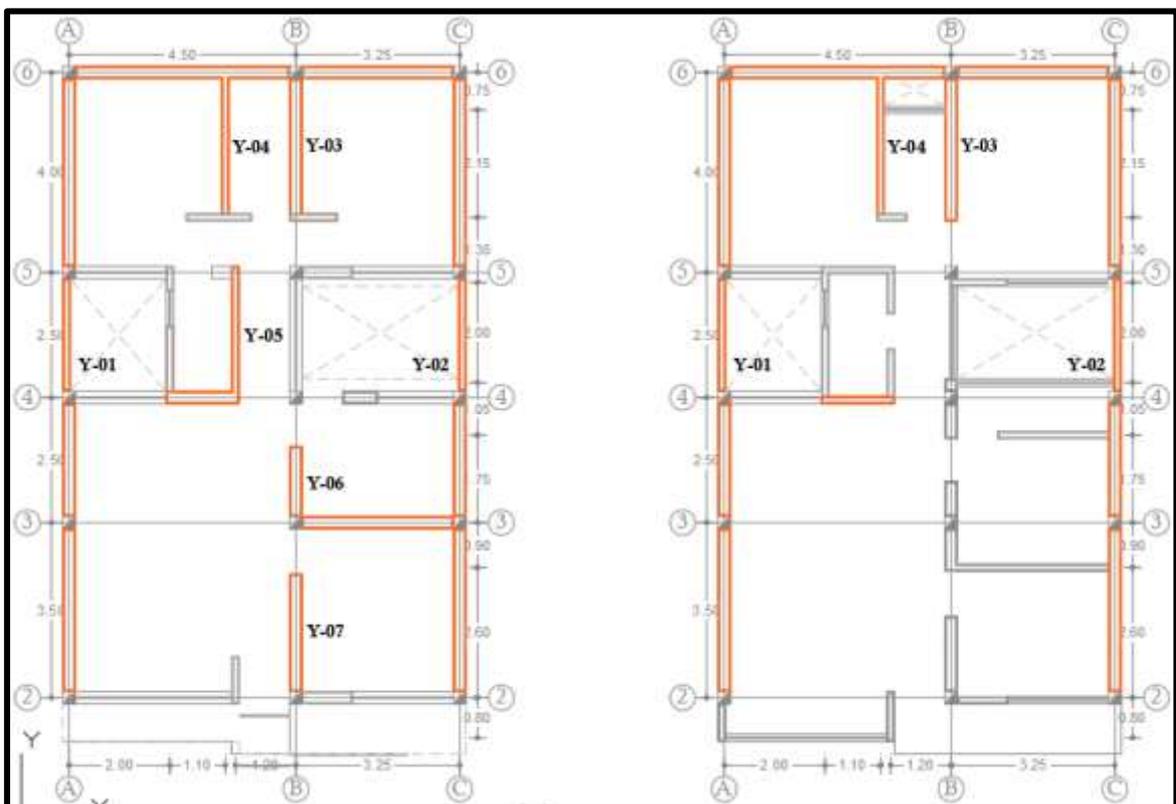
Fuente: Elaboración propia

Figura 27: Nombre de los muros en el eje "X" del tercer nivel y azotea



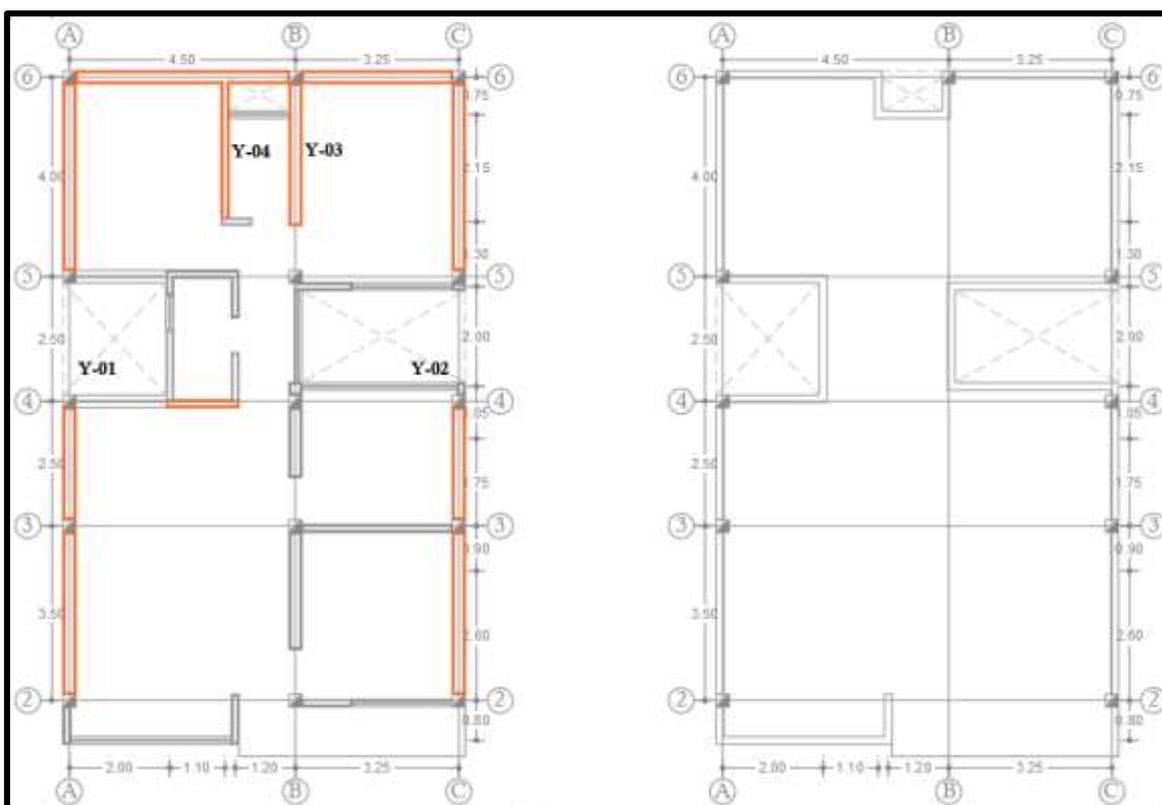
Fuente: Elaboración propia

Figura 28: Nombre de los muros en el eje "Y" del primer y segundo nivel



Fuente: Elaboración propia

Figura 29: Nombre de los muros en el eje "Y" del tercer nivel y azotea



Fuente: Elaboración propia

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

Los principales materiales usados en la construcción de la estructura de la vivienda convencional son los siguientes: concreto, acero de refuerzo y ladrillos. Para realizar el correcto modelo de la estructura en el software utilizado, se tiene que definir los materiales de manera correcta teniendo en cuenta las normas E.060 para concreto armado (20) y la norma E.070 para albañilería (22).

Concreto Armado

La resistencia a compresión del concreto que se usó en la construcción de la vivienda convencional es de 210 kgf/cm², con esta resistencia determinaremos el módulo de elasticidad (E_c), el módulo de corte (v) del concreto y el peso del concreto según la norma E.020 de cargas (25).

El peso del concreto armado según la norma es $w_c = 2400 \text{ kgf/cm}^2$, con esta información se determina el módulo de elasticidad (E_c) (20 pág. 187).

$$E_c = w_c^{1.5} 0.136 \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 231\,721.01 \text{ kgf/cm}^2$$

En caso no se realicen ensayos experimentales, la norma E.060 permite determinar el módulo de rigidez (G) de acuerdo a la siguiente expresión (20 pág. 50):

$$G = \frac{Ec}{2.3}$$

Reemplazando en la fórmula general de resistencia de materiales (26 pág. 106) que se muestra a continuación, se determinará que $\nu = 0.15$ para el concreto.

$$G = \frac{Ec}{2(1 + \nu)}$$

Acero de refuerzo

El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $Fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, según la norma E.060 el módulo de elasticidad $Ec = 200\,000 \text{ MPa}$ y la norma E.020 establece un peso $wa = 7850 \text{ kgf/m}^3$.

Albañilería

La resistencia promedio a compresión de pilas de ladrillo artesanal según la norma E.070 es de 35 kgf/cm^2 ; sin embargo, en la investigación que realiza *Peralta Marticorena* (17) en el 2016, llega a la conclusión de que los ladrillos artesanales tienen una resistencia promedio $f'_m = 17.28 \text{ kgf/cm}^2$. Finalmente, se trabaja con este último por ser un resultado real. Para determinar el peso de la albañilería, se tomará en cuenta la norma E.020 donde especifica que el peso de la albañilería es $w_m = 1800 \text{ kgf/m}^3$.

El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se calculará con la siguiente expresión (22 pág. 10):

$$E_m = 500 f'_m$$

$$E_m = 8\,640 \text{ kgf/cm}^2$$

El módulo de corte se calculará con la siguiente expresión (22 pág. 10):

$$G_m = 0.4 E_m$$

Al igual que el concreto, se usó la fórmula general de resistencia de materiales, reemplazando en dicha fórmula se obtiene el módulo de Poisson $\nu = 0.25$ para la albañilería.

DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las dimensiones de los elementos estructurales se extrajeron de los planos estructurales de la vivienda convencional. Estos datos fueron corroborados al ingresar a la vivienda, los cuales son los siguientes:

- Las columnas son cuadradas y tienen un espesor del ancho de ladrillo de cabeza, según la investigación de *Peralta Marticorena* (17) las dimensiones promedio de los ladrillos artesanales son los siguientes: $L = 23.6\text{cm}$, $A = 12.4\text{cm}$, y $H = 8.0\text{cm}$, es así que el ancho de las 15 columnas es de 23.6cm .
- Se tiene muros de albañilería confinada de soga y de cabeza con el ancho efectivo mostrado en la siguiente tabla.

Tabla 13: Secciones de muros de albañilería confinada

ELEMENTO	Ancho [m]	Altura [m]	Largo [m]
<i>Albañilería confinada de cabeza</i>	0.236	---	---
<i>Albañilería confinada de soga</i>	0.124	---	---

Fuente: Elaboración propia

- Se tiene 2 secciones de vigas identificadas en los planos estructurales que se muestran a continuación.

Tabla 14: Secciones de vigas

ELEMENTO	Ancho [m]	Altura [m]	Largo [m]
<i>VP-101 (25X30)</i>	0.25	0.30	---
<i>VS-101 (25X20)</i>	0.25	0.20	---

Fuente: Elaboración propia

- La losa aligerada tiene un espesor ($h = 20.0\text{cm}$) y tiene una sola dirección en el eje "X" en los 3 niveles de la vivienda.
- En la cimentación de la estructura, se tiene zapatas aisladas y cimentaciones corridas como se muestran a continuación.

Tabla 15: Cantidad de elementos estructurales en cimentaciones

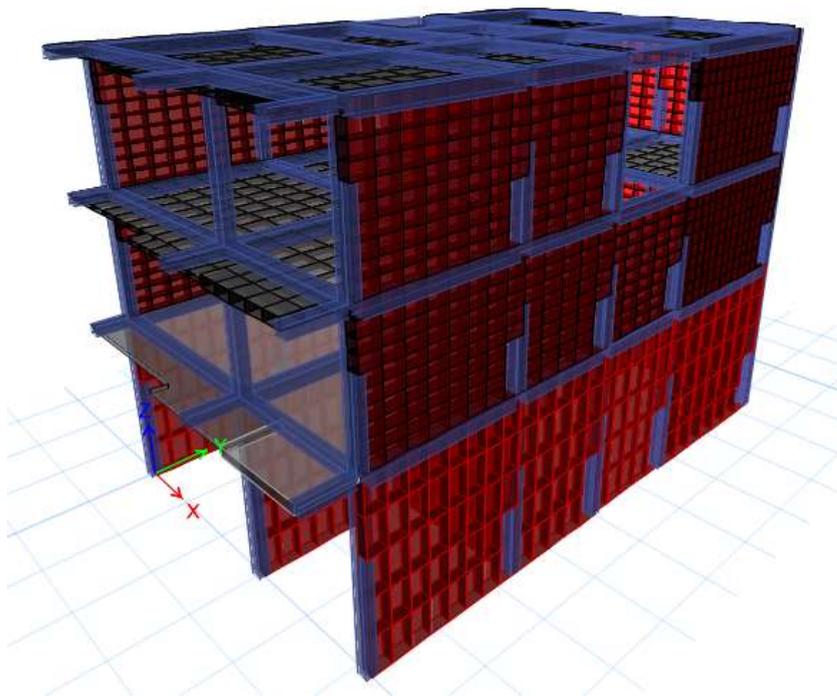
ELEMENTO	Cantidad [und]	Ancho [m]	Largo [m]	Altura [m]
<i>Zapata aislada 01</i>	04	1.60	1.60	0.50
<i>Zapata aislada 02</i>	09	1.60	1.10	0.50
<i>Zapata aislada 03</i>	02	1.60	1.60	0.50
<i>Cimentación corrida 01</i>	01	0.50	---	0.80
<i>Cimentación corrida 02</i>	01	0.40	---	0.60

Fuente: Elaboración propia

DIBUJO

Luego de tener las grillas respectivas, definir los materiales y las secciones de los elementos estructurales según los planos validados, se prosigue con el dibujo de los elementos estructurales en el software para todos los niveles. En la siguiente figura, se muestra el modelo tridimensional obtenido del programa, claramente se aprecia que se ha dibujado todos los elementos estructurales que sean considerados como tales. En caso de los muros, de acuerdo a la norma de albañilería confinada (22), para que un muro se considere como muro portante, debe cumplir por lo menos en tener continuidad hasta la cimentación y contar con una longitud de por lo menos 1.20 m para que resista fuerzas horizontales; así mismo, indicar que la vivienda no cuenta con juntas sísmicas que separa la vivienda con las colindantes, tampoco cuenta con juntas entre los tabiques y muros portantes.

Figura 30: Modelo tridimensional de la estructura de la vivienda convencional



Fuente: Elaboración propia

3.4. METRADO DE CARGAS

Las cargas propias de los elementos que se han dibujado en el software, los mismos que se ven en el modelo tridimensional de la figura 30, mantienen su peso tal cual se ha dibujado de acuerdo a sus dimensiones y el peso volumétrico definido, el programa realiza de manera automática el metrado de cargas y los distribuye; sin embargo, hay cargas que el programa no considera de manera automática como los acabados, los bloques de

ladrillos de la losa aligerada, alféizares y parapetos. Estas cargas se colocaron como cargas adicionales y se añadieron sobre elementos definidos como *Frame* y *Shell*.

Losa Aligerada (Shell)

Se tiene una losa aligerada con un espesor $h = 20\text{cm}$, del cual tiene un espesor del alma $b_w = 10\text{cm}$ y un espesor de losa $s_t = 5\text{cm}$, de la misma manera se ha definido en el software; sin embargo, el programa solo considera el peso de la losa y sus nervaduras, por tal motivo se le debe añadir el peso de los ladrillos para techo $h = 15\text{cm}$, el peso del piso terminado y la sobrecarga correspondiente. A continuación, se mostrará las cargas añadidas a la losa aligerada.

Tabla 16: Metrado de cargas sobre losa aligerada

ELEMENTO	W
Ladrillo $h=15\text{cm}$	65 kgf/m
Piso terminado	100 kgf/m
Total	165 kgf/m

Fuente: Elaboración propia

Vigas (Frame)

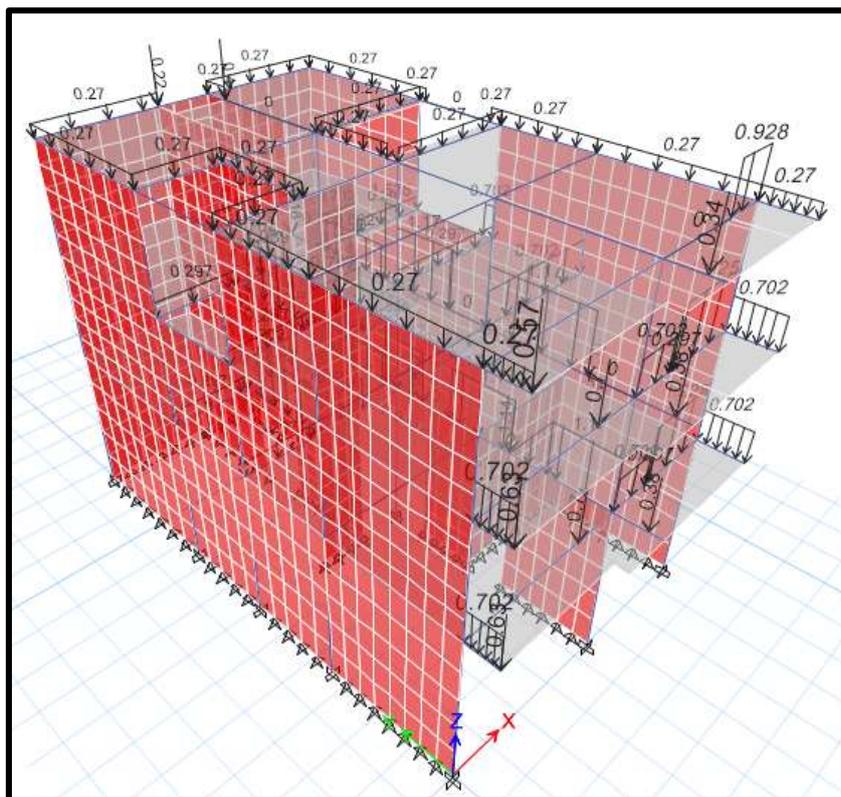
Sobre las vigas perimetrales del último nivel se añadieron cargas distribuidas correspondientes a los parapetos como se muestra a continuación:

Tabla 17: Metrado de cargas de muros

ELEMENTO	P.U. [kgf/m ³]	Ancho [m]	Altura [m]	W
Parapeto $H=1.0\text{m}$	1800	0.15	1.00	270 kgf/m
Muro cabeza $H=2.60\text{m}$	1800	0.25	2.60	1170 kgf/m
Muro cabeza $H=2.60\text{m}$	1800	0.15	0.90	243 kgf/m
Muro soga $H=2.60\text{m}$	1800	0.15	2.60	702 kgf/m
Vidrio $H=1.70\text{m}$	2500	0.0127	1.70	54 kgf/m

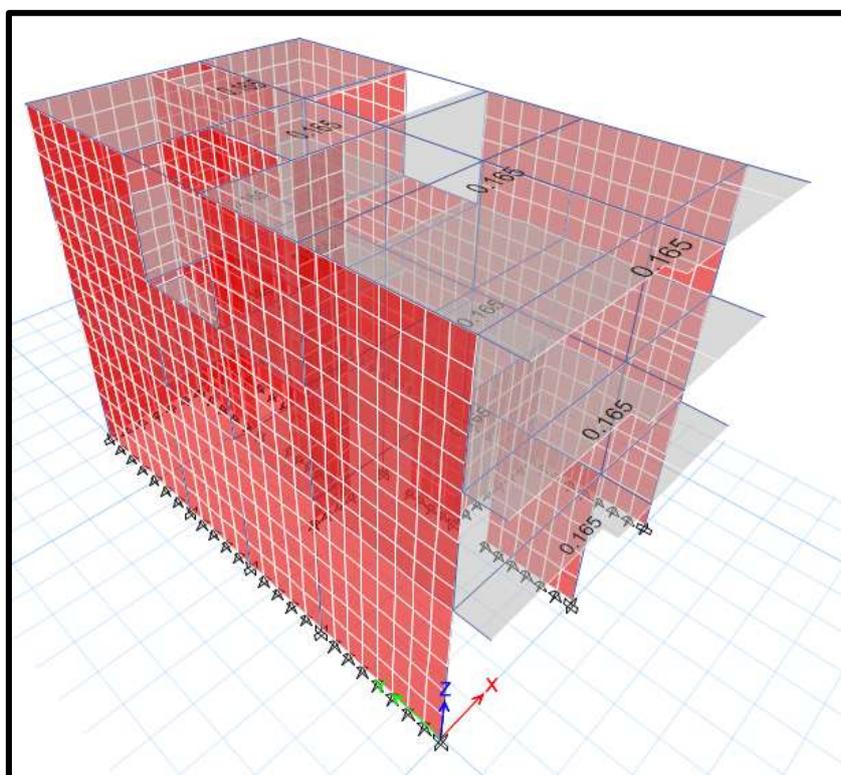
Fuente: Elaboración propia

Figura 31: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre vigas



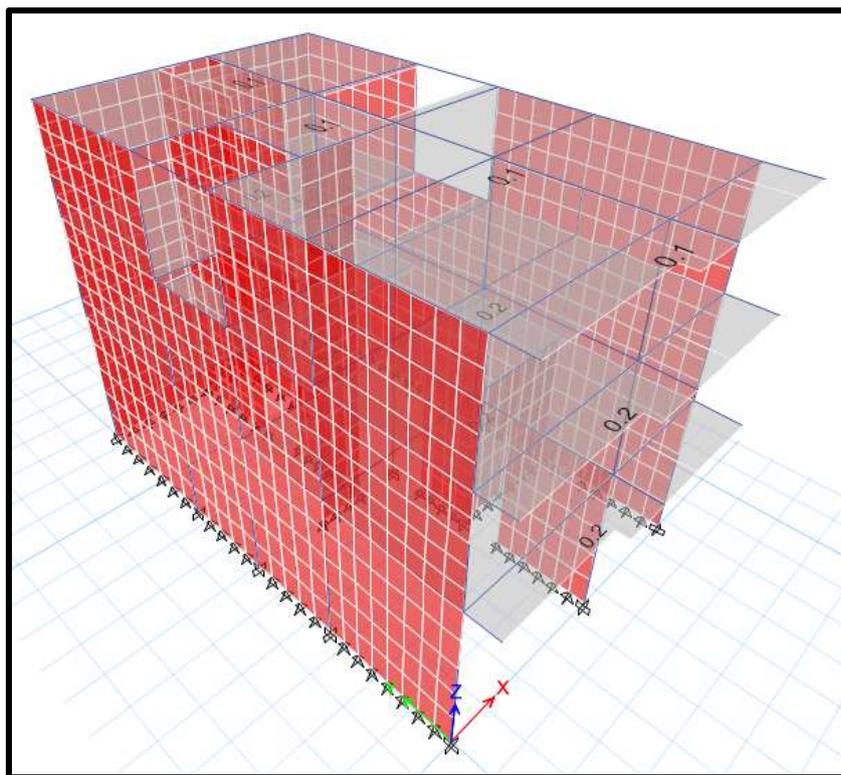
Fuente: Elaboración propia

Figura 32: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre losas



Fuente: Elaboración propia

Figura 33: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre losas



Fuente: Elaboración propia

3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

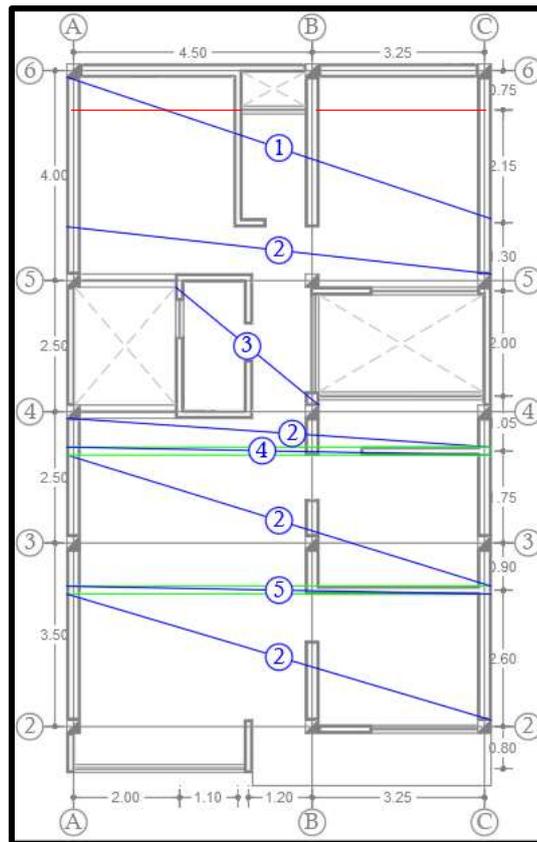
ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD DE LOSAS

La estructura cuenta como diafragma rígido una losa aligerada de espesor total $h = 20\text{cm}$. Según la norma E.060, para el análisis estructural de losas, no es necesario calcular las fuerzas inducidas por sismo, bastará con calcular los esfuerzos en la losa bajo cargas de gravedad; en tal sentido, a continuación, se realizará el análisis estructural de la losa aligerada bajo cargas gravitacionales.

Metrado de cargas

El metrado de cargas para la losa aligerada se realizó para una sola vigueta típica; sin embargo, se aclara que existen varias idealizaciones de la losa, ya que no todos los tramos son iguales. En la siguiente figura, se muestra los 5 diferentes análisis que se realizó en el aligerado, debido a que la distribución de cargas no es igual en toda la losa; así mismo, de acuerdo a la necesidad, se usará las cargas mostradas en las tablas 18 y 19 para finalmente realizar el análisis estructural de cada losa.

Figura 34: Los 5 diferentes análisis del aligerado



Fuente: Elaboración propia

Tabla 18: Cargas distribuidas para losas aligeradas

ELEMENTO	P.U.	Ancho [m]	Altura [m]	W
CARGA MUERTA				
Peso propio	300 kgf/m ²	0.40	---	120 kgf/m
Piso terminado	100 kgf/m ²	0.40	---	40 kgf/m
Muro de albañilería	1800 kgf/m ³	0.15	2.60	702 kgf/m
Alfeizar	1800 kgf/m ³	0.15	0.90	243 kgf/m
Ventana	2500 kgf/m ³	0.0127	1.70	54 kgf/m
CARGA VIVA				
Sobrecarga	200 kgf/m ²	0.25	---	50 kgf/m
Sobrecarga	200 kgf/m ²	0.4	---	80 kgf/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Cargas puntuales para losas aligeradas

ELEMENTO	P.U.	Largo [m]	Ancho [m]	Altura [m]	p
CARGA MUERTA					
Muro de albañilería	1800 kgf/m ³	0.40	0.15	2.60	281 kgf

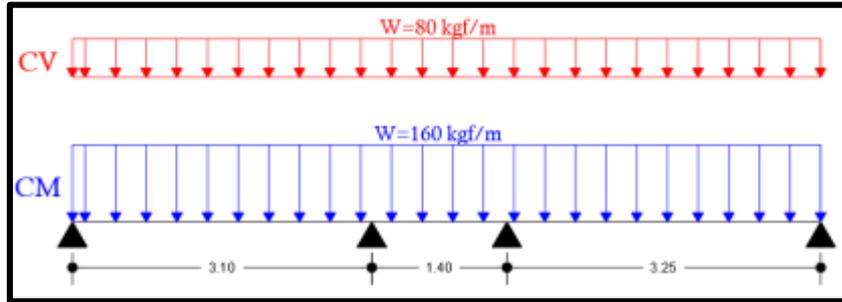
Fuente: Elaboración propia

Análisis estructural

Como se indicó anteriormente, se realizará una idealización y un análisis estructural para cada tramo diferente de la losa aligerada.

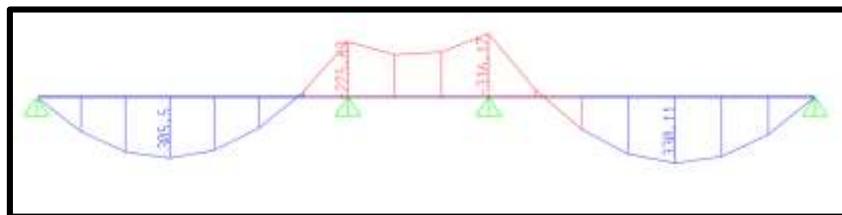
- **Losa Aligerada 1**

Figura 35: Idealización de cargas de la losa aligerada 1



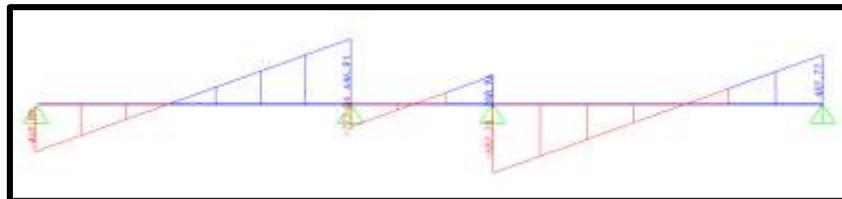
Fuente: Elaboración propia

Figura 36: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 1



Fuente: Elaboración propia

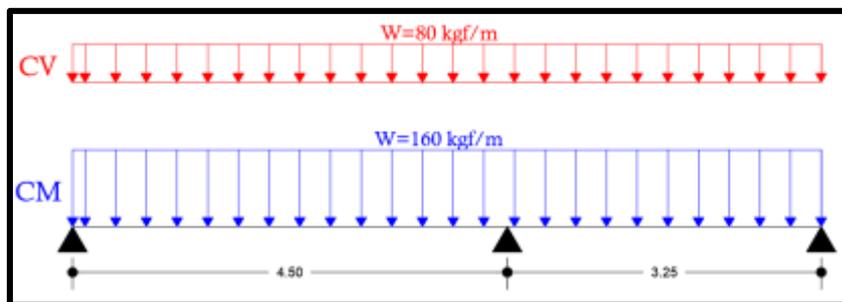
Figura 37: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 1



Fuente: Elaboración propia

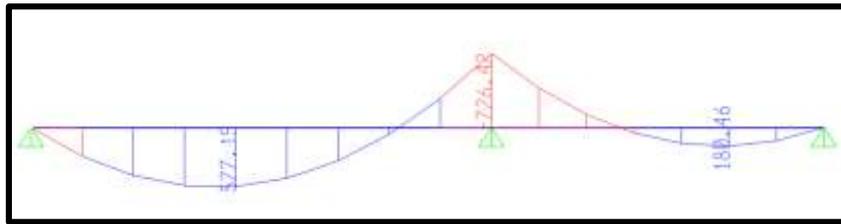
- **Losa Aligerada 2**

Figura 38: Idealización de cargas de la losa aligerada 2



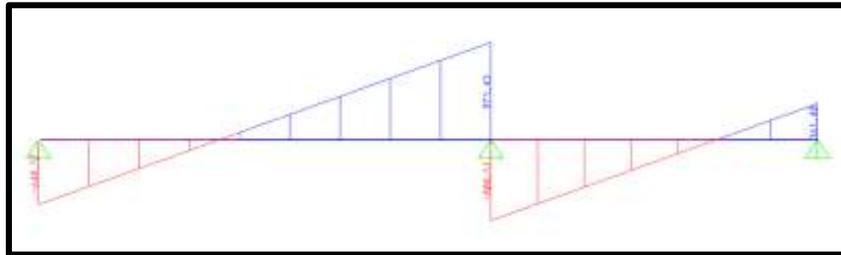
Fuente: Elaboración propia

Figura 39: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 2



Fuente: Elaboración propia

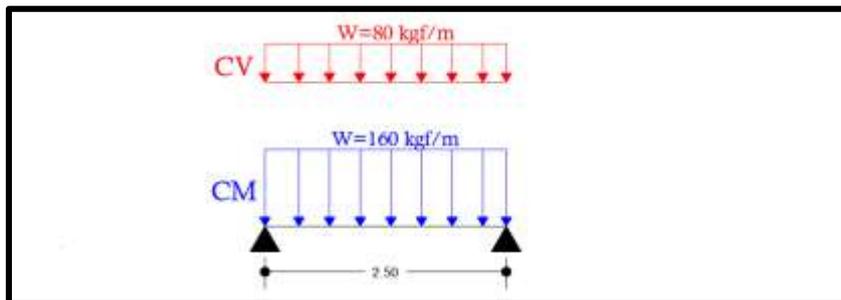
Figura 40: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 2



Fuente: Elaboración propia

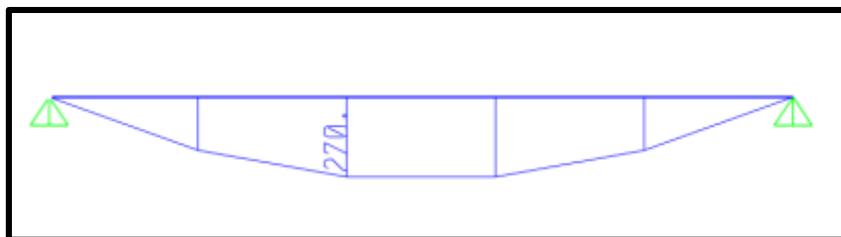
- Losa Aligerada 3

Figura 41: Idealización de cargas de la losa aligerada 3



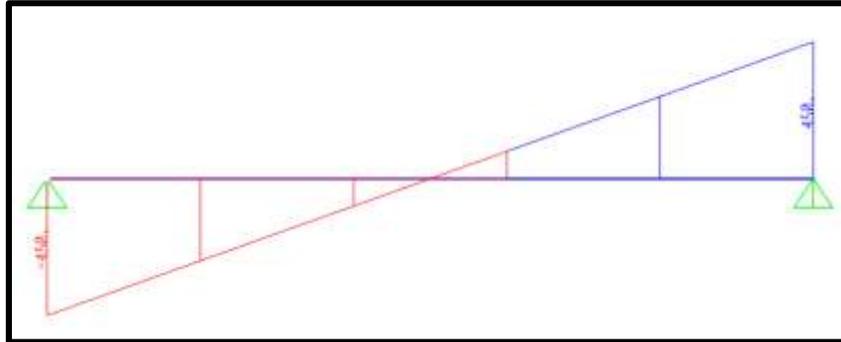
Fuente: Elaboración propia

Figura 42: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 3



Fuente: Elaboración propia

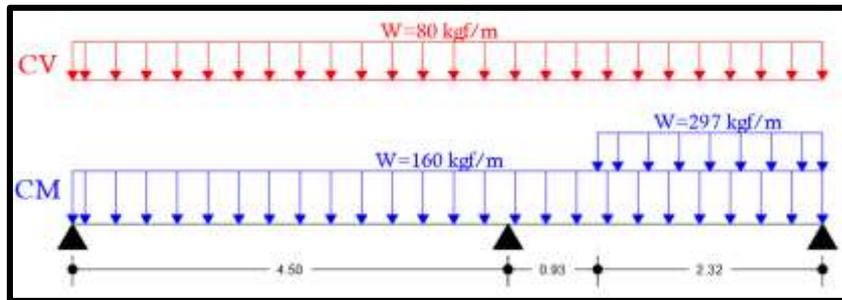
Figura 43: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 3



Fuente: Elaboración propia

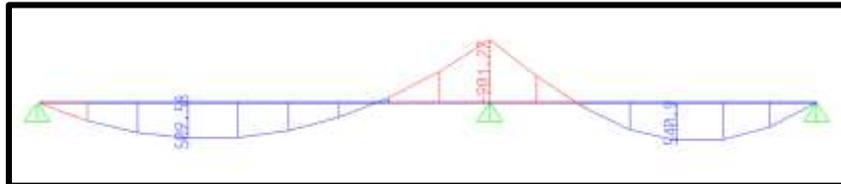
- Losa Aligerada 4

Figura 44: Idealización de cargas de la losa aligerada 4



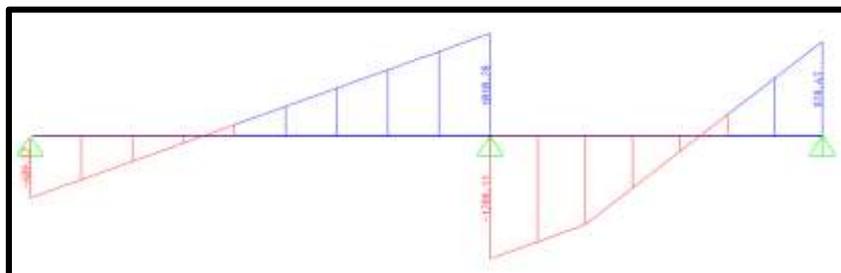
Fuente: Elaboración propia

Figura 45: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 4



Fuente: Elaboración propia

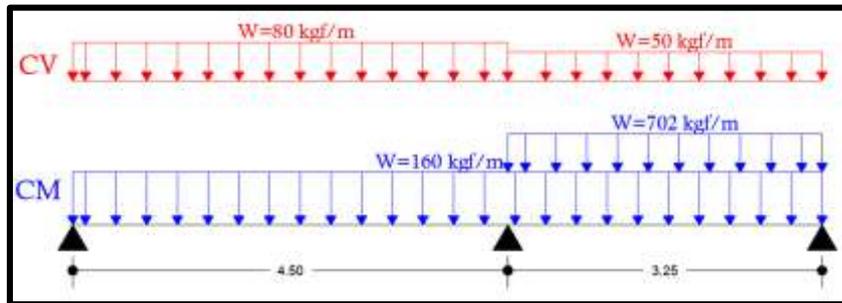
Figura 46: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 4



Fuente: Elaboración propia

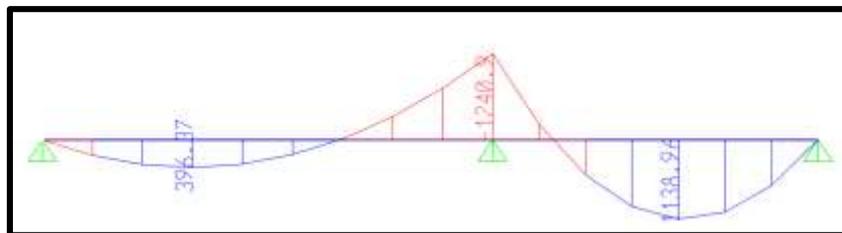
- Losa Aligerada 5

Figura 47: Idealización de cargas para la losa aligerada 5



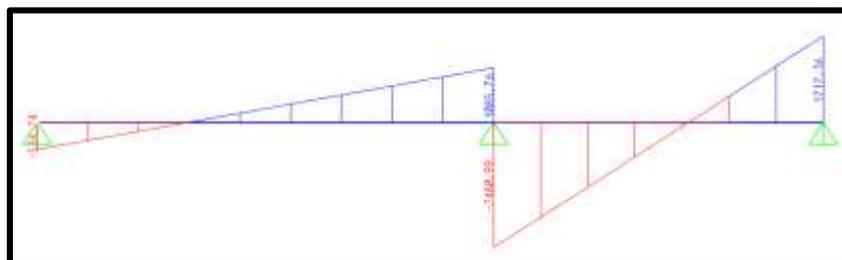
Fuente: Elaboración propia

Figura 48: Diagrama de momento flector de la losa aligerada 5



Fuente: Elaboración propia

Figura 49: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada 5



Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS

La norma sismorresistente del Perú permite realizar un análisis sísmico de estructuras mediante dos procedimientos: el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral. Cualquiera sea el análisis a usar, el modelo debe considerar un comportamiento lineal y elástico con fuerzas sísmicas reducidas. Existe un tercer procedimiento de análisis *tiempo – historia*, pero solo se debe utilizar con fines de verificación y no puede reemplazar a los dos primeros procedimientos.

Los elementos estructurales de la vivienda convencional a estudiar están compuestos de albañilería confinada y columnas, por lo que el sistema estructural predominante podría ser albañilería confinada; se tendrá certeza cuando se realice la verificación de fuerza cortante

que absorbe cada elemento vertical según lo estipulado en la norma E.030 de diseño sismorresistente.

3.5.1.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

Las condiciones mínimas para el diseño sismorresistente de edificaciones lo establece la norma E.030 (11), las cuales se describen a continuación.

ZONIFICACIÓN

El Perú está dividido en 4 zonas sísmicas que se muestran en la figura 3 del planteamiento del problema; sus correspondientes fracciones de gravedad se muestran en la siguiente tabla; así mismo, dicho factor representa la fracción de aceleración horizontal máxima en un suelo muy rígido con un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años.

Tabla 20: Factores de zona sísmica en el Perú

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

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño sismorresistente" (11)

La vivienda se encuentra ubicada en el distrito de Huancayo. De acuerdo a la tabla 20, el distrito de Huancayo está ubicado en la zona 3, que le corresponde un factor $Z = 0.35$.

Tabla 21: Zonificación sísmica para el departamento Junín

JUNÍN	HUANCAYO	PARIAHUANCA	2	DOS DISTRITOS
		SANTO DOMINGO DE ACOBAMBA		
		CARHUACALLANGA	3	VEINTISEIS DISTRITOS
		CHACAPAMPA		
		CHICHE		
		CHILCA		
		CHONGOS ALTO		
		CHUPURO		
		COLCA		
		CULLHUAS		
		EL TAMBO		
		HUACRAPUQUIO		
		HUALHUAS		
		HUANCAN		
		HUANCAYO		
		HUASICANCHA		
		HUAYUCACHI		
		INGENIO		
		PILCOMAYO		
		PUCARA		
		QUICHUAY		
		QUILCAS		
		SAN AGUSTÍN		
		SAN JERÓNIMO DE TUNÁN		
		SAÑO		
		SAPALLANGA		
SICAYA				
VIQUES				

Fuente: Norma técnica E.030 "Diseño sismorresistente"

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La norma E.030 considera 5 perfiles de suelos diferentes y son clasificados de acuerdo a las velocidades de propagación de onda de corte, ensayo de penetración estándar y la resistencia al corte en condición no drenada, como se aprecia en la tabla 21. Para el presente caso, según el estudio de suelos realizado, concluye que el suelo a 1.50 m es un suelo intermedio correspondiente a un S2.

Tabla 22: Los 5 perfiles de suelos

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

Fuente: Adaptado de la Norma técnica E.030

PARÁMETROS DE SITIO

Definido el perfil de suelo y la zona sísmica de la vivienda, se procede a determinar los factores de amplificación de suelo (S) en la tabla 23 y sus correspondientes periodos en la tabla 24.

Tabla 23: Factores de amplificación sísmica de suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Adaptado de la norma técnica E.030

Tabla 24: Periodos T_p y T_L

PERIODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Adaptado de la norma técnica E.030

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

El factor de amplificación sísmica es la amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo y depende del periodo natural de la estructura para cada dirección de análisis; las edificaciones de poca altura tienen un periodo de vibración muy corto que, por lo general, no supera al T_p ; por ende, le corresponde un factor de amplificación sísmica $C = 2.5$. Con fines de verificación, este factor se determinará en función al periodo real de la estructura con las siguientes expresiones (11 pág. 12).

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

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

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

Los resultados de periodos y factores de amplificación sísmica para cada una de las dos direcciones principales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 25: Factor de amplificación sísmica para cada dirección

FACTORES DE AMPLIFICACION SISMICA "C"		
SENTIDO	"T"	"C"
Dirección "X"	0.160	2.50
Dirección "Y"	0.160	2.50

FACTOR DE USO

El factor de uso se define en función a la categoría de la edificación de acuerdo a la tabla 26, la edificación a estudiar es una vivienda a la cual le corresponde la categoría C (edificaciones comunes)

Tabla 26: Categoría de las edificaciones y factor de uso

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR "U"
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud del segundo y tercer nivel	Aislador sísmico en zonas 3 y 4; opcional en zonas 1 y 2 con un valor mínimo U = 1.5
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias y aquellas que puedan servir como refugio luego de una catástrofe.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones que reúnan gran cantidad de personas como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, establecimientos penitenciarios y lugares que guarden patrimonios valiosos.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes como: Viviendas , oficinas, restaurantes, hoteles, depósitos y depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Criterio del proyectista

Fuente: Adaptado de la norma técnica E.030

COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA

Se le asigna un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas de acuerdo al sistema estructural de la edificación como se aprecia en la tabla 27. Por el momento, se supone que el sistema estructural de la vivienda es de *albañilería confinada* en ambos sentidos con un *coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas* $R_o = 3$. En una sección más adelante se verificará tal suposición.

Tabla 27: Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Fuente: Adaptado de la norma técnica E.030

3.5.1.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático o análisis de fuerzas estáticas equivalentes simula la aplicación de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada piso de la edificación, la norma sismorresistente permite realizar este procedimiento a todas las estructuras ubicadas en la zona sísmica 1, en el resto de zonas se puede usar este procedimiento en estructuras regulares y que no tengan más de 30 m de altura. También en estructuras con muros portantes de concreto armado y albañilería que tengan una altura no mayor de 15 m.

CORTANTE BASAL

La fuerza cortante basal estática se determinó para las dos direcciones principales de análisis estructural con la siguiente expresión (11 pág. 21):

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

En el siguiente cuadro, se muestra un resumen de los parámetros sísmicos a usar en el análisis sísmico estático:

Tabla 28: Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes en ambos sentidos

ANÁLISIS SÍSMICO POR FUERZAS EQUIVALENTES					
DIRECCIÓN "X"			DIRECCIÓN "Y"		
Zona (Z)	0.35	3	Zona (Z)	0.35	3
Categoría (U)	1.00	C	Categoría (U)	1.00	C
Suelo (S)	1.15	S2	Suelo (S)	1.15	S2
Periodo (Tx)	0.160		Periodo (Ty)	0.160	
Tp	0.6		Tp	0.6	
Tl	2.0		Tl	2.0	
Amplificación (Cx)	2.5		Amplificación (Cy)	2.5	
Reducción (Rx)	1.80		Reducción (Ry)	3.00	
Ro	3.00	Albañilería	Ro	3.00	Albañilería
la	1.00		la	1.00	
lp	0.60		lp	1.00	
Cx/R>0.11	1.389	CORRECTO	Cy/R>0.11	0.833	CORRECTO
C ETABS X	0.55903		C ETABS Y	0.33542	
FACTOR K	1.000		FACTOR K	1.000	
Excentricidad (ex)	0.688		Excentricidad (ey)	0.400	
Peso (P)	385.39		Peso (P)	385.39	
Cortante Basal (Vx)	215.4		Cortante Basal (Vy)	129.3	

Fuente: Elaboración propia

DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS EN ALTURA

La fuerza sísmica horizontal o cortante basal se distribuye en cada nivel en función a su altura y peso correspondiente a cada nivel según la siguiente expresión (11 pág. 12):

$$F_i = \alpha_i * V$$

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

Con los datos obtenidos, se determinan las fuerzas cortantes en los pisos por cada dirección de análisis como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 29: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "X"

Pisos	Altura	Peso Acumulado	Peso	Pi*(hi)^k	alfa	Fi	Mt
[---]	[m]	[---]	[tonf]	[---]	[---]	[tonf]	[tonf.m]
T3	9.6	106.24	106.2	1019.9	0.412	88.8	61.0
T2	6.8	227.39	121.2	823.8	0.333	71.7	49.3
T1	4.0	385.39	158.0	632.0	0.255	55.0	37.8
TOTAL				2475.7		215.4	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "Y"

Pisos	Altura	Peso Acumulado	Peso	Pi*(hi)^k	alfa	Fi	Mt
[---]	[m]	[---]	[tonf]	[---]	[---]	[tonf]	[tonf.m]
T3	9.6	106.24	106.2	1019.9	0.412	53.3	21.3
T2	6.8	227.39	121.2	823.8	0.333	43.0	17.2
T1	4.0	385.39	158.0	632.0	0.255	33.0	13.2
TOTAL				2475.7		129.3	

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas estáticas determinadas para cada nivel y para cada dirección de análisis se usarán para el análisis sísmico estático de la estructura de la vivienda convencional a evaluar; sin embargo, para facilitar la interacción que existe al modelar una estructura, se calculó un coeficiente $C_{ETABS X}$ y $C_{ETABS Y}$ con sus respectivos valores de "K" mostrados en la tabla 28, coeficientes que se insertarán al software *ETABS*.

3.5.1.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Para obtener resultados más acertados acerca del comportamiento de la estructura, se realizará el análisis sísmico dinámico modal espectral siguiendo los parámetros de la norma sismorresistente; así mismo, se usó los resultados de este análisis para la determinación de los desplazamientos y los esfuerzos en la estructura para verificar el diseño de algunos elementos principales.

ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para el análisis modal espectral se usó espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones establecido en la norma sismorresistente con la siguiente expresión (11 pág. 24):

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

El espectro inelástico se define para las dos direcciones de análisis con los datos mostrados en la tabla 31 y 32. A continuación, se muestran ambos espectros.

Tabla 31: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "X"

Tx	Cx	Sa	Tx	Cx	Sa
0	2.50	5.482	2.6	0.44	0.973
0.1	2.50	5.482	2.6	0.44	0.973
0.2	2.50	5.482	2.7	0.41	0.902
0.3	2.50	5.482	2.8	0.38	0.839
0.4	2.50	5.482	2.9	0.36	0.782
0.5	2.50	5.482	3	0.33	0.731
0.6	2.50	5.482	3.1	0.31	0.685
0.7	2.14	4.699	3.2	0.29	0.642
0.8	1.88	4.112	3.3	0.28	0.604
0.9	1.67	3.655	3.4	0.26	0.569
1	1.50	3.289	3.5	0.24	0.537
1.1	1.36	2.990	3.6	0.23	0.508
1.2	1.25	2.741	3.7	0.22	0.481
1.3	1.15	2.530	3.8	0.21	0.456
1.4	1.07	2.350	3.9	0.20	0.433
1.5	1.00	2.193	4	0.19	0.411
1.6	0.94	2.056	4.1	0.18	0.391
1.7	0.88	1.935	4.2	0.17	0.373
1.8	0.83	1.827	4.3	0.16	0.356
1.9	0.79	1.731	4.4	0.15	0.340
2	0.75	1.645	4.5	0.15	0.325
2.1	0.68	1.492	4.6	0.14	0.311
2.2	0.62	1.359	4.7	0.14	0.298
2.3	0.57	1.244	4.8	0.13	0.286
2.4	0.52	1.142	4.9	0.12	0.274
2.5	0.48	1.053	5	0.12	0.263

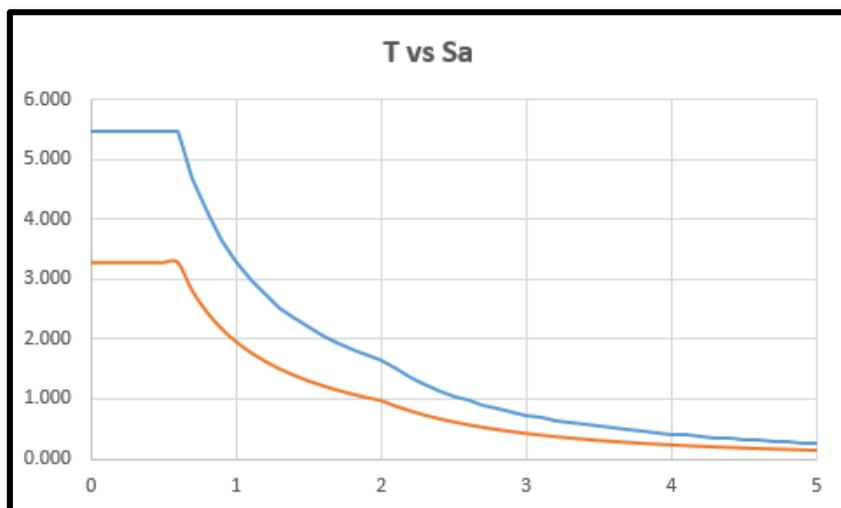
Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "Y"

Ty	Cy	Sa	Ty	Cy	Sa
0	2.50	3.289	2.6	0.44	0.584
0.1	2.50	3.289	2.6	0.44	0.584
0.2	2.50	3.289	2.7	0.41	0.541
0.3	2.50	3.289	2.8	0.38	0.503
0.4	2.50	3.289	2.9	0.36	0.469
0.5	2.50	3.289	3	0.33	0.439
0.6	2.50	3.289	3.1	0.31	0.411
0.7	2.14	2.819	3.2	0.29	0.385
0.8	1.88	2.467	3.3	0.28	0.362
0.9	1.67	2.193	3.4	0.26	0.341
1	1.50	1.974	3.5	0.24	0.322
1.1	1.36	1.794	3.6	0.23	0.305
1.2	1.25	1.645	3.7	0.22	0.288
1.3	1.15	1.518	3.8	0.21	0.273
1.4	1.07	1.410	3.9	0.20	0.260
1.5	1.00	1.316	4	0.19	0.247
1.6	0.94	1.233	4.1	0.18	0.235
1.7	0.88	1.161	4.2	0.17	0.224
1.8	0.83	1.096	4.3	0.16	0.213
1.9	0.79	1.039	4.4	0.15	0.204
2	0.75	0.987	4.5	0.15	0.195
2.1	0.68	0.895	4.6	0.14	0.187
2.2	0.62	0.816	4.7	0.14	0.179
2.3	0.57	0.746	4.8	0.13	0.171
2.4	0.52	0.685	4.9	0.12	0.164
2.5	0.48	0.632	5	0.12	0.158

Fuente: Elaboración propia

Figura 50: Espectro de respuesta en la dirección "X"



Fuente: Elaboración propia

3.5.1.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los resultados de desplazamientos laterales que entrega el software son desplazamientos lineales y elásticos para convertir a desplazamientos reales. La norma sismorresistente permite multiplicar por 0.75 R a los desplazamientos calculados para estructuras regulares y por 0.85 R a los desplazamientos calculados para estructuras irregulares. Nuestra estructura está catalogada como irregular por no cumplir con los parámetros de regularidades en la estructura detallados más adelante. El límite de distorsiones máximas permitidas por la norma está en función al material predominante de acuerdo a la tabla 32.

Tabla 33: Límites de distorsión de entrepiso de acuerdo al material

Material Predominantes	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificio de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Adaptado de la norma técnica E.030

La vivienda convencional a evaluar tiene como material predominante los ladrillos de albañilería confinada en ambos sentidos, ya que el sistema estructural de la estructura en ambas direcciones es de *Albañilería Confinada*, al cual le corresponde una distorsión máxima de 0.005. Las siguientes tablas muestran las distorsiones de cada piso y en las 2 direcciones de análisis, las cuales muestran que las distorsiones máximas inelásticas no superan los máximos permitidos en las dos direcciones de análisis.

Tabla 34: Deriva máxima por piso en la dirección "X"

Nivel	Altura	Despl. Maximo	Distorsión Elástica	Distorsión Inelastica	Distorsión Permisible	ESTADO
[---]	[m]	[---]	[---]	[---]	[---]	[---]
3	2.80	0.01212	0.0043	0.0066	0.005	NO CUMPLE
2	2.80	0.01558	0.0056	0.0085	0.005	NO CUMPLE
1	4.00	0.01338	0.0033	0.0051	0.005	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35: Deriva máxima por piso en la dirección "Y"

Nivel	Altura	Despl. Maximo	Distorsión Elástica	Distorsión Inelastica	Distorsión Permisible	ESTADO
[---]	[m]	[---]	[---]	[---]	[---]	[---]
3	2.80	0.0010	0.0004	0.0008	0.005	CUMPLE
2	2.80	0.0013	0.0005	0.0010	0.005	CUMPLE
1	4.00	0.0019	0.0005	0.0011	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados de las distorsiones máximas determinadas para el sentido en X, supera las distorsiones límites establecidas para dicho material predominante, por lo que en el sentido X no estaría cumpliendo con la norma sismorresistente y, ante un eventual movimiento sísmico, los muros en este sentido tenderían a fisurarse y colisionar con la estructura colindante. Sin embargo, en el sentido Y, la distorsión de cada nivel es inferior al máximo indicado en la norma sismorresistente.

3.5.1.5. SISTEMA ESTRUCTURAL

Anteriormente, se mostró los sistemas estructurales aceptados por la norma sismorresistente. Para el análisis sísmico realizado, se asumió un sistema estructural de albañilería confinada con su respectivo coeficiente básico de reducción para cada dirección de análisis. En esta sección, se verificará el sistema estructural asumido, tomando en cuenta el porcentaje de fuerza cortante que absorben los elementos verticales en la base, para este caso se tienen columnas y muros de albañilería confinada. La cantidad de fuerza cortante que absorbe las columnas y muros de albañilería se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 36: Cortante absorbida en la dirección "X"

Análisis	Cortante tomada		Total
	Columnas	Albañilería	
[---]	[---]	[---]	[---]
Estático	53.0	143.9	196.9
	26.9%	73.1%	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Cortante absorbida en la dirección "Y"

Análisis	Cortante tomada		Total
	Columnas	Albañilería	
Estático	24.6	91.9	116.5
	21.1%	78.9%	

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que el sistema estructural predominante en la estructura es de *albañilería confinada* en ambos sentidos de análisis, ya que este material absorbe alrededor del 80% de la fuerza cortante en la base de la edificación; así mismo, se debe recordar que siendo un sistema de albañilería confinada las columnas en mención son de confinamiento, por lo que estos forman parte de la albañilería confinada; con estos resultados se comprueba que la suposición del sistema estructural de *albañilería confinada* es correcta.

3.5.1.6. IRREGULARIDADES EN ALTURA

Las irregularidades en altura se determinaron de acuerdo a la norma sismorresistente del Perú, las mismas que serán evaluadas cada una detalladamente. En la siguiente tabla, se muestra un resumen de las irregularidades en altura.

Tabla 38: Resumen de irregularidades en altura

IRREGULARIDAD	X	Y
Irregularidad de rigidez	1.00	1.00
Irregularidad de rigidez extrema	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia extrema	1.00	1.00
Irregularidad de peso	1.00	1.00
Irregularidad geometrica vertical	1.00	1.00
Irregularidad en sistemas resistentes	1.00	1.00
Irregularidad en sistemas resistentes extrema	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

A. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

Existe irregularidad de rigidez o piso blando cuando, en un piso, la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral del promedio de los 3 pisos superiores adyacentes. Existirá irregularidad de rigidez extrema cuando la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 70% de la rigidez lateral del promedio de los 3 pisos superiores adyacentes. La rigidez lateral se determinó como la razón entre la fuerza cortante de piso y el desplazamiento relativo del centro de masas, ambos evaluados bajo la misma condición de carga. Este análisis se realizó para cada

dirección de análisis. Las siguientes tablas muestran los resultados de la evaluación de esta irregularidad.

Tabla 39: Irregularidad de rigidez en la dirección "X"

Nivel	Desp. Lateral - Centro de Masa			Fuerza Cortante	Rigidez Lateral	<70%	ESTADO
	Absoluto	Relativo	Inelastico				
[---]	[m]	[m]	[m]	[tonf]	[tonf/m]	[---]	[---]
3	0.0271	0.0075	0.0114	88.8	7771		
2	0.0196	0.0105	0.0160	160.4	10013	129%	REGULAR
1	0.0091	0.0091	0.0140	215.4	15441	154%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Irregularidad de rigidez en la dirección "Y"

Nivel	Desp. Lateral - Centro de Masa			Fuerza Cortante	Rigidez Lateral	<70%	ESTADO
	Absoluto	Relativo	Inelastico				
[---]	[m]	[m]	[m]	[tonf]	[tonf/m]	[---]	[---]
3	0.0005	0.0001	0.0003	53.3	169061		
2	0.0004	0.0002	0.0005	96.3	212869	126%	REGULAR
1	0.0002	0.0002	0.0004	129.3	356853	168%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de las tablas mostradas muestran la evaluación de la irregularidad de rigidez en la dirección "X" e "Y", donde se aprecia que no existe irregularidad de rigidez en ambas direcciones de análisis.

B. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

Existe irregularidad de resistencia o piso débil cuando la resistencia de un piso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del piso inmediato superior. Existirá irregularidad de resistencia extrema cuando dicho porcentaje sea inferior al 65%. Es decir, cuando exista menos resistencia de un piso con respecto al superior; sin embargo, para el presente proyecto, los pisos superiores cuentan con menos resistencia por tener menos elementos resistentes a fuerzas laterales, ya que no todos los elementos como muros portantes son continuos hasta el último nivel; por consiguiente, no se tendría esta irregularidad de resistencia en ambos sentidos por lo anteriormente mencionado.

C. IRREGULARIDAD DE PESO

Existe irregularidad de peso o masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente, el peso se determinó de acuerdo a la norma sismorresistente que indica que, para edificaciones de categoría C, se calculará el peso considerando toda la carga muerta más el 25% de la carga viva. En esta irregularidad, no se toma en cuenta las azoteas ni los sótanos. La siguiente tabla muestra los resultados de la evaluación de esta irregularidad.

Tabla 41: Irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso		>1.50		ESTADO
	Acumulado [tonf]	Por piso [tonf]			
3	106.24	106.24			REGULAR
2	227.39	121.15	1.14	0.88	REGULAR
1	385.39	158.00	1.30	0.77	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se muestra los resultados de la evaluación de la irregularidad, donde se aprecia que no existe irregularidad de masa o peso.

D. IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

Existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No se aplica en azoteas ni en sótanos. El análisis se realizó en ambas direcciones de análisis.

Tabla 42: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "X"

Nivel	Longitud [m]	>1.30		ESTADO
3	12.75			REGULAR
2	12.75	1.00	1.00	REGULAR
1	12.75	1.00	1.00	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "Y"

Nivel	Longitud [m]	>1.30		ESTADO
3	8.00			REGULAR
2	8.00	1.00	1.00	REGULAR
1	8.00	1.00	1.00	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

La tabla anterior muestra que no existe irregularidad geométrica vertical, ya que las dimensiones de la estructura que soporta cargas laterales son iguales en los 3 pisos.

E. DISCONTINUIDAD EN SISTEMAS RESISTENTES

Existe irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes cuando en cualquier elemento que soporte más del 10% de la fuerza cortante tenga un desalineamiento vertical, un cambio de dirección o un desplazamiento del eje del elemento mayor al 25% de la dimensión correspondiente al elemento. Este análisis se realizará para las

dos direcciones de análisis. Existirá irregularidad extrema por discontinuidad en sistemas resistentes cuando el elemento resista más del 25% de cortante total.

En las tablas 44 y 45, se muestra la cortante sísmica absorbida por los muros de corte de albañilería confinada en el sentido que le corresponde, ya que estos elementos son los que mayor fuerza cortante reciben, de los cuales solo se evalúa los que resistan mayor que el 10% de cortante.

Tabla 44: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "X"

Nivel	Elemento	Cortante absorbida		>10%	Discontinuidad	ESTADO
[---]	[---]	[tonf]	[%]	[---]	[---]	[---]
1	X01	55.68	28.3%	SI	NO	REGULAR
1	X02	5.28	2.7%	-	-	REGULAR
1	X03	82.92	42.1%	SI	NO	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "Y"

Nivel	Muro	Cortante absorbida		>10%	Discontinuidad	ESTADO
[---]	[---]	[tonf]	[%]	[---]	[---]	[---]
1	Y01	34.06	32.3%	SI	NO	REGULAR
1	Y02	33.06	31.3%	SI	NO	REGULAR
1	Y03	4.85	4.6%	-	-	REGULAR
1	Y04	2.44	2.3%	-	-	REGULAR
1	Y05	2.22	2.1%	-	-	REGULAR
1	Y06	2.36	2.2%	-	-	REGULAR
1	Y07	4.21	4.0%	-	-	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que existe no irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes en ambos sentidos de análisis, 2 de los muros de corte en cada sentido superan el 10% de absorción de la fuerza cortante; sin embargo, no tienen cambio de dirección ni varía su eje más del 25%.

3.5.1.7. IRREGULARIDADES EN PLANTA

Las irregularidades en planta se determinaron de acuerdo a la norma sismorresistente del Perú, las mismas que serán evaluadas cada una detalladamente. En la siguiente tabla, se muestra un resumen de las irregularidades en planta correspondiente a ambos sentidos de análisis.

Tabla 46: Resumen de irregularidades en planta

IRREGULARIDAD	X	Y
Irregularidad torsional	0.75	1.00
Irregularidad torsional extrema	0.60	1.00
Irregularidad por esquinas entrantes	1.00	1.00
Irregularidad por discontinuidad del diafragma	1.00	1.00
Irregularidad por sistemas no paralelos	1.00	1.00
	0.60	1.00

Fuente: Elaboración propia

A. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo en un extremo del piso es mayor que 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso bajo la misma condición de carga, los desplazamientos se calculan incluyendo la excentricidad accidental y en ambas direcciones de análisis. Existe irregularidad torsional extrema cuando dicha razón es mayor que 1.50. Esta irregularidad solo se calcula cuando la deriva máxima supera el 50% del máximo permisible determinado en la sección *Desplazamiento Lateral*, entonces solo se determinará la irregularidad torsional del eje X, ya que en el sentido Y los desplazamientos no superan el 50% de los permitidos.

Tabla 47: Irregularidad torsional en la dirección "X"

Nivel	Desp. lineal		Desp. Inelastico		Relación	ESTADO
	Max	Avg	Max	Avg		
[---]	[m]	[m]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	0.0121	0.0077	0.0185	0.0119	1.56	IRREGULAR EXTREMA
2	0.0156	0.0102	0.0238	0.0156	1.52	IRREGULAR EXTREMA
1	0.0134	0.0091	0.0205	0.0139	1.47	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia en la última tabla que existe irregularidad torsional extrema en los dos pisos superiores en la dirección "X", ya que existe una relación entre desplazamientos mayor a 1.50 y, en el primer piso, existe irregularidad torsional por tener una relación entre desplazamientos mayor a 1.30, teniendo como resultado que la estructura en el sentido "X" cuenta con irregularidad extrema correspondiéndole un factor de 0.60.

B. IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando se tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones sean mayores al 20% de la dimensión total en planta. Se evaluó esta irregularidad en ambas direcciones de análisis.

Tabla 48: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "X"

Nivel	Longitud		>20%	ESTADO
	Total	Esquina		
[---]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	13.75	0.250	1.82%	REGULAR
2	13.75	0.250	1.82%	REGULAR
1	13.75	0.250	1.82%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "Y"

Nivel	Longitud		>20%	ESTADO
	Total	Esquina		
[---]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	8.00	0.000	0.00%	REGULAR
2	8.00	0.000	0.00%	REGULAR
1	8.00	0.000	0.00%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Las tablas 49 y 50 muestran que no existe irregularidad por esquinas entrantes en ambas direcciones de análisis, debido a que dichas distancias de las esquinas no superan el 20% de la longitud total.

C. IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Existe irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando los diafragmas tienen discontinuidades importantes de rigidez incluyendo aberturas de más del 50% del área total en cada piso. También presenta esta irregularidad cuando en una sección transversal se tiene un área neta resistente menor al 25% del área total de la misma dirección, se verificó esta irregularidad para ambas direcciones de análisis.

Tabla 50: Irregularidad por aberturas en el diafragma

Nivel	Diafragma	Area		>50%	ESTADO
		Total	abertura		
[---]	[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	D3	109.125	10.620	9.73%	REGULAR
2	D2	109.125	10.620	9.73%	REGULAR
1	D1	109.125	10.620	9.73%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51: Irregularidad por sección resistente en la dirección "X"

Nivel	Area		<25%	ESTADO
	Total	Neta		
[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	2.75	2.370	86.18%	REGULAR
2	2.75	2.370	86.18%	REGULAR
1	2.75	2.370	86.18%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52: Irregularidad por sección resistente en la dirección "Y"

Nivel	Area		<25%	ESTADO
	Total	Neta		
[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	1.60	0.540	33.75%	REGULAR
2	1.60	0.540	33.75%	REGULAR
1	1.60	0.540	33.75%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

En la figura 51, se aprecia el cálculo de la abertura del diafragma donde se muestra que la abertura solo representa un 9.74% del área total. En las figuras 52 y 53, se aprecia el cálculo de las secciones resistentes más desfavorables en las dos direcciones de análisis donde se aprecia que el área neta resistente del diafragma es mayor al 25% mínimo requerido por la norma; por ende, no existe irregularidad por discontinuidad en el diafragma en ambos sentidos de análisis.

D. IRREGULARIDAD POR SISTEMAS NO PARALELOS

Existe irregularidad por sistemas no paralelos cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, no se aplica esta irregularidad cuando el ángulo formado por los pórticos o muros son menores a 30% ni cuando los elementos paralelos resisten menos al 10% de fuerza cortante en la base. Este análisis se debe realizar en ambas direcciones de análisis.

En la estructura que se está evaluando, no existe irregularidad por sistemas no paralelos, ya que todos los pórticos y muros de albañilería son paralelos a las direcciones de análisis "X" e "Y" respectivamente.

3.5.1.8. FACTOR DE ESCALAMIENTO SÍSMICO

Se determina un factor de escalamiento sísmico en el caso de que la cortante basal sísmica del análisis dinámico modal espectral sea menor que el 80% de la cortante basal del análisis estático para estructuras regulares. En caso de estructuras irregulares, la fuerza cortante dinámica no puede ser menor que el 90% de la cortante estática calculada en la base de la estructura. Ya se conoce que nuestra estructura es regular en el sentido Y e irregular en el sentido X, por lo que se usará ambos casos para el escalamiento sísmico como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 53: Factor de escalamiento sísmico

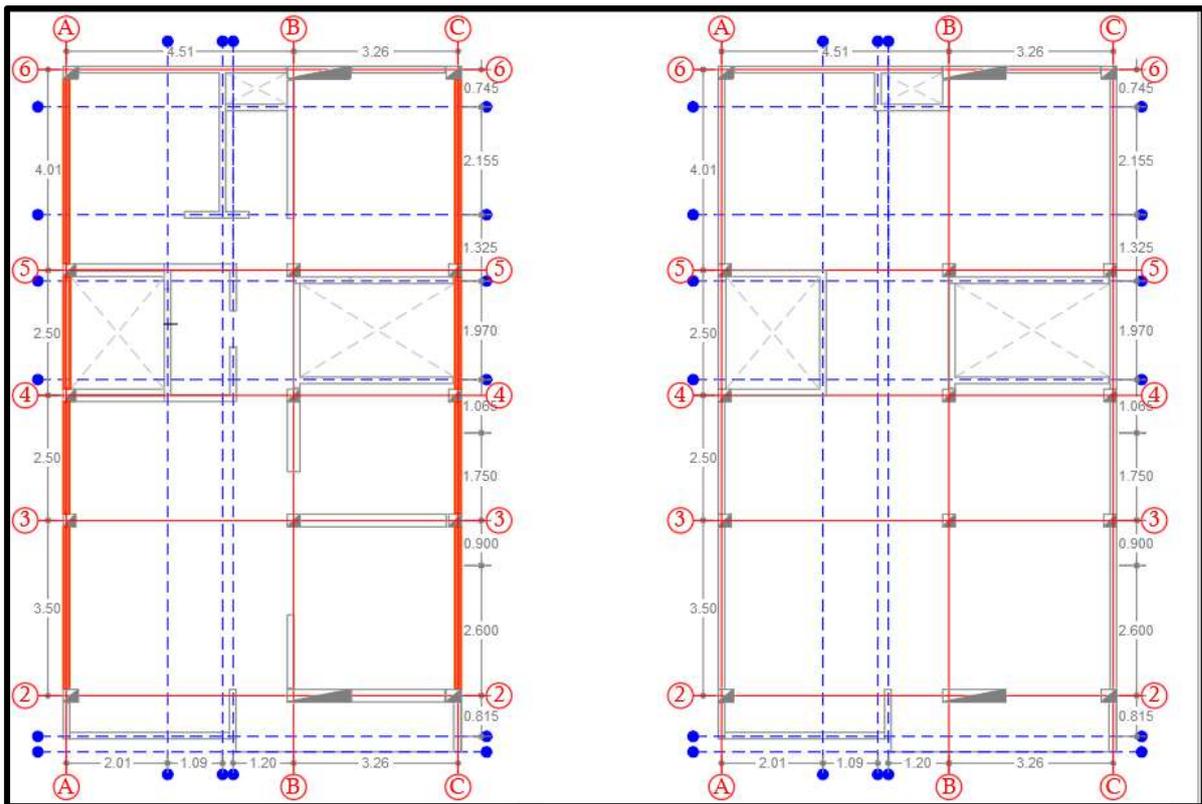
Dirección	Cortante en la base			Factor de Escalamiento
	CSE	CSD		
[---]	[tonf]	[tonf]	[%]	[---]
"X"	199.34	142.69	72%	1.26
"Y"	119.61	105.65	88%	1.00

Fuente: Elaboración propia

3.6. RESULTADOS DE LA EVALUACION

La estructura de la vivienda que ha sido evaluada mediante un análisis sísmico en cumplimiento a la norma sismorresistente vigente mediante el análisis sísmico de fuerzas equivalentes y análisis sísmico modal espectral, los cuales han dado resultados no favorables respecto al comportamiento de la estructura; por ejemplo, en la evaluación de los desplazamientos que se obtuvo en la dirección "X", la distorsión inelástica máxima esperada en el segundo nivel es de 0.0085, representando el 170% del límite máximo permitido por la norma y, en la dirección "Y", la distorsión inelástica máxima esperada fue en el primer nivel con 0.0011, representando el 22% del máximo permitido por la norma para estructuras con un material predominante de albañilería en ambos sentidos, donde mayores problemas de irregularidades se encontró es en el sentido "X" en el cual se encontró irregularidad torsional extrema en los dos pisos superiores, catalogando a la estructura como irregular extrema en el sentido "X", este tipo de irregularidad es común en viviendas convencionales, ya que no cuentan con una buena estructuración por un profesional especializado. Luego de evaluar toda la estructura en conjunto donde se pudo evidenciar que podría tener un mal comportamiento ante un movimiento sísmico, también se encontró otro tipo de errores constructivos que harían que la estructura falle antes de lo esperado y podría generar la pérdida de vidas humanas, como que los muros de toda la albañilería no se encuentran arriostrados correctamente, los alféizares de las ventanas no se encuentran aislados de los muros o columnas colindantes, lo que generaría un efecto de columna corta en diferentes zonas en el cual ya altera el comportamiento de la estructura. Otro error constructivo que se visualizó es que no cuenta con una junta sísmica con las estructuras colindantes y que al haber un movimiento sísmico existiría un colapso entre las estructuras y tendería a fallar. Las vigas secundarias paralelas a la dirección de la losa son vigas chatas y, de acuerdo a un análisis sísmico, estos absorberían gran cantidad de momento por ser sísmicas; sin embargo, dicha resistencia a momento no se alcanzaría a obtener con vigas chatas, por otro lado, se aprecia que las vigas soleras planteadas sobre los ejes A y C son peraltadas y con cantidad de acero distribuido como si este fuera viga colgante, siendo innecesario la cantidad de acero que lleva y las dimensiones de dichas vigas.

Figura 52: Grillas sobre el tercer nivel y la azotea



Fuente: Elaboración propia

4.2. ESTRUCTURACION

Según Blanco Blasco (27), “Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento”. Es debido a ello que una estructura debe ser lo más simple posible para predecir el comportamiento de esta con mayor certeza, para ello se debe tomar en cuenta ciertos aspectos para lograr una estructura sismorresistente que recomienda el Ing. Blanco Blasco y la norma sismorresistente, y se muestran a continuación:

- **Simplicidad y simetría**

Mientras más simple sea una estructura, será más fácil predecir el comportamiento de dicha estructura; es decir, el comportamiento real de la estructura será muy parecido a los esperados e idealizados al momento de realizar el modelo estructural en la etapa de diseño. Es importante que la estructura sea lo más simétrica posible en ambas direcciones principales de análisis, ya que, al existir asimetría en la planta de la estructura, el centro de masas y el centro de rigideces se distancian generando una excentricidad y por ende un momento torsor que finalmente hace que la estructura tienda a girar, lo que incrementa los esfuerzos en los elementos resistentes; mientras

mayor sea la excentricidad que existe entre el centro de masas y el centro de rigideces, más complicado será predecir el comportamiento de la estructura.

- **Resistencia y ductilidad**

La resistencia de la estructura debe existir en al menos dos direcciones perpendiculares entre sí, diseñar una estructura para resistir las fuerzas totales del sismo que solo produce esfuerzos altos eventuales en tiempos muy cortos resulta anti económico, por ese motivo se le brinda una resistencia menor a la máxima necesaria, por tal motivo la diferencia debe ser absorbida por la ductilidad de la estructura, con el fin de preparar a la estructura para entrar a una etapa plástica sin que llegue a la falla. En elementos de concreto armado, se debe garantizar que al tener una falla sea por la fluencia del acero y no por la compresión del concreto. Se debe tener claro que una estructura dúctil se compone de elementos dúctiles incluyendo sus respectivas conexiones.

- **Hiperestaticidad y monolitismo**

La hiperestaticidad y monolitismo en una estructura brinda mayor capacidad resistente debido a la generación de rótulas plásticas en los elementos sismorresistentes. Así mismo, gracias al monolitismo, se equilibra los momentos por flexión, ya que en las vigas se generan momentos negativos en los extremos y se reduce el momento positivo, reduciendo también las deflexiones, similar es el caso para las columnas.

- **Uniformidad y continuidad de la estructura**

Los elementos componentes de la estructura sismorresistente deben ser continuos en lo posible tanto en planta como en elevación para no tener un cambio brusco de rigideces. Por lo general, en estructuras de altura mediana o alta, va necesitando menos rigidez en los pisos superiores, se recomienda que se reduzca la sección paulatinamente para no generar cambios bruscos en rigidez. Debido a que nuestra edificación solo presenta 3 niveles, no existirá reducción de secciones ni eliminación de estos elementos.

- **Rigidez lateral**

Es necesario que la estructura cuente con rigidez lateral en al menos dos direcciones perpendiculares entre sí para limitar deformaciones importantes en la estructura, ya que durante un movimiento sísmico podría generar pánico a los ocupantes de la estructura; así mismo, podría generar daños en elementos estructurales y no estructurales de la edificación, es por ello que una estructura rígida es mejor que una

flexible. Se debe tener en cuenta que mientras más rígida es una estructura, menos dúctil se convierte.

- **Existencia de diafragmas rígidos**

Las losas o diafragmas rígidos permiten considerar en un análisis sísmico que los desplazamientos de los elementos verticales tienen la misma magnitud; así mismo, se considera que con la existencia de estos diafragmas toda la losa actúa y se mueve como uno solo, permitiendo que las fuerzas horizontales actúen en los elementos verticales de acuerdo a la rigidez propia del elemento.

- **Elementos no estructurales**

Se debe tener en cuenta que los elementos no estructurales desempeñan un papel positivo en el comportamiento dinámico de las estructuras, debido a que colaboran con el amortiguamiento a la estructura; sin embargo, distorsiona los esfuerzos esperados, generando torsión, efectos de columna corta. Es por ello que lo mejor es aislar los muros no considerados en el modelo estructural realizado.

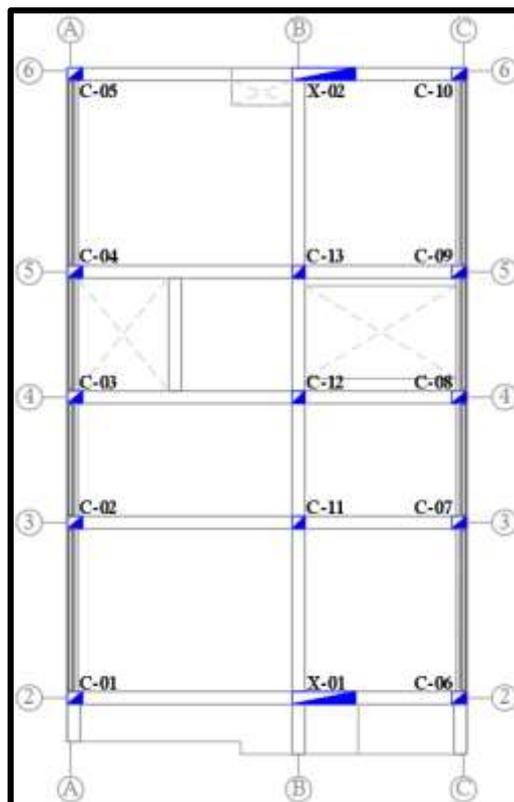
- **Peso mínimo**

En toda estructura de concreto armado, es muy importante tratar de reducir el peso de la estructura en lo mayor posible, debido a que las fuerzas sísmicas son directamente proporcionales al peso de esta; de esta manera, se podrá reducir los esfuerzos por fuerzas sísmicas y economizar la estructura reduciendo secciones de los elementos resistentes y la cantidad de acero a usar, es por ello que se tiene que elegir materiales adecuados que cumplan su función y sean aceptados por las normas para su uso.

Tomando en cuenta todas las consideraciones detalladas anteriormente, se procede a la aplicación de estas en nuestra estructura de la vivienda con diseño sismorresistente. En la dirección "Y", se tiene gran cantidad de tramos que son cerrados, debido a que la vivienda colinda con otras estructuras a los lados y la parte posterior de la vivienda, por tal motivo se aprovechó dichos tramos para colocar muros estructurales de albañilería confinada. En la dirección "X", al contrario, se tiene gran cantidad de aberturas para las puertas, ventanas, pasadizos, etc. Por lo que es un poco difícil colocar muros estructurales de albañilería confinada en dicho sentido, por el cual se plantea un sistema estructural de pórticos con muros estructurales de concreto armado, el sistema estructural se definirá más adelante. Las columnas tienen un ancho mínimo $L = 0.25m$, ya que en el sentido "X" se tendrán columnas y muros de concreto armado para rigidizar la estructura debido a la flexibilidad

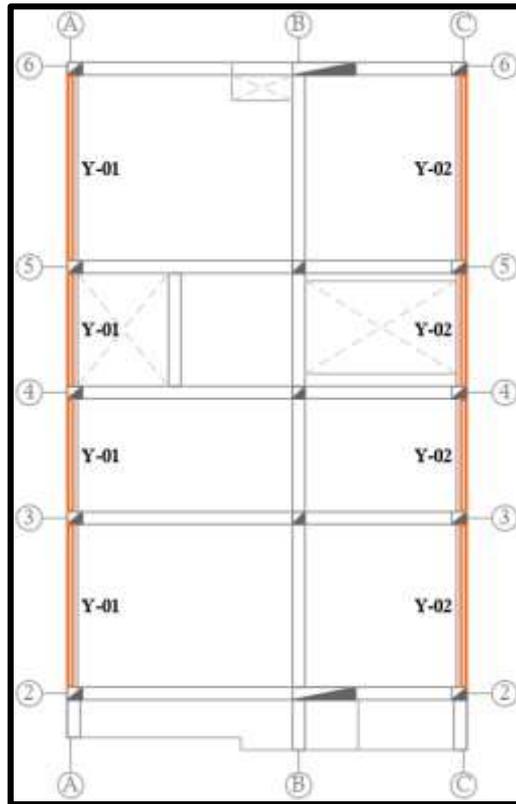
que presenta sin ellas, por tal motivo se ha visto por conveniente colocar dos muros de concreto armado en el *eje 2* y *eje 6*, se colocó en ambos ejes para evitar la torsión que se podría generar en caso solo se colocase uno, las dimensiones de ambos muros serán de la misma magnitud para facilitar también el diseño y el proceso constructivo. El resto de muros en la dirección “X” son considerados solo tabiquería por lo que estarán aislados de toda la estructura. En la siguiente figura, se aprecia de forma gráfica todos los elementos verticales descritos anteriormente.

Figura 53: Nombre de los elementos verticales de concreto armado



Fuente: Elaboración propia

Figura 54: Nombre de los elementos verticales de albañilería



Fuente: Elaboración propia

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

Como se apreció en la sección precedente de *estructuración*, se ha planteado un sistema estructural resistente de *pórticos y muros de corte* en la dirección “X” y un sistema estructural de *albañilería confinada* en la dirección “Y”. Por lo que se tendrá que realizar el respectivo predimensionamiento de la losa aligerada, vigas principales, vigas secundarias, columnas, muros de concreto armado y los muros de albañilería confinada.

4.3.1. LOSA ALIGERADA

La losa aligerada cumple la función de transmitir las cargas verticales (piso terminado, sobrecarga, tabiquería y muebles) a las vigas principales, otra función muy importante de las losas es actuar como un diafragma de piso. Debido a que la estructura es vivienda de uso común, sobrecarga no excesiva y sin tabiquería móvil o distribuida, para determinar el peralte de la losa aligerada en la dirección “X” se usó la siguiente expresión (28 pág. 47):

$$h = \frac{Ln}{25}$$

Donde:

Ln : Longitud libre (m)

Como se definió anteriormente, la losa aligerada es de un solo sentido y en la dirección "X" se aprecia que existen 02 tramos grandes y principales con longitudes de 4.20m y 2.95m, por un tema de proceso constructivo se uniformizó el peralte de la losa y se tomó la luz más larga con el cual se determinó el peralte de la losa a usar.

$$h = \frac{4.25}{25}$$

$$h = 0.17m$$

Se colocará una losa aligerada de $h = 17cm$, ya que ese es el espesor del aligerado más próximo que se usará, este espesor se definirá cuando se calcule las deflexiones y el diseño correspondiente.

4.3.2. VIGAS

La estructura planteada tiene un sistema estructural mixto, por lo que las vigas soleras que descansan sobre muros de albañilería confinada no necesitan ser peraltadas, a menos que en la etapa de diseño resulte necesario. Las vigas soleras ubicadas sobre los muros estructurales de albañilería confinada tendrán un peralte igual al de la losa aligerada $h = 17cm$ y un ancho $b = 20cm$, estas vigas son las ubicadas sobre los ejes "A y C" y serán nombradas como **VA-101 (20X17), VA-102 (20X17), VA-201 (20X17), VA-202 (20X17), etc.** Se verificará las secciones de estos elementos en la etapa de diseño.

También se tendrán vigas chatas, con un ancho $b = 25cm$ y un peralte $h = 17cm$ nombrados **VCH-101 (25X17), VCH-102 (25X17), etc.** En los voladizos de la fachada de la estructura, también donde la tabiquería sea paralela a la dirección de la losa aligerada y entre los ejes A-B/4-5.

Las vigas colgantes serán peraltadas en función a longitud libre de cada una de ellas; sin embargo, se uniformizará para facilitar el proceso constructivo y se calculará el peralte con la longitud libre más desfavorable con la siguiente expresión (27 pág. 39):

$$\frac{Ln}{12} < h < \frac{Ln}{10}$$

Para las vigas principales (*sentido Y*) se calculará de la siguiente manera.

$$\frac{3.25}{12} < h < \frac{3.25}{10}$$

$$0.27 < h < 0.32$$

De acuerdo a lo determinado, las vigas colgantes del eje B tendrán una sección con la siguiente nomenclatura **VP-101 (25X30), VP-201 (25X30), etc.** Para las vigas secundarias (*sentido X*), no se usará la misma expresión debido a que estas vigas no soportan muchas cargas de gravedad, por lo general el diseño por cargas sísmicas tiene mayor importancia. Así mismo, se cuenta con muros de concreto armado que absorberán la mayor cantidad de acciones sísmicas, para una primera interacción se colocarán vigas secundarias **VS-103 (25X25), VS-104 (25X25), VS-105 (25X25), etc.** en los ejes 3, 4 y 5 respectivamente. En los ejes 2 y 6 se colocarán vigas secundarias **VS-101 (25X30), VS-102 (25X30), etc.,** debido a que los momentos en las caras de los muros estructurales de corte son considerablemente altos en los diferentes niveles, esto se verificará durante el análisis y diseño de las vigas.

4.3.3. COLUMNAS

Las columnas que se plantearon son rectangulares y tienen una dimensión mínima $b = 25\text{cm}$, esto debido a que la estructura tiene muros de corte en ambos sentidos para absorber la mayor magnitud del sismo, las columnas recibirán muy poca fuerza por sismo, Así mismo, el ingeniero Blanco Blasco (27) recomienda que las columnas tengan un área entre 1000 cm^2 y 2000 cm^2 cuando la estructura es totalmente aperticada, el mismo autor recomienda realizar el predimensionamiento de las columnas de acuerdo a su ubicación. Para las columnas centrales se usará la siguiente expresión (27 pág. 41):

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'_c}$$

Para columnas perimetrales o exteriores se usará la siguiente expresión (27 pág. 42):

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'_c}$$

La siguiente tabla muestra los cálculos para el predimensionamiento de las columnas, donde claramente se aprecia que las columnas **de 25X25 y 25X30** son suficientes para soportar las cargas de gravedad, incluso sin considerar los muros portantes de albañilería, a menos que durante el diseño se necesite una sección mayor, se incrementará dichas secciones.

Tabla 54: Predimensionamiento de columnas

Columna	Area tributaria	Ubicación	Area requerida	Area colocada	ESTADO
[---]	[m2]	[---]	[m2]	[m2]	[---]
C01	4.35	Exterior	178	750	Cumple
C02	6.96	Exterior	284	625	Cumple
C03	3.55	Exterior	145	625	Cumple
C04	5.30	Exterior	216	625	Cumple
C05	4.8	Exterior	196	750	Cumple
C06	4.87	Exterior	199	750	Cumple
C07	5.08	Exterior	207	625	Cumple
C08	2.75	Exterior	112	625	Cumple
C09	3.86	Exterior	158	625	Cumple
C10	3.5	Exterior	143	750	Cumple
C11	11.66	Central	370	625	Cumple
C12	8.39	Central	266	625	Cumple
C13	11.17	Central	355	625	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.3.4. MUROS DE ALBAÑILERÍA

Para muros estructurales de albañilería, la norma de albañilería (22) establece un espesor efectivo mínimo de acuerdo a la zona sísmica, para nuestro proyecto ubicado en la zona 3 se usará la siguiente expresión (22 pág. 8):

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

Donde:

h : Altura libre entre los elementos del arriostre (m)

En la siguiente tabla, se muestra el predimensionamiento de los muros por nivel, se resume por piso, ya que, en cada piso, la altura del muro es la misma; así mismo, se aprecia que el espesor del muro de soga con espesor de $t = 15cm$ es suficiente de acuerdo a la expresión anterior.

Tabla 55: Predimensionamiento de los muros de albañilería

Nivel	Altura libre	Espesor efectivo min	Espesor del muro	ESTADO
[---]	[m]	[m]	[m]	[---]
3	2.60	0.130	0.150	Cumple
2	2.60	0.130	0.150	Cumple
1	2.60	0.130	0.150	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Como el sistema estructural en la dirección “Y” es albañilería confinada, se debe verificar la densidad de muros que sea mayor a lo dispuesto en la norma de *Albañilería* bajo la siguiente expresión (22 pág. 9):

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

$$\frac{Z.U.S.N}{56} = \frac{0.35 * 1.0 * 1.15 * 3}{56} = 0.0216$$

La densidad mínima de muros calculados en la estructura deberá ser mayor a 0.0216. En la siguiente tabla, se muestra el área total de muros en la dirección “Y”.

Tabla 56: Área total de muros en la dirección “Y”

Muro	Espesor del muro	Longitud del muro	L.t
[--]	[m]	[m]	[m2]
	0.130	3.63	0.471
Y-01	0.130	2.50	0.325
	0.130	2.50	0.325
	0.130	4.08	0.530
Y-02	0.130	3.63	0.471
	0.130	2.50	0.325
	0.130	2.50	0.325
	0.130	4.08	0.530
Total			3.302

Fuente: Elaboración propia

El área total de la estructura $A_p = 107.80 \text{ m}^2$, con el área total de muros en la dirección “Y”, se obtendrá la densidad de muros.

$$\frac{\sum L.t}{A_p} = \frac{3.302}{107.80} = 0.0306$$

Tabla 57: Densidad de muros en la dirección “Y”

Dirección	Densidad de muros		ESTADO
	Mínima	Colocada	
[--]	[--]	[--]	[--]
Y	0.0216	0.0306	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.4. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

Los materiales usados en el modelado de la estructura propuesta son necesarios definirlos en el software como el concreto, acero de refuerzo y las unidades de albañilería. Estos materiales fueron definidos siguiendo los pasos de las normas E.060 y E.070, los mismos que se detallan a continuación:

Concreto armado

La resistencia mínima a compresión del concreto para elementos resistentes a fuerzas sísmicas de acuerdo a las disposiciones especiales para el diseño sísmico de la norma

E.060 es $f'_c = 21 \text{ MPa}$ ($f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$); por lo tanto, se usará el valor mínimo, debido a que la estructura a diseñar es pequeña y no habrá necesidad de usar resistencias más altas, con esta resistencia a la compresión se determinará el módulo de elasticidad (E_c) y el peso unitario del concreto.

El peso del concreto armado según la norma E.020 es $w_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$, con esta información se determina el módulo de elasticidad (E_c) según la siguiente expresión (20 pág. 195).

$$E_c = w_c^{1.5} 0.136 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 231\,721.01 \text{ kgf/cm}^2$$

En caso no se realice ensayos experimentales, la norma E.060 permite determinar el módulo de rigidez (G) de acuerdo a la siguiente expresión (20 pág. 50):

$$G = \frac{E_c}{2.3}$$

Reemplazando en la fórmula general de resistencia de materiales (26 pág. 3) que se muestra a continuación, se determinará que $\nu = 0.15$ para el concreto.

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \nu)}$$

Acero de refuerzo

El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, según la norma E.060 el módulo de elasticidad $E_c = 200\,000 \text{ MPa}$ y la norma E.020 establece un peso $w_a = 7850 \text{ kgf/m}^3$

Albañilería

Las unidades de albañilería que se usarán en los muros serán ladrillos industriales, en la investigación que realiza *Peralta Marticorena* (17) en el 2016, al realizar pruebas de resistencia a compresión de pilas según la norma E.070, llega a la conclusión de que los ladrillos industriales expendidos en la ciudad de Huancayo tienen una resistencia promedio a la compresión $f'_m = 70 \text{ kgf/cm}^2$, debido a que estos datos son reales para la zona, se trabajará con esta resistencia. El peso de los muros de albañilería con unidades cocidas solidas según la norma E.020 es $w_m = 1800 \text{ kgf/m}^3$.

El módulo de elasticidad para unidades de arcilla se calculará con la siguiente expresión (22 pág. 10):

$$E_m = 500 f'_m$$
$$E_m = 35000 \text{ kgf/cm}^2$$

El módulo de corte se calculará con la siguiente expresión (22 pág. 10):

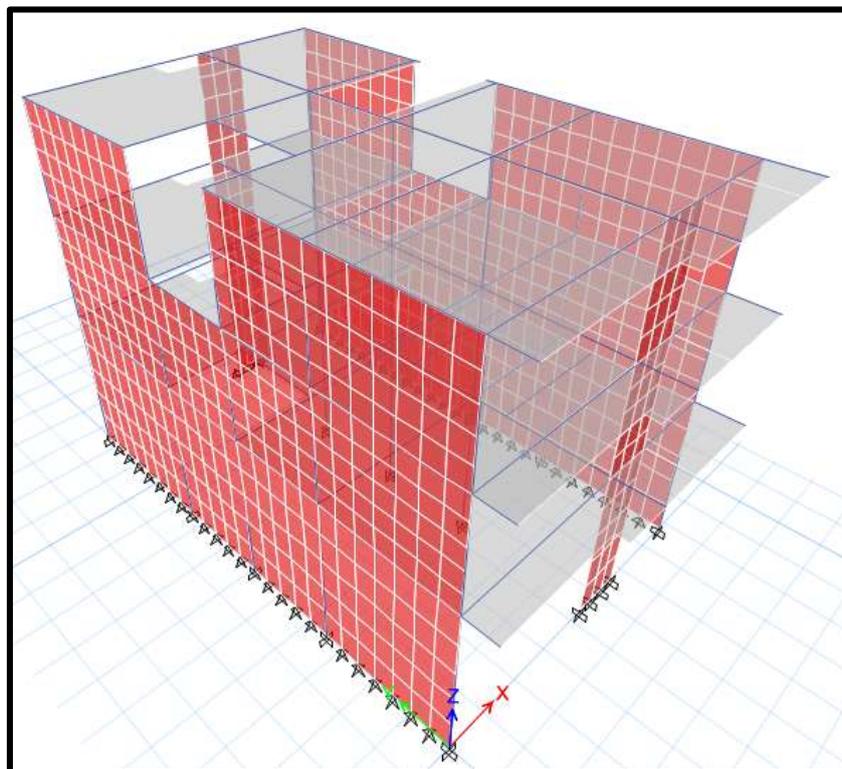
$$G_m = 0.4 E_m$$

Al igual que el concreto, se usó la formula general de resistencia de materiales, reemplazando en dicha fórmula se obtiene que el módulo de Poisson $\nu = 0.25$ para la albañilería.

DIBUJO

Con la información determinada de los materiales y con el predimensionamiento se procede al dibujo de la estructura en el software ETABS, en el cual se aprecia solo la estructura resistente a movimientos sísmicos, ya que el resto de elementos estarán aislados y solo se adicionarán como cargas distribuidas y se determinarán detalladamente en la siguiente sección.

Figura 55: Modelo tridimensional de la estructura propuesta de la vivienda



Fuente: Elaboración propia

4.5. METRADO DE CARGAS

Al igual que el metrado de cargas para la estructura convencional, se realizó el metrado de cargas para los elementos no dibujados en el modelo estructural; es decir, para los elementos aislados y que no forman parte del sistema estructural. A continuación, se muestran los elementos a los cuales se les añadió las cargas respectivas.

Losa aligerada (Shell)

Sobre la losa aligerada recae el peso de las nervaduras de la misma losa, bloquetas o ladrillos para techo, el piso terminado y la sobrecarga correspondiente. La siguiente tabla muestra el peso añadido para los techos típicos y el último techo.

Tabla 58: Metrado de cargas muertas en pisos

ELEMENTO	W
Ladrillo h=12cm	55 kgf/m ²
Piso terminado	100 kgf/m ²
Techo acabado	36 kgf/m ²
Total	191 kgf/m²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59: Metrado de cargas vivas en pisos

ELEMENTO	W
Sobrecarga	200 kgf/m ²
Total	200 kgf/m²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60: Metrado de cargas vivas en techo

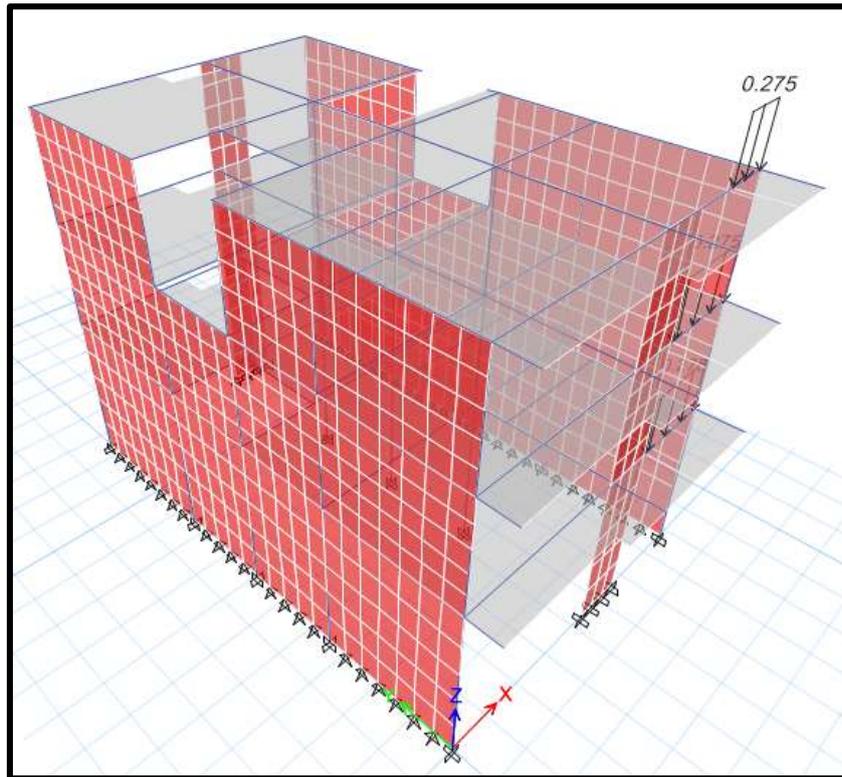
ELEMENTO	W
Sobrecarga	100 kgf/m ²
Total	100 kgf/m²

Fuente: Elaboración propia

Vigas (Frame)

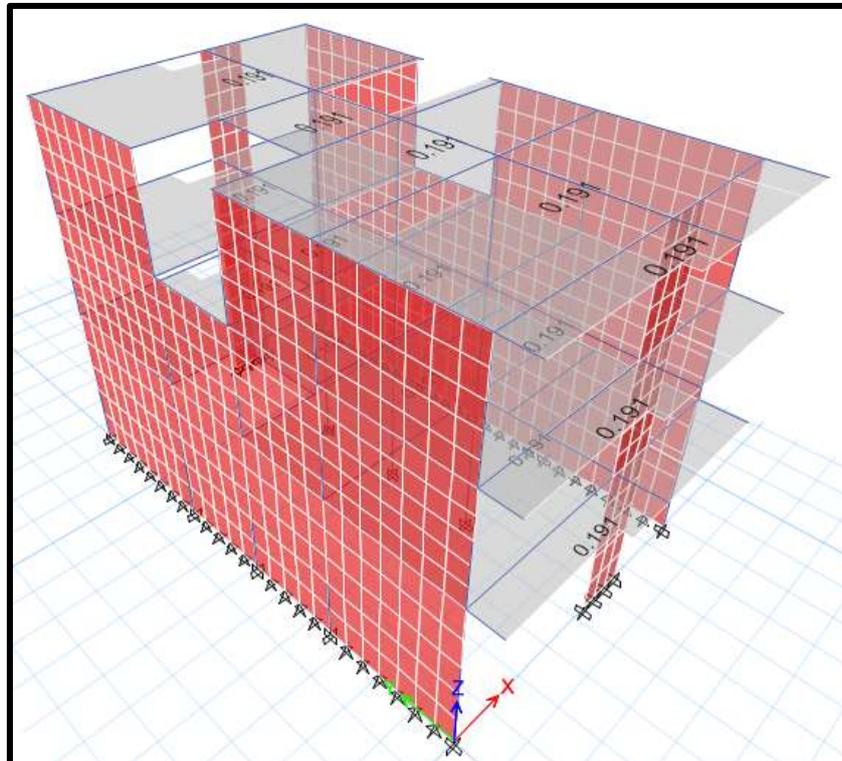
Sobre las vigas se adicionaron cargas de elementos no estructurales como tabiquería, alféizares, ventanas y parapetos. De acuerdo a la siguiente tabla, se combinó las cargas de acuerdo a los planos de arquitectura.

Figura 57: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre vigas



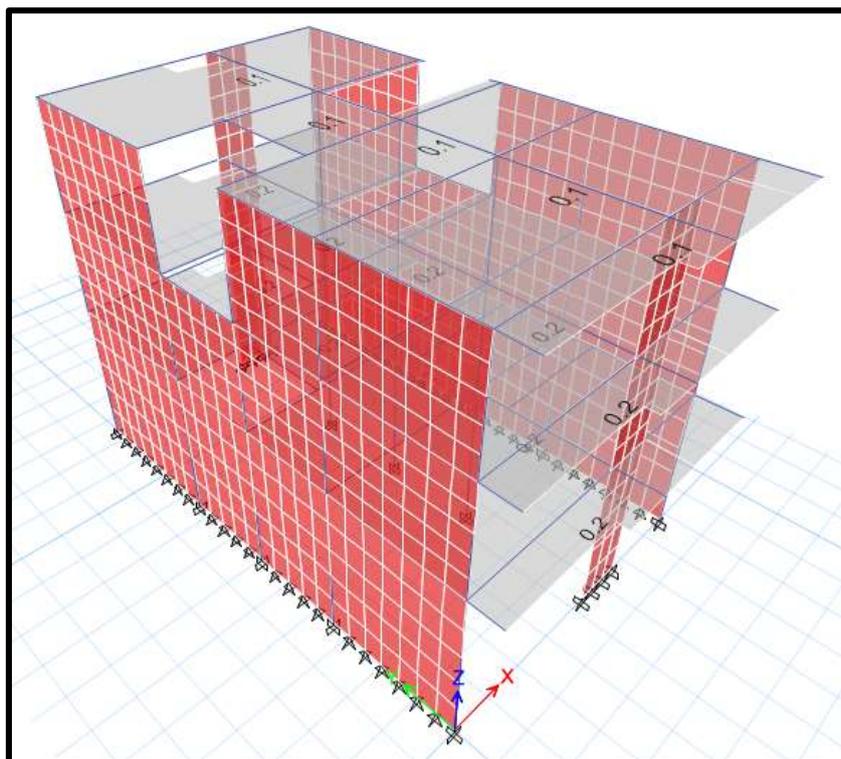
Fuente: Elaboración propia

Figura 58: Modelo tridimensional con cargas muertas sobre losas



Fuente: Elaboración propia

Figura 59: Modelo tridimensional con cargas vivas sobre losas



Fuente: Elaboración propia

4.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.6.1. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD DE LOSAS

Se realiza el análisis para el diseño de losas bajo cargas de gravedad, ya que este elemento se comporta como un diafragma rígido que transmite cargas hacia los elementos estructurales encargados de disipar la energía sísmica. En la sección “3.4. *Metrado de cargas*”, se realizó el metrado de cargas para las losas aligeradas, pero de manera general en toda la losa. En esta sección, se realizará el metrado de cargas para una sola vigueta que representa a la losa aligerada; sin embargo, los apoyos y la distribución de las cargas no es uniforme, por lo que se realizará el análisis estructural para cada tramo en donde haya un cambio de carga o tenga condiciones diferentes en los apoyos.

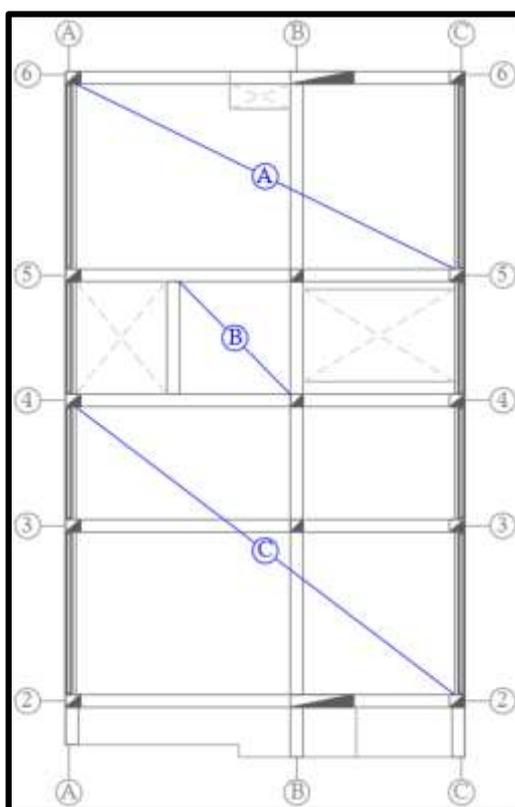
Tabla 62: Metrado de cargas para losas aligeradas

ELEMENTO	Peso	Ancho [m]	Altura [m]	W
CARGA MUERTA				
<i>Peso propio</i>	280 kgf/m ²	0.400	---	112 kgf/m
<i>Piso terminado</i>	100 kgf/m ²	0.400	---	40 kgf/m
<i>Muro de albañilería</i>	1350 kgf/m ³	0.150	2.60	527 kgf/m
<i>Alfeizar</i>	1350 kgf/m ³	0.150	0.90	182 kgf/m
<i>Ventana</i>	2500 kgf/m ³	0.013	1.70	54 kgf/m
CARGA VIVA				
<i>Sobrecarga</i>	200 kgf/m ²	0.250	---	50 kgf/m
<i>Sobrecarga</i>	200 kgf/m ²	0.400	---	80 kgf/m

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente figura, se muestra las zonas donde se realizarán las 3 idealizaciones con sus respectivos análisis que se mostrarán más adelante.

Figura 60: Zonas de análisis en losas aligeradas

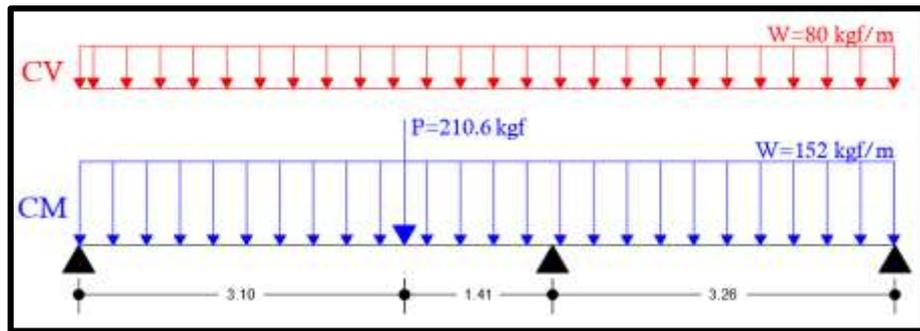


Fuente: Elaboración propia

- **Losa aligerada A**

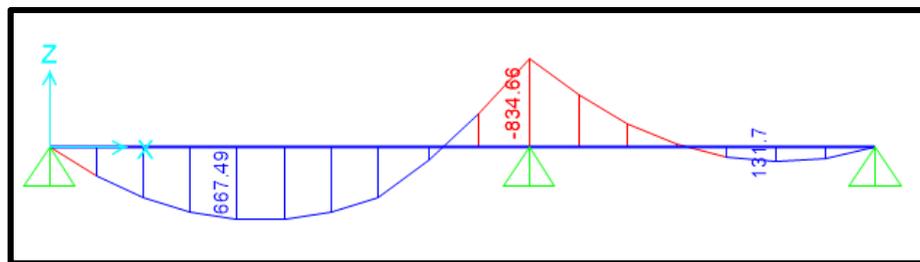
Esta primera losa aligerada cuenta con 3 apoyos simples, con cargas distribuidas propias de la losa y una carga puntual en el primer tramo como se aprecia en la siguiente idealización de la losa debido al tabique de una de las habitaciones.

Figura 61: Idealización de cargas de la losa aligerada A



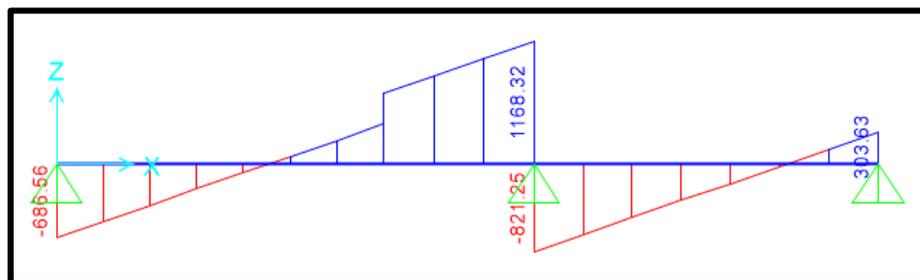
Fuente: Elaboración propia

Figura 62: Diagrama de momento flector de la losa aligerada A



Fuente: Elaboración propia

Figura 63: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada A

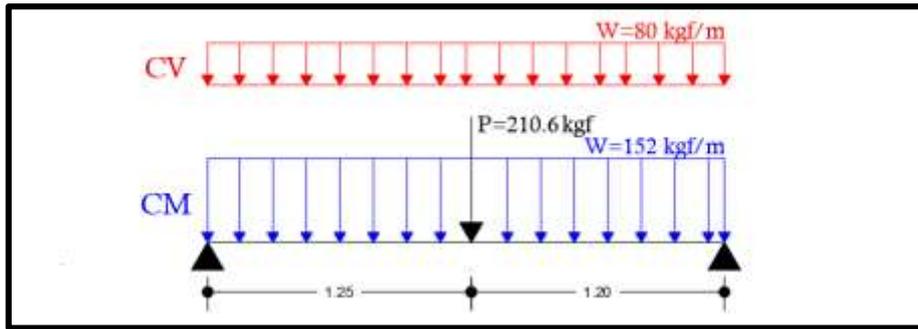


Fuente: Elaboración propia

- **Losa aligerada B**

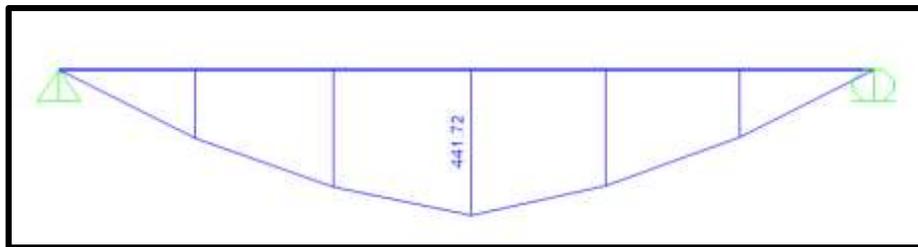
Esta losa solo cuenta con dos apoyos, cuenta con cargas propias de la losa y una carga puntual debido al tabique que separa el pasadizo y el servicio higiénico casi al centro de la losa como se muestra en la siguiente idealización de cargas.

Figura 64: Idealización de cargas de la losa aligerada B



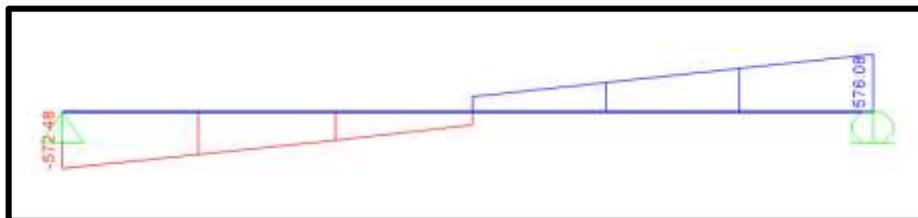
Fuente: Elaboración propia

Figura 65: Diagrama de momento flector de la losa aligerada B



Fuente: Elaboración propia

Figura 66: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada B

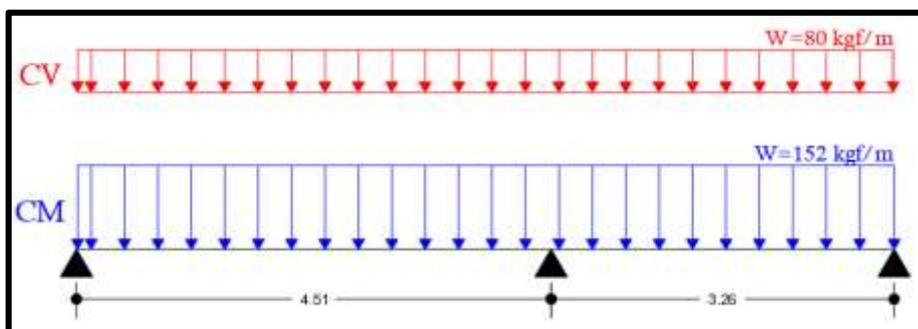


Fuente: Elaboración propia

- **Losa aligerada C**

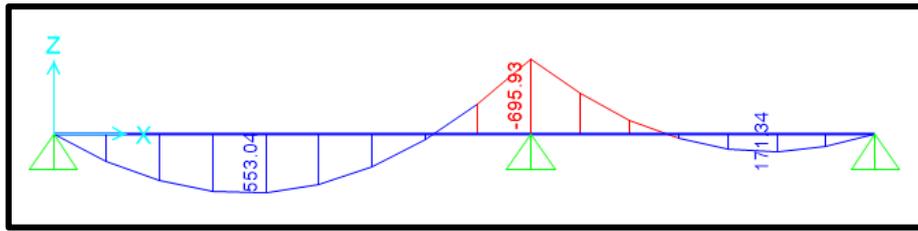
El tercer tipo de losa aligerada es la más común, ya que cuenta con sus 3 apoyos y solo tiene cargas debido a su propio peso sin tabiques como se muestra a continuación.

Figura 67: Idealización de cargas de la losa aligerada C



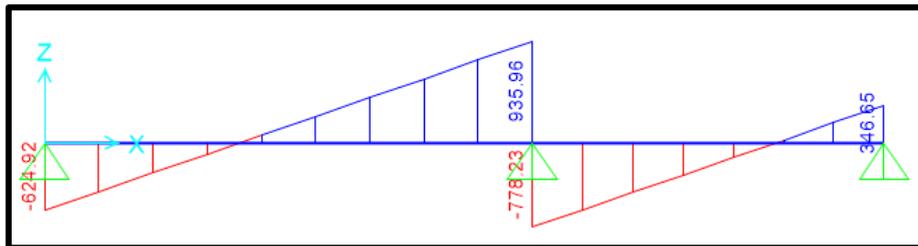
Fuente: Elaboración propia

Figura 68: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C



Fuente: Elaboración propia

Figura 69: Diagrama de fuerza cortante de la losa aligerada C



Fuente: Elaboración propia

4.6.2. ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS

4.6.2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos son muy idénticos a los definidos en el “*Capítulo III*”; por esta razón, se pasará la sección de manera muy rápida, indicando solo los valores de los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030.

ZONIFICACIÓN

La vivienda se encuentra ubicada en el distrito de Huancayo, al cual le corresponde un factor de zona $Z = 0.35$ por estar localizada en la *Zona 3*.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Como ya se mencionó en el capítulo precedente, de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado, el suelo del proyecto clasifica para un perfil de suelo S_2 .

PARÁMETROS DE SITIO

El factor de amplificación sísmica de suelo “ S ” está en función al perfil de suelo y a la zonificación sísmica; de acuerdo a la norma E.030, le corresponde un valor $S = 1.15$.

Los periodos T_p y T_L están en función al perfil de suelo, a los cuales les corresponde los siguientes valores $T_p = 0.6s$ y $T_L = 2.0s$.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Como se determinó para en el capítulo precedente, los periodos fundamentales de la estructura en ambas direcciones tienen valores relativamente bajos que superan el periodo T_p por ser una estructura de altura baja; en consecuencia, los factores de amplificación sísmica en ambas direcciones será $C = 2.50$.

FACTOR DE USO

El factor de uso " U " está en función a la categoría de la edificación determinado según la norma sismorresistente, para el caso de edificaciones como viviendas, se le asigna una *Categoría C* de edificaciones comunes al cual le corresponde un factor de uso $U = 1.0$.

COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA

El coeficiente básico de reducción sísmica está en función al sistema estructural de la edificación evaluado en cada dirección, como se indicó en la sección de estructuración del presente capítulo. En la dirección "Y", se supone un sistema estructural de *Albañilería confinada* al cual le corresponde un coeficiente $R_o = 3.0$; en la dirección "X", se supone un sistema estructural de *Muros estructurales* al cual le corresponde un coeficiente $R_o = 6$; estas suposiciones serán verificadas en una sección más adelante.

4.6.2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Debido a que la estructura no tiene una altura superior a los 30m y tiene un sistema estructural de *Albañilería confinada* en un sentido, y en el otro cuenta con *Muros estructurales de concreto armado*, la norma permite realizar solo el Análisis sísmico estático o por fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, para tener resultados más precisos, este análisis sísmico estático solo se determinará para calcular la cortante basal dinámica mínima. Así mismo, se muestra el resumen del análisis sísmico estático en la siguiente tabla.

Tabla 63: Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes en ambos sentidos

ANÁLISIS SISMICO POR FUERZAS EQUIVALENTES					
DIRECCIÓN "X"			DIRECCIÓN "Y"		
Zona (Z)	0.35	3	Zona (Z)	0.35	3
Categoría (U)	1.00	C	Categoría (U)	1.00	C
Suelo (S)	1.15	S2	Suelo (S)	1.15	S2
Periodo (Tx)	0.160		Periodo (Ty)	0.160	
Tp	0.6		Tp	0.6	
Tl	2.0		Tl	2.0	
Amplificación (Cx)	2.5		Amplificación (Cy)	2.5	
Reducción (Rx)	6.00		Reducción (Ry)	3.00	
Ro	6.00	Muros Estruct	Ro	3.00	Albañilería
la	1.00		la	1.00	
lp	1.00		lp	1.00	
Cx/R>0.11	0.417	CORRECTO	Cy/R>0.11	0.833	CORRECTO
C ETABS X	0.16771		C ETABS Y	0.33542	
FACTOR K	1.000		FACTOR K	1.000	
Excentricidad (ex)	0.675		Excentricidad (ey)	0.395	
Peso (P)	299.0		Peso (P)	299.0	
Cortante Basal (Vx)	50.2		Cortante Basal (Vy)	100.3	

Fuente: Elaboración propia

De esta tabla, solo se usó el "C ETABS X" y "C ETABS Y", ya que el programa tiene una opción en la cual se le inserta este factor, la distribución de fuerzas horizontales por cada piso lo ha realizado automáticamente, de todas formas, en las siguientes tablas se muestra la fuerza determinada de manera manual para cada dirección de análisis.

Tabla 64: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "X"

Pisos	Altura	Peso Acumulado	Peso	Pi*(hi)^k	alfa	Fi	Mt
[---]	[m]	[---]	[tonf]	[---]	[---]	[tonf]	[tonf.m]
T3	9.6	82.4	82.4	791.0	0.407	20.4	13.8
T2	6.8	184.0	101.6	690.9	0.356	17.8	12.0
T1	4.0	299.0	115.0	460.0	0.237	11.9	8.0
TOTAL				1941.9		50.2	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65: Cálculo de fuerzas estáticas en cada nivel en la dirección "Y"

Pisos	Altura	Peso Acumulado	Peso	Pi*(hi)^k	alfa	Fi	Mt
[---]	[m]	[---]	[tonf]	[---]	[---]	[tonf]	[tonf.m]
T3	9.6	82.4	82.4	791.0	0.407	40.9	16.1
T2	6.8	184.0	101.6	690.9	0.356	35.7	14.1
T1	4.0	299.0	115.0	460.0	0.237	23.8	9.4
TOTAL				1941.9		100.3	

Fuente: Elaboración propia

4.6.2.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Los resultados del análisis modal espectral nos brindarán un resultado más preciso, para tal efecto se seguirán los lineamientos de la norma sismorresistente para determinar los esfuerzos y los desplazamientos de la estructura.

ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para realizar el análisis modal espectral, se necesita definir un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones determinado con la siguiente expresión (11 pág. 24):

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

Este espectro inelástico se determinará para cada dirección de análisis y estará en función al periodo fundamental de la estructura (T). Los siguientes cuadros muestran los periodos fundamentales vs aceleración espectral.

Tabla 66: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "X"

Tx	Cx	Sa	Tx	Cx	Sa
0	2.50	1.645	2.6	0.44	0.292
0.1	2.50	1.645	2.6	0.44	0.292
0.2	2.50	1.645	2.7	0.41	0.271
0.3	2.50	1.645	2.8	0.38	0.252
0.4	2.50	1.645	2.9	0.36	0.235
0.5	2.50	1.645	3	0.33	0.219
0.6	2.50	1.645	3.1	0.31	0.205
0.7	2.14	1.410	3.2	0.29	0.193
0.8	1.88	1.234	3.3	0.28	0.181
0.9	1.67	1.097	3.4	0.26	0.171
1	1.50	0.987	3.5	0.24	0.161
1.1	1.36	0.897	3.6	0.23	0.152
1.2	1.25	0.823	3.7	0.22	0.144
1.3	1.15	0.759	3.8	0.21	0.137
1.4	1.07	0.705	3.9	0.20	0.130
1.5	1.00	0.658	4	0.19	0.123
1.6	0.94	0.617	4.1	0.18	0.117
1.7	0.88	0.581	4.2	0.17	0.112
1.8	0.83	0.548	4.3	0.16	0.107
1.9	0.79	0.520	4.4	0.15	0.102
2	0.75	0.494	4.5	0.15	0.097
2.1	0.68	0.448	4.6	0.14	0.093
2.2	0.62	0.408	4.7	0.14	0.089
2.3	0.57	0.373	4.8	0.13	0.086
2.4	0.52	0.343	4.9	0.12	0.082
2.5	0.48	0.316	5	0.12	0.079

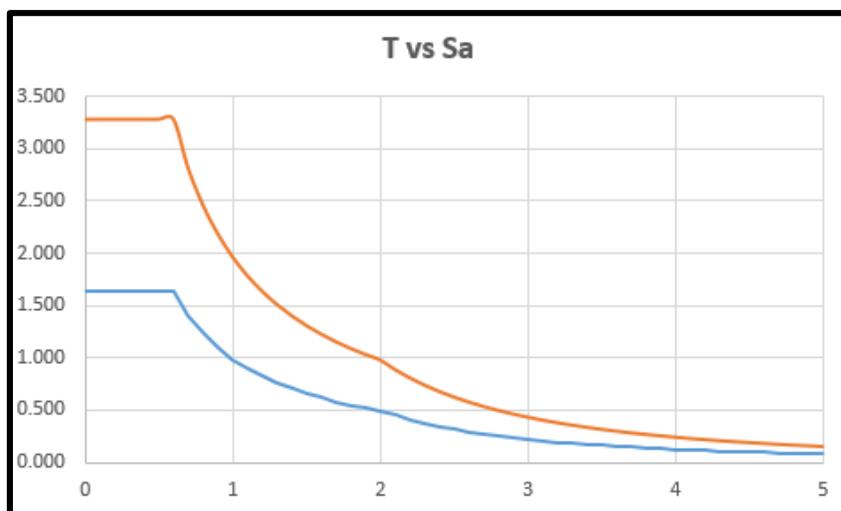
Fuente: Elaboración propia

Tabla 67: Periodo fundamental vs aceleración espectral en la dirección "Y"

Ty	Cy	Sa	Ty	Cy	Sa
0	2.50	3.290	2.6	0.44	0.584
0.1	2.50	3.290	2.6	0.44	0.584
0.2	2.50	3.290	2.7	0.41	0.542
0.3	2.50	3.290	2.8	0.38	0.504
0.4	2.50	3.290	2.9	0.36	0.470
0.5	2.50	3.290	3	0.33	0.439
0.6	2.50	3.290	3.1	0.31	0.411
0.7	2.14	2.820	3.2	0.29	0.386
0.8	1.88	2.468	3.3	0.28	0.363
0.9	1.67	2.194	3.4	0.26	0.342
1	1.50	1.974	3.5	0.24	0.322
1.1	1.36	1.795	3.6	0.23	0.305
1.2	1.25	1.645	3.7	0.22	0.288
1.3	1.15	1.519	3.8	0.21	0.273
1.4	1.07	1.410	3.9	0.20	0.260
1.5	1.00	1.316	4	0.19	0.247
1.6	0.94	1.234	4.1	0.18	0.235
1.7	0.88	1.161	4.2	0.17	0.224
1.8	0.83	1.097	4.3	0.16	0.214
1.9	0.79	1.039	4.4	0.15	0.204
2	0.75	0.987	4.5	0.15	0.195
2.1	0.68	0.895	4.6	0.14	0.187
2.2	0.62	0.816	4.7	0.14	0.179
2.3	0.57	0.746	4.8	0.13	0.171
2.4	0.52	0.686	4.9	0.12	0.164
2.5	0.48	0.632	5	0.12	0.158

Fuente: Elaboración propia

Figura 70: Espectro de respuesta en ambas direcciones de análisis



Fuente: Elaboración propia

4.6.2.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales obtenidos del programa son lineales y elásticos, por lo que la norma sismorresistente indica que estos resultados deberán ser multiplicados $0.75R$ para estructuras regulares y $0.85R$ para estructuras irregulares. Los desplazamientos laterales máximos deberán limitarse en función al material predominante de la estructura, dichos

límites se muestran en la tabla 32; el material predominante en la dirección “X” del proyecto es concreto armado con un límite de distorsión de entrepiso $\frac{\Delta i}{h_{ei}} = 0.007$, en la dirección “Y” cuenta con material predominante de albañilería, el cual nos limita a una distorsión de entrepiso $\frac{\Delta i}{h_{ei}} = 0.005$. Las siguientes tablas muestran el cálculo de los desplazamientos laterales de la estructura para las dos direcciones principales.

Tabla 68: Deriva máxima por piso en la dirección "X"

Nivel	Altura	Despl. Maximo	Distorsión Elástica	Distorsión Inelastica	Distorsión Máxima	ESTADO
[---]	[m]	[---]	[---]	[---]	[---]	[---]
3	2.80	0.00280	0.0010	0.0045	0.007	CUMPLE
2	2.80	0.00334	0.0012	0.0054	0.007	CUMPLE
1	4.00	0.00347	0.0009	0.0039	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69: Deriva máxima por piso en la dirección "Y"

Nivel	Altura	Despl. Maximo	Deriva Elástica	Deriva Inelastica	Deriva Máxima	ESTADO
[---]	[m]	[---]	[---]	[---]	[---]	[---]
3	2.80	0.0004	0.0002	0.0003	0.005	CUMPLE
2	2.80	0.0005	0.0002	0.0004	0.005	CUMPLE
1	4.00	0.0007	0.0002	0.0004	0.005	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Las dos tablas precedentes indican que los desplazamientos máximos de entrepiso están dentro de los límites establecidos por la norma sismorresistente; por consiguiente, se puede continuar con el análisis y diseño de la estructura.

4.6.2.5. SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural de la vivienda por cada dirección está en función al porcentaje de cortante basal que absorbe cada tipo de elemento estructural en la base de la estructura. En las siguientes tablas, se muestra la cantidad de cortante basal que absorben las columnas, muros de concreto armado y muros de albañilería confinada según sea la dirección de análisis.

Tabla 70: Cortante absorbida en la dirección "X"

Análisis	Cortante tomada		Total
	Porticos	Placas	
[---]	[---]	[---]	[---]
Dinámico	9.1	32.8	41.8
	21.7%	78.3%	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71: Cortante absorbida en la dirección "Y"

Análisis	Cortante tomada		Total
	Porticos	Albañilería	
Dinámico	0.3 0.3%	85.4 99.7%	85.7

Fuente: Elaboración propia

La tabla 71 muestra la cantidad de fuerza cortante que absorben los pórticos y los muros de concreto armado del primer nivel en la dirección "X", en el cual se aprecia que el muro de concreto armado absorbe el 78.3% de la fuerza cortante, validando de esta forma que el sistema estructural en el sentido "X" es "Muros estructurales".

La tabla 72 muestra la cantidad de fuerza cortante que absorben los muros de albañilería confinada y los pórticos del primer nivel en la dirección "Y", en el cual se aprecia que los muros de albañilería confinada absorben el 99.70% de la cortante, validando de esta forma que el sistema estructural en el sentido "Y" es de "Albañilería confinada".

4.6.2.6. IRREGULARIDADES EN ALTURA

Las irregularidades en altura se determinaron en función a la norma sismorresistente y se muestra un resumen de todas las irregularidades en altura en la siguiente tabla, posteriormente se realizará de manera detallada cada una de ellas.

Tabla 72: Resumen de irregularidades en altura

IRREGULARIDAD	X	Y
Irregularidad de rigidez	1.00	1.00
Irregularidad de rigidez extrema	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de resistencia extrema	1.00	1.00
Irregularidad de peso	1.00	1.00
Irregularidad geometrica vertical	1.00	1.00
Irregularidad en sistemas resistentes	1.00	1.00
Irregularidad en sistemas resistentes extrema	1.00	1.00
	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

A. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

Existe irregularidad de rigidez o piso blando cuando, en un piso, la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral del promedio de los 3 pisos superiores adyacentes. Existirá irregularidad de rigidez extrema cuando dicho la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 70% de la rigidez lateral del promedio de los 3 pisos superiores adyacentes. La rigidez lateral se determinó como

la razón entre la fuerza cortante de piso y el desplazamiento relativo del centro de masas, ambos evaluados bajo la misma condición de carga. Este análisis se realizó para cada dirección de análisis. Las siguientes tablas muestran los resultados de la evaluación de esta irregularidad.

Tabla 73: Irregularidad de rigidez en la dirección "X"

Nivel	Desp. Lateral - Centro de Masa			Fuerza Cortante	Rigidez Lateral	<70%	ESTADO
	Absoluto	Relativo	Inelastico				
[---]	[m]	[m]	[m]	[tonf]	[tonf/m]	[---]	[---]
3	0.0094	0.0027	0.0122	20.4	1669		
2	0.0067	0.0033	0.0147	38.3	2601	156%	REGULAR
1	0.0034	0.0034	0.0153	50.2	3275	126%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 74: Irregularidad de rigidez en la dirección "Y"

Nivel	Desp. Lateral - Centro de Masa			Fuerza Cortante	Rigidez Lateral	<70%	ESTADO
	Absoluto	Relativo	Inelastico				
[---]	[m]	[m]	[m]	[tonf]	[tonf/m]	[---]	[---]
3	0.0015	0.0004	0.0009	40.9	45506		
2	0.0011	0.0004	0.0010	76.5	79474	175%	REGULAR
1	0.0007	0.0007	0.0015	100.3	68155	86%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Las tablas precedentes muestran que la rigidez de un piso, en ningún caso, es menor que la rigidez del piso inmediato superior; en tal sentido, se considera regular por rigidez o piso blando en ambas direcciones.

B. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

Existe irregularidad de resistencia o piso débil cuando la resistencia de un piso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del piso inmediato superior. Existirá irregularidad de resistencia extrema cuando dicho porcentaje sea inferior al 65%. Para determinar esta irregularidad, será necesario tener el diseño completo, debido a que el acero transversal (estribos) también aporta resistencia al corte. Sin embargo, los elementos verticales en los 3 pisos son continuos e idénticos en secciones y distribución del acero por corte, por lo cual no existe diferencia de resistencia entre los 3 pisos. Por consiguiente, no existe irregularidad por resistencia en ambos sentidos de la estructura.

C. IRREGULARIDAD DE PESO

Existe irregularidad de peso o masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente, el peso se determinó de acuerdo a la norma

sismorresistente que indica que, para edificaciones de categoría C, se calculará el peso considerando toda la carga muerta más el 25% de la carga viva. En esta irregularidad no se toma en cuenta las azoteas ni los sótanos. La siguiente tabla muestra los resultados de la evaluación de esta irregularidad.

Tabla 75: Irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso		>1.50		ESTADO
	Acumulado [tonf]	Por piso [tonf]			
3	82.40	82.40			REGULAR
2	184.00	101.60	1.23	0.81	REGULAR
1	299.00	115.00	1.13	0.88	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que el peso no supera la relación de 1.50 con los pesos de los pisos adyacentes por lo que la estructura es regular en masa o peso.

D. IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

Existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente, no se aplica en azoteas ni en sótanos, el análisis se realizó en ambas direcciones de análisis.

Tabla 76: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "X"

Nivel	Longitud [m]	>1.30		ESTADO
		[---]	[---]	
3	12.75			REGULAR
2	12.75	1.00	1.00	REGULAR
1	12.75	1.00	1.00	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77: Irregularidad geométrica vertical en la dirección "Y"

Nivel	Longitud [m]	>1.30		ESTADO
		[---]	[---]	
3	7.90			REGULAR
2	7.90	1.00	1.00	REGULAR
1	7.90	1.00	1.00	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

La estructura tiene la misma geometría de la planta en los 3 pisos; en tal sentido, la estructura tiene regularidad geométrica vertical en ambos sentidos.

E. DISCONTINUIDAD EN SISTEMAS RESISTENTES

Existe irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes cuando en cualquier elemento que soporte más del 10% de la fuerza cortante tenga un desalineamiento vertical, un cambio de dirección o un desplazamiento del eje del elemento mayor al 25% de la dimensión correspondiente al elemento. Este análisis se realizará para las dos direcciones de análisis. Existirá irregularidad extrema por discontinuidad en sistemas resistentes cuando el elemento resista más del 25% de cortante total.

Tabla 78: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "X"

Nivel	Elemento	Cortante absorbida		>10%	Discontinuidad	ESTADO
[---]	[---]	[tonf]	[%]	[---]	[---]	[---]
1	X01	16.7	39.8%	SI	NO	REGULAR
1	X02	16.1	38.5%	SI	NO	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79: Irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes en la dirección "Y"

Nivel	Muro	Cortante absorbida		>10%	Discontinuidad	ESTADO
[---]	[---]	[tonf]	[%]	[---]	[---]	[---]
1	Y01	34.65	40.4%	SI	NO	REGULAR
1	Y02	37.67	43.9%	SI	NO	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 79, se aprecia que en la dirección "X" no existe irregularidad, ya que ambos muros de corte son continuos hasta el último nivel. De igual manera, para la dirección "Y", se puede apreciar que ambos muros principales son continuos hasta el último nivel, por lo que no existe irregularidad en ambas direcciones principales.

4.6.2.7. IRREGULARIDADES EN PLANTA

Las irregularidades en planta se determinaron de acuerdo a la norma sismorresistente del Perú, las mismas que serán evaluadas cada una detalladamente. En la siguiente tabla, se muestra un resumen de las irregularidades en planta.

Tabla 80: Resumen de irregularidades en planta

IRREGULARIDAD	X	Y
Irregularidad torsional	1.00	1.00
Irregularidad torsional extrema	1.00	1.00
Irregularidad por esquinas entrantes	1.00	1.00
Irregularidad por discontinuidad del diafragma	1.00	1.00
Irregularidad por sistemas no paralelos	1.00	1.00
	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

A. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo en un extremo del piso es mayor que 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso bajo la misma condición de carga, los desplazamientos se calculan incluyendo la excentricidad accidental y en ambas direcciones de análisis. Existe irregularidad torsional extremo cuando dicha razón es mayor que 1.50. Esta irregularidad solo se calcula cuando la deriva máxima supera el 50% del máximo permisible determinado en la sección *Desplazamiento Lateral*.

Tabla 81: Irregularidad torsional en la dirección "X"

Nivel	Desp. lineal		Desp. Inelastico		Relación	ESTADO
	Max	Avg	Max	Avg		
[---]	[m]	[m]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	0.0028	0.0028	0.0126	0.0124	1.01	REGULAR
2	0.0033	0.0033	0.0150	0.0149	1.01	REGULAR
1	0.0035	0.0034	0.0156	0.0155	1.01	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 81, se aprecia que la relación de desplazamientos entre el máximo y promedio de cada piso no supera 1.30; por consiguiente, no existe irregularidad torsional ni mucho menos irregularidad torsional extrema en la dirección "X". Respecto a la irregularidad torsional en el sentido "Y", en la tabla 70, se pudo apreciar que los desplazamientos en dicha dirección no superan el 50% de los permitidos y, de acuerdo a la norma sismorresistente, no se calcula dicha irregularidad por tener desplazamientos muy pequeños.

B. IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando se tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones sean mayores al 20% de la dimensión total en planta. Se evaluó esta irregularidad en ambas direcciones de análisis.

Tabla 82: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "X"

Nivel	Longitud		>20%	ESTADO
	Total	Esquina		
[---]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	13.75	0.250	1.82%	REGULAR
2	13.75	0.250	1.82%	REGULAR
1	13.75	0.250	1.82%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 83: Irregularidad por esquinas entrantes en la dirección "Y"

Nivel	Longitud		>20%	ESTADO
	Total	Esquina		
[---]	[m]	[m]	[---]	[---]
3	7.90	0.000	0.00%	REGULAR
2	7.90	0.000	0.00%	REGULAR
1	7.90	0.000	0.00%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Las tablas 82 y 83 muestran que no existe irregularidad por esquinas entrantes en ambas direcciones de análisis, debido a que dichas distancias de las esquinas no superan el 20% de la longitud total.

C. IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Existe irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando los diafragmas tienen discontinuidades importantes de rigidez incluyendo aberturas de más del 50% del área total en cada piso. También presenta esta irregularidad cuando en una sección transversal se tiene un área neta resistente menor al 25% del área total de la misma dirección, se verificó esta irregularidad para ambas direcciones de análisis.

Tabla 84: Irregularidad por aberturas en el diafragma

Nivel	Diafragma	Area		>50%	ESTADO
		Total	abertura		
[---]	[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	D3	107.350	10.625	9.90%	REGULAR
2	D2	107.350	10.625	9.90%	REGULAR
1	D1	107.350	10.625	9.90%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85: Irregularidad por sección resistente en la dirección "X"

Nivel	Area		<25%	ESTADO
	Total	Neta		
[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	2.74	2.370	86.50%	REGULAR
2	2.74	2.370	86.50%	REGULAR
1	2.74	2.370	86.50%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 86: Irregularidad por sección resistente en la dirección "Y"

Nivel	Area		<25%	ESTADO
	Total	Neta		
[---]	[m2]	[m2]	[---]	[---]
3	1.58	0.540	34.18%	REGULAR
2	1.58	0.540	34.18%	REGULAR
1	1.58	0.540	34.18%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 84, se puede apreciar que la abertura del diafragma no supera el 50% del área total de todos los niveles de la estructura, manteniéndose de esta forma la estructura regular. En las tablas 85 y 86, se aprecia que la sección más crítica en la cual se reduce la sección transversal del diafragma no es inferior al 25% del área total; en ese sentido, la estructura es regular en ambos sentidos referido a la discontinuidad del diafragma.

D. IRREGULARIDAD POR SISTEMAS NO PARALELOS

Existe irregularidad por sistemas no paralelos cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, no se aplica esta irregularidad cuando el ángulo formado por los pórticos o muros son menores a 30% ni cuando los elementos paralelos resisten menor al 10% de fuerza cortante en la base. Este análisis se debe realizar en ambas direcciones de análisis.

Los sistemas resistentes a fuerzas laterales de la vivienda son paralelos y perpendiculares entre sí, por lo que no existe irregularidad por sistemas no paralelos.

4.6.2.8. FACTOR DE ESCALAMIENTO SÍSMICO

Se determina un factor de escalamiento sísmico en el caso de que la cortante basal sísmica del análisis dinámico modal espectral sea menor que el 80% de la cortante basal del análisis estático para estructuras regulares. En caso de estructuras irregulares, la fuerza cortante dinámica no puede ser menor que el 90% de la cortante estática calculada en la base de la estructura.

Como ya se determinó en la sección “Irregularidades en altura y en planta”, la estructura es regular en ambos sentidos, por lo que será evaluada por la primera condición para estructuras regulares. La siguiente tabla muestra las fuerzas cortantes estáticas y dinámicas en cada dirección de análisis.

Tabla 87: Cortante basal estática vs dinámica

Dirección	Cortante en la base		
	CSE	CSD	
[---]	[tonf]	[tonf]	[%]
"X"	45.67	38.89	85%
"Y"	91.34	80.76	88%

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que la cortante dinámica sísmica es superior al 80% de la cortante estática sísmica en la base de la estructura en ambas direcciones, por lo que no hay necesidad de escalar los resultados del análisis dinámico modal espectral, quedando de esta manera

dichas acciones determinadas listas para el diseño estructural de todos los elementos que conforman la estructura de la vivienda.

4.7. DISEÑO ESTRUCTURAL

4.7.1. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El diseño en concreto armado para los elementos estructurales se realizará bajo la metodología de diseño por resistencia o resistencia última que está estipulado en la Norma E.060 de *Diseño en concreto armado*. Cuando se trate de losas, después de realizar el diseño de acero de refuerzo longitudinal, se realizará el chequeo de la sección por fuerza cortante y las deflexiones máximas.

4.7.1.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

- DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de las losas aligeradas se realizará de manera similar al de una viga con sección “T”, existen ciertas consideraciones especiales para las losas nervadas que se dieron a conocer en la sección de bases teóricas correspondiente a la *Vivienda Sismorresistente*. Como se visualizó en el *Análisis Estructural*, existen tres losas aligeradas en el proyecto; sin embargo, solo se diseñará la “losa aligerada C” por ser la más representativa del techo. A continuación, se muestra las propiedades geométricas de la sección transversal de las nervaduras de la losa aligerada y las propiedades mecánicas de los materiales como el concreto y el acero de refuerzo.

bf	40 cm	f'c	210 kgf/cm ²
bw	10 cm	fy	4200 kgf/cm ²
h	17 cm		
d	14 cm		

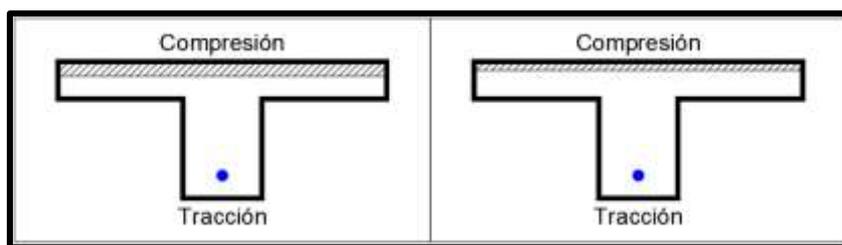
Las siguientes tablas muestran el cálculo del acero de refuerzo tanto en la parte superior y la parte inferior del aligerado de $h = 17\text{cm}$.

Tabla 88: Cálculo de acero para momento positivo del aligerado C

	Tramo 01	Tramo 02
Ma(+) [tonf.m]	0.553	0.171
Ku [---]	7.05	2.18
pr [---]	0.0019	0.0006
Asr [cm ²]	1.06	0.34
Asmin [cm ²]	0.34	0.34
Ascol [---]	1Ø12mm	1Ø3/8"
[cm ²]	1.13	0.71
a<5.0 [cm]	0.66	0.42

Fuente: Elaboración propia

Figura 71: Esfuerzos de tracción y compresión para momento positivo del aligerado 02



Fuente: Elaboración propia.

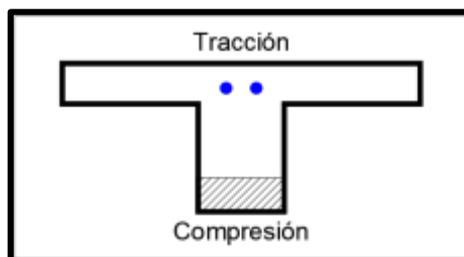
En el cuadro mostrado, se puede apreciar que el acero requerido para momento positivo en el centro de los tramos 01 y 02 corresponde a una varilla de 12 mm y una varilla de 3/8" respectivamente. Cuando la zona comprimida está en la parte de las alas de la sección, se tiene que verificar que la zona comprimida está dentro del espesor del alma de la sección de la losa aligerada.

Tabla 89: Cálculo de acero para momento negativo del aligerado C

		Tramo 01	Tramo 02
Ma(-)	[tonf.m]	0.590	0.609
Ku	[---]	30.10	31.07
pr	[---]	0.0089	0.0092
Asr	[cm2]	1.25	1.29
Asmin	[cm2]	0.91	0.91
Ascol	[---]	2Ø3/8"	2Ø3/8"
	[cm2]	1.42	1.42

Fuente: Elaboración propia

Figura 72: Esfuerzos de tracción y compresión para momento negativo del aligerado C



Fuente: Elaboración propia

Para los momentos negativos en el apoyo entre los dos tramos continuos, se considera que debe colocarse la misma cantidad de varillas del diámetro el cual sea por tema de proceso constructivo, ya que de ser cantidad de varillas diferentes y diámetros que difieran entre las dos caras internas del apoyo, se complicaría más al momento de construirlo, en este caso, la diferencia no es mucha y se colocó dos varillas de 3/8".

Los momentos determinados según el análisis y la idealización mostrada para la losa aligerada C, no considera los momentos en la cara interna de los apoyos exteriores; sin embargo, se conoce que el vaciado de la viga de apoyo y el aligerado será de manera monolítica, por lo que sí existe una restricción de giro; la norma E.060 indica que la

magnitud del momento en el apoyo monolítico en caso el apoyo sea una viga de borde, el momento tendrá una magnitud de $\frac{W.Ln^2}{24}$. Con esta expresión, se determinará los momentos por monolitismo en ambos extremos de la losa aligerada.

$$M_{m1(-)} = \frac{W.Ln^2}{24} = \frac{0.35 * 4.25^2}{24} = 0.263 \text{ tonf.m}$$

$$M_{m2(-)} = \frac{W.Ln^2}{24} = \frac{0.35 * 3.00^2}{24} = 0.131 \text{ tonf.m}$$

En el siguiente cuadro, se muestra el diseño de acero en los apoyos exteriores de la losa aligerada; como se aprecia, no se está considerando el acero mínimo, debido a que el acero colocado en tales apoyos supera el 1/3 del acero máximo del tramo.

Figura 73: Cálculo de acero para momento por monolitismo del aligerado C

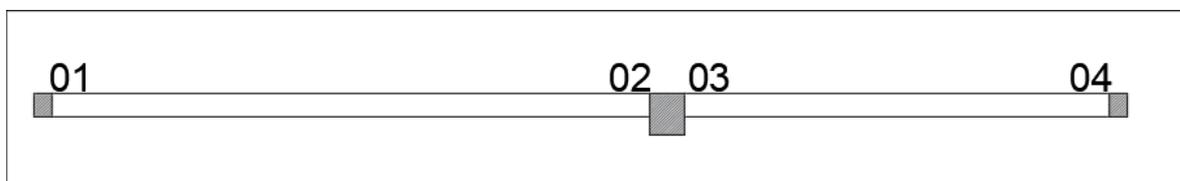
	Tramo 01	Tramo 02
Mm(-) [tonf.m]	0.263	0.131
Ku [---]	13.42	6.68
pr [---]	0.0037	0.0019
Asr [cm2]	0.52	0.27
Ascol [---]	1Ø3/8"	1Ø3/8"
[cm2]	0.71	0.71

Fuente: Elaboración propia.

Una vez terminada la determinación de acero a colocar en las caras de los apoyos, se continúa con el corte de acero. Para los momentos negativos, no es necesario que el acero superior pase de extremo a extremo, será suficiente que la longitud del acero tenga una dimensión adicional más allá del punto de inflexión, la mayor de los siguientes valores: 12db, d y Ln/16. Para los momentos positivos bastará con que una varilla pase de extremo a extremo sin ser inferior a la correspondiente cuantía mínima establecida en las bases teóricas y los cuadros anteriores.

Los cortes de acero se realizarán en el orden en el que se muestra la siguiente imagen:

Figura 74: Secciones en las cuales se realizarán los cortes para la losa aligerada 02



Fuente: Elaboración propia

CARA 01

Esta cara solo tiene una varilla de acero por lo que solo existirá un solo corte de acero, se usará la tabla del ACI mostrado en las bases teóricas, la longitud del corte de acero se determinará con la siguiente expresión:

$$X_1 = 0.108 * Ln + L$$

"L" será el mayor de los siguientes valores:

$$12db = 12 * 0.95 = 11.4cm$$

$$d = 14cm$$

$$\frac{Ln}{16} = \frac{425}{16} = 26.6cm$$

X_1 representa la longitud de corte de acero hasta la cara del apoyo:

$$X_1 = 0.108 * 4.25 + 0.266$$

$$X_1 = \mathbf{0.725m \rightarrow 0.75m}$$

CARA 02

Esta segunda cara tiene dos varillas de 3/8"; por ende, le corresponde realizar dos cortes de acero. Para el primer corte de acero, se tendrá en cuenta la resistencia a la flexión de la sección con una sola varilla que pasará como sigue a continuación:

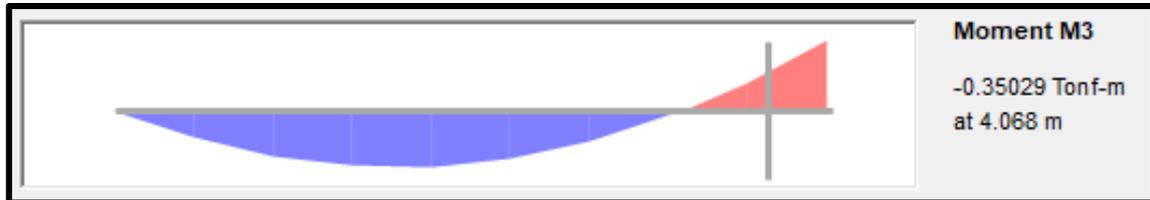
$$A_s = 0.71cm^2$$

$$a = 1.67cm$$

$$Mr = 0.35tn.m$$

Teniendo el momento resistente, se buscará este valor en el diagrama de momento flector del tramo del aligerado para determinar la longitud a la cual se debe realizar el corte.

Figura 75: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°01



Fuente: Elaboración propia

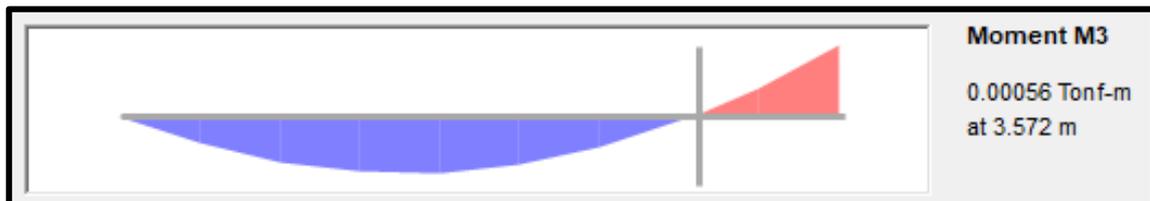
Para determinar la longitud de corte se debe tener en cuenta que la expresión que se mostrará en el diagrama mostrado está dibujado de eje a eje de los apoyos.

$$X_1 = 4.475 - 4.068 - 0.125 + 0.14$$

$$X_1 = \mathbf{0.422m \rightarrow 0.45m}$$

Para el segundo corte de acero, se buscará el punto de inflexión y se le adicionará una longitud calculada anteriormente (la mayor de 12db, d, Ln/16).

Figura 76: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°02



Fuente: Elaboración propia

Tendiendo la distancia a la cual se encuentra el punto de inflexión, se procede a determinar la longitud de corte teniendo en cuenta que el elemento está dibujado de eje a eje de apoyo.

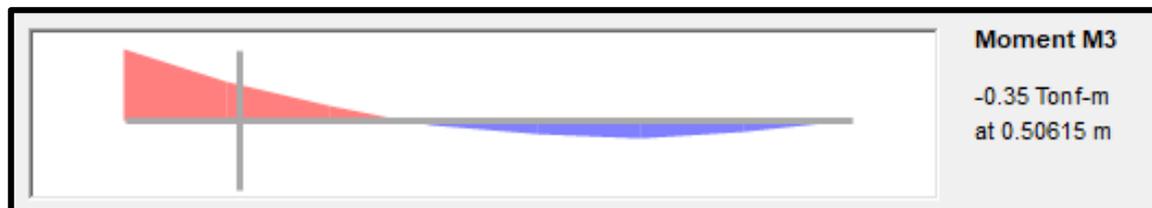
$$X_2 = 4.475 - 3.572 + 0.266 - 0.125$$

$$X_2 = 1.05m$$

CARA 03

Esta cara corresponde al mismo apoyo de la cara 02, pero en el segundo tramo de la losa aligerada. Esta sección también tiene 02 varillas de 3/8"; por ende, también se realizará dos cortes de acero similar a la cara 02. Como ya se calculó la resistencia de la misma sección que es $M_r = 0.35tnf.m$, se buscará esta magnitud en el diagrama como se muestra a continuación:

Figura 77: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°01



Fuente: Elaboración propia

$$X_1 = 0.506 - 0.125 + 0.14$$

$$X_1 = 0.521m \rightarrow 0.55m$$

Para el segundo corte de acero de manera similar se buscará el punto de inflexión y se le añadirá la longitud correspondiente.

Figura 78: Diagrama de momento flector de la losa aligerada C – Corte de acero N°02



Fuente: Elaboración propia

Para el punto de inflexión se le añade $L_n/16=0.188m$. La expresión de la longitud quedaría de la siguiente manera:

$$X_2 = 1.26 + 0.188 - 0.125$$

$$X_2 = 1.323m \rightarrow 1.35m$$

CARA 04

Esta cara corresponde al apoyo exterior no continuo del lado izquierdo de la losa aligerada, al igual que el otro apoyo, se realizará el corte con la ayuda de los gráficos del ACI.

$$X_1 = 0.108 * 3.00 + 0.188$$

$$X_1 = 0.512m \rightarrow 0.55m$$

Es necesario mencionar que todas las distancias están calculadas a la cara del apoyo, motivo por el cual se le realizó el redondeo superior. El acero del momento positivo o acero inferior no se realizan cortes, ya que, según el diseño realizado, solo se consideró una sola varilla de acero y será continuo en todo el tramo de la losa aligerada.

Figura 79: Detallado de acero longitudinal de la losa aligerada 02



Fuente: Elaboración propia

ACERO DE TEMPERATURA

La norma E.060 establece que se debe colocar acero transversal al eje de la dirección de la losa, para nuestro caso que son viguetas o nervaduras, la cuantía mínima para barras corrugadas con $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$ es de 0.0018. Se calculará para un ancho de 100cm y un espesor de losa 5cm.

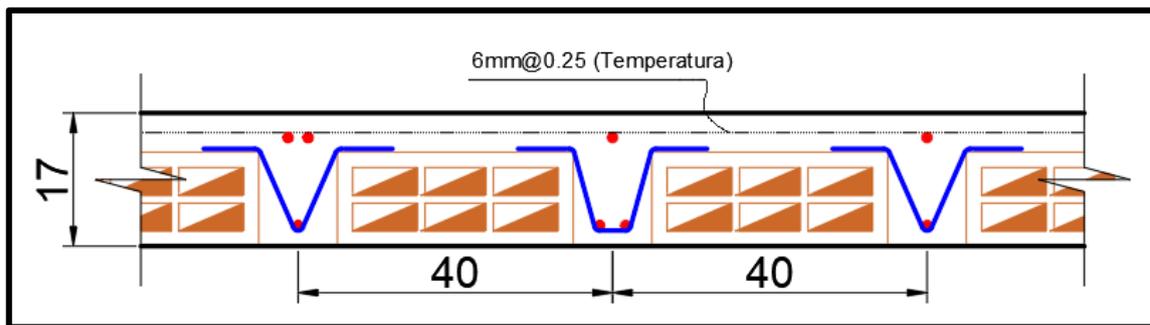
$$A_{st} = 0.0018 * 100 * 5$$

$$A_{st} = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se necesita colocar 0.90 cm^2 para un ancho de 100cm, se propone colocar varillas corrugadas de 6mm, se determinará la separación de las varillas por temperatura y contracción del concreto.

$$X = \frac{0.28 * 100}{0.90} = 31 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Figura 80: Detalle transversal de la losa aligerada



Fuente: Elaboración propia

• DISEÑO POR CORTE

La sección de la losa aligerada C es la misma en todo el proyecto, por lo que se tiene definido la resistencia al corte en cualquier sección del elemento como se muestra a continuación:

$$\phi V_c = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 14$$

$$\phi V_c = 1.01 \text{tonf}$$

Las fuerzas cortantes se determinan a una distancia "d" de la cara del apoyo; sin embargo, en la sección de análisis estructural se puede apreciar que las fuerzas cortantes últimas en los ejes de los apoyos no superan $V_u = 1.00 \text{tonf}$, por lo que la magnitud a una distancia "d" de las caras de los apoyos serán muy inferiores, en tal sentido se entiende que la resistencia al corte en cualquier sección de la losa aligerada C es superior a la fuerza cortante última o actuante de cualquier sección de la mencionada losa aligerada. No será necesario el ensanchamiento de las viguetas para la losa aligerada C.

- **CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

El cálculo de deflexiones se realizará para la losa aligerada C, debido a que ya se conoce las dimensiones de la sección transversal del aligerado, el acero longitudinal de la losa aligerada y la resistencia del concreto y el acero de refuerzo. En esta sección, se omitirá mostrar dichos valores. Para determinar las deflexiones, primeramente, se determina el centro de gravedad, para posteriormente determinar el momento de inercia de la sección, para finalmente determinar el momento de agrietamiento y así definir si la sección se agrieta o no.

$$CG_y = 11.31 \text{cm}$$

$$I_g = 7275 \text{cm}^2$$

$$f_r = 2 * \sqrt{210} = 29 \text{kgf/cm}^2$$

Con los datos obtenidos, se determinará los momentos de agrietamiento para la sección central y para la sección del extremo derecho del primer tramo, también se muestra los momentos actuantes en dichas secciones bajo cargas de servicio como se muestra a continuación:

$$M_{cr+} = 18,640 \text{kgf.cm} \rightarrow M_{a+} = 36,700 \text{kgf.cm}$$

$$M_{cr-} = 37,075 \text{kgf.cm} \rightarrow M_{a+} = 39,228 \text{kgf.cm}$$

Se puede apreciar que tanto para la sección central y para la sección lateral, las secciones se agrietan, en tal sentido se procede a determinar el momento de inercia efectiva promedio del tramo 01 como se muestra a continuación:

Figura 81: Cálculo de momento de inercia fisurada en el tramo 01 – Losa aligerada C

POSITIVO - CENTRAL		NEGATIVO - EXTREMO	
A's	0 [cm ²]	As	1.42 [cm ²]
As	1.13 [cm ²]	A's	1.13 [cm ²]
c	2.45 [cm]	c	4.63 [cm]
ΔM	0.00 [---]	ΔM	0.00 [---]
le3	1583 [cm ⁴]	le2	1530 [cm ⁴]

Fuente: Elaboración propia

Con la determinación de los momentos de inercia efectivos en el centro de la losa y un extremo continuo, se procede a determinar el momento de inercia efectivo promedio con la siguiente expresión como indica en la norma E.060:

$$I_{eprom} = \frac{2 * I_3 + I_2}{3}$$

$$I_{eprom} = \frac{2 * 1583 + 1530}{3} = 1,565 \text{ cm}^4$$

Una vez obtenido el I_{eprom} , se procede a determinar las deflexiones instantáneas para carga muerta y para carga viva con la siguiente expresión (19 pág. 303):

$$\Delta_i = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_{eprom}} [M_+ - 0.1(M_i + M_j)]$$

Tabla 90: Cálculo de deflexiones por CM y CV en aligerado C

	Muerta	Viva	
W	152	80	[kgf/m]
Mi	125	66	[kgf.m]
Mj	257	135	[kgf.m]
Δi	0.89	0.47	[cm]

Fuente: Elaboración propia

Las deflexiones diferidas de acuerdo a la norma E.060 se determina con la siguiente expresión:

$$\lambda\Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

No se tiene acero longitudinal a compresión en la zona central de la losa aligerada, por lo que $\rho' = 0$; Se considerará un tiempo de 5 años a más al cual le corresponde $\varepsilon = 2.0$. Es así que $\lambda\Delta = 2.0$. Entonces, para determinar la deflexión diferida, se tendrá que determinar la deflexión instantánea y multiplicarla por dos.

La norma indica que la deflexión máxima será determinada por la suma de las deflexiones diferidas de las cargas permanentes más las deflexiones instantáneas de la carga viva adicional:

- Deflexión diferida por 100% de la carga muerta
- Deflexión instantánea por 100% de la carga viva

Teniendo en claro las deflexiones a determinar, se procede a calcularlas por separado como se muestra a continuación:

$$\Delta_{d \text{ cm}} = 2 * 0.89 = 1.78 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = 1.78 + 0.47 = 2.25 \text{ cm}$$

La norma E.060 restringe las deflexiones máximas admisibles según la siguiente tabla:

Tabla 91: Deflexiones máximas admisibles.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Fuente: (20 pág. 58) Norma E.060 de concreto armado.

Para el presente proyecto, se usará el límite correspondiente a *Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes*. Se usará esta expresión, ya que la losa aligerada C no cuenta con tabiquería u otro elemento no estructural encima de ella.

$$\Delta_{limmax} = \frac{Ln}{240} = 1.86cm$$

Se puede apreciar que la deflexión máxima esperada es mayor a la deflexión máxima admisible en $\Delta_{limmax} - \Delta_{max} = 0.38cm$. Sin embargo, la norma permite exceder el límite permisible proporcionado siempre y cuando se le añada una contraflecha durante el encofrado de la losa aligerada, de manera que la deflexión total menos la contraflecha sea inferior al límite admisible calculado. Siendo este el caso, para el primer tramo de la losa aligerada se colocará una contraflecha de $\Delta_{cf} = 0.50cm$, entonces la deflexión máxima esperada será la siguiente:

$$\Delta = 2.25 - 0.50 = 1.75cm < 1.80cm$$

Realizado el diseño por flexión de la losa aligerada, verificación de la resistencia por cortante y verificación de las deflexiones en el tramo más crítico, queda por concluido el diseño de la losa aligerada C, el resto de tramos serán mostrados en la memoria de cálculo que serán parte de los anexos.

4.7.1.2. DISEÑO DE VIGAS

- DISEÑO POR FLEXION

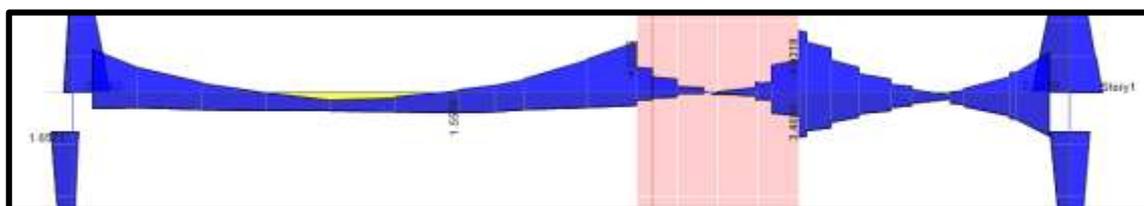
El procedimiento de diseño por flexión de vigas se realizará de manera similar al del diseño de losa aligerada de la sección precedente y como se indica en las bases teóricas de esta

investigación. Como ejemplo de diseño de vigas, se tomará la viga secundaria **VS-101 (25X30)** del primer piso ubicado sobre el “eje 2-2”, ya que esta viga es una de las que más acciones de momento y fuerza cortante absorben; así mismo, debido a que tiene un muro de corte de concreto armado como uno de sus apoyos. Las propiedades geométricas y mecánicas del elemento y de los materiales se muestran a continuación:

b	25 cm	f'c	210 kg/cm ²
h	30 cm	fy	4200 kg/cm ²
d	24 cm		

La siguiente figura muestra el diagrama de momento flector para la viga a diseñar como muestra de ejemplo en esta investigación.

Figura 82: Diagrama de momento flector de la viga VS-101 (25X30) del eje 2-2 del primer nivel



Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que el primer tramo de la viga secundaria tiene un diagrama de momento flector común; sin embargo, el segundo tramo tiene un diagrama de momento flector con una forma tipo corbata, motivo por el cual se necesitará mayor cantidad de acero en los extremos de dicho tramo. El siguiente cuadro muestra un resumen de los parámetros para realizar el diseño.

Tabla 92: Cálculo de acero para momento positivo en el centro de la viga

		Tramo 01
Ma(+)	[tonf.m]	1.56
Ku	[---]	10.83
pr	[---]	0.0030
Asr	[cm ²]	1.78
Asmin	[cm ²]	1.44
Ascol	[---]	2Ø1/2"
	[cm ²]	2.58

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que solo se muestra el cálculo del primer tramo de la viga, debido a que el segundo tramo tiene un diagrama de momento flector en la zona central es casi cero, por lo que se excluyó del cálculo. El siguiente cuadro muestra el cálculo para momento negativo en las caras de los apoyos.

Tabla 93: Cálculo de acero para momento negativo en caras de apoyos de viga

	Tramo 01		Tramo 02	
	Cara 01	Cara 02	Cara 03	Cara 04
Ma(-) [tonf.m]	3.34	4.03	4.93	3.04
Ku [---]	23.19	27.99	34.24	21.11
pr [---]	0.0067	0.0082	0.0103	0.006
Asr [cm ²]	3.99	4.91	6.18	3.60
Asmin [cm ²]		1.44		
Ascol [---]	2Ø1/2" + 2Ø3/8"	4Ø1/2"	5Ø1/2"	3Ø1/2"
[cm ²]	4.00	5.16	6.45	3.87

Fuente: Elaboración propia

Como se apreció en el diagrama de momento flector de la viga que se está diseñando, ambos tramos tienen momentos positivos en las caras de sus apoyos, por lo que se tiene que realizar el diseño correspondiente. La siguiente tabla muestra el diseño para momento positivo en ambos tramos de la viga.

Tabla 94: Cálculo de acero para momento positivo en caras de apoyos de viga

	Tramo 01		Tramo 02	
	Cara 01	Cara 02	Cara 03	Cara 04
Ma(+) [tonf.m]	1.19	0.99	3.46	3.21
Ku [---]	8.26	6.88	24.03	22.29
pr [---]	0.0023	0.0019	0.0069	0.0064
Asr [cm ²]	1.35	1.12	4.15	3.82
Asmin [cm ²]		1.44		
Ascol [---]	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2" + 3Ø3/8"	2Ø1/2" + 2Ø3/8"
[cm ²]	2.58	2.58	4.71	4.00

Fuente: Elaboración propia

Calculada la cantidad de acero que se colocará en el centro de las vigas y la cara de ambos tramos de la viga, se continúa con realizar el corte de acero en las secciones donde se tenga más de dos barras que trabajen a tracción.

CARA 01

El corte 01 corresponde a la cara exterior izquierda de la viga, en esta sección se colocó $2\phi 1/2" + 2\phi 3/8"$; por ende, se debe realizar el corte las varillas de $3/8"$. Para realizar los cortes de acero, se tendrá en cuenta la resistencia de la sección con las varillas de acero que continúan luego del corte, a esta longitud se le incrementará la mayor de las siguientes longitudes: $12db$ o d , como se muestra a continuación:

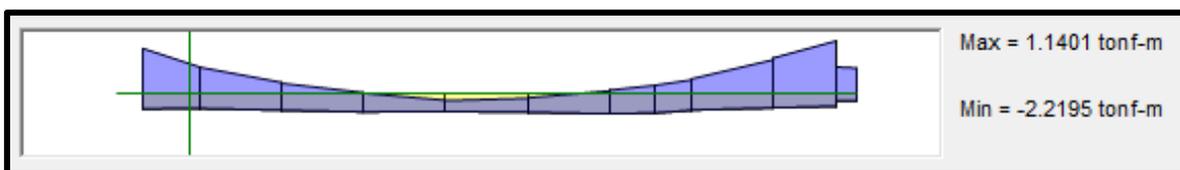
$\phi 3/8"$	→	11.43cm
$\phi 1/2"$	→	15.24cm
$\phi 5/8"$	→	19.05cm

Se determinará el momento resistente de la sección el acero de las varillas cortadas como se muestra a continuación, dicho momento resistente se buscará en el diagrama de momentos flectores mostrados más adelante y se determinará la longitud de corte.

$$A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$Mr = 2.22 \text{ tonf.m}$$

Figura 83: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en cara 01



Fuente: Elaboración propia

Según la figura mostrada, el corte teórico es 0.440, esta longitud es medida desde el eje del apoyo por lo que se tiene que reducir a la cara del apoyo e incrementar la longitud para garantizar el desarrollo de las barras como se muestra a continuación:

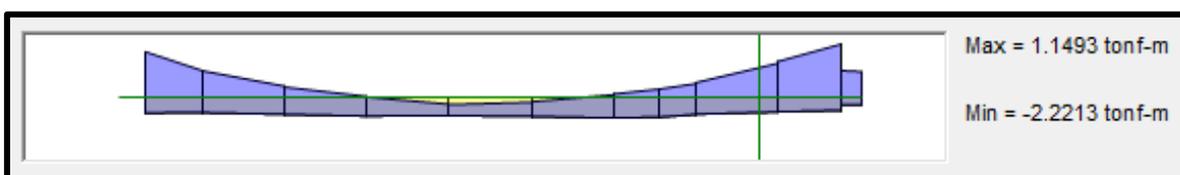
$$X_1 = 0.44 - 0.175 + 0.24$$

$$X_1 = 0.505 \rightarrow 0.55m$$

CARA 02

En la cara 02 se colocó 4Ø1/2", en esta sección se realizará el corte de 02 varillas en conjunto para no dificultar la lectura de planos y el proceso constructivo al momento de ejecutarlo, es así que solo continúan 2 varillas de 1/2", el resto se cortará en conjunto y la resistencia de 02 varillas de 1/2" es $Mr_{2 \cdot 1/2} = 2.22 \text{ tonf.m}$.

Figura 84: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 02



Fuente: Elaboración propia

De la figura anterior, se aprecia que el corte del acero de refuerzo queda según la siguiente expresión considerando la resistencia del corte teórico, peralte efectivo, ancho del apoyo.

$$X_1 = 4.45 - 3.84 - 0.125 + 0.24$$

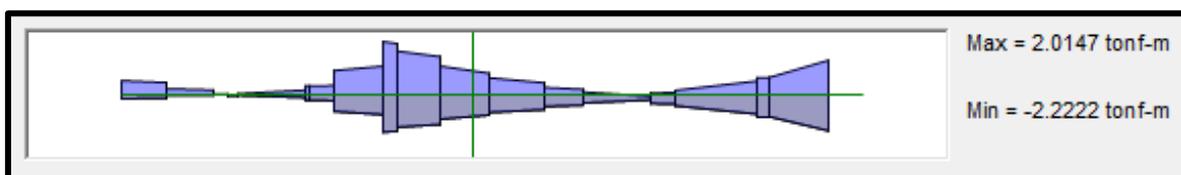
$$X_1 = 0.725 \rightarrow 0.75m$$

CARA 03

Esta sección se realizará el corte para el momento positivo y negativo, ya que ambas caras cuentan con bastones de acero de refuerzo. Para el momento negativo, se tiene 5Ø1/2", al igual que la cara precedente, se realizará el corte de 03 varillas de acero en conjunto quedando así solo 2 varillas de 1/2" con la resistencia ya calculada, la longitud de corte se

determinará de acuerdo a la resistencia de las varillas que corren y el diagrama de momento flector que se muestra a continuación:

Figura 85: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 03



Fuente: Elaboración propia

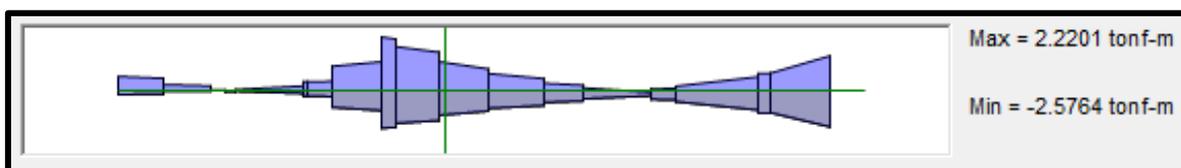
Teniendo en cuenta esta longitud, se determinará la longitud de corte como se muestra a continuación:

$$X_1 = 1.52 - 1.125 + 0.24$$

$$X_1 = 0.635 \rightarrow 0.65m$$

Para el corte de acero en momento positivo de la misma sección, se realizará el mismo procedimiento, ya que solo correrá 2 varillas de 1/2" y la resistencia ya conocida se buscará en el siguiente diagrama de momento flector:

Figura 86: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°02 en la cara 03



Fuente: Elaboración propia

El corte de acero como sigue a continuación:

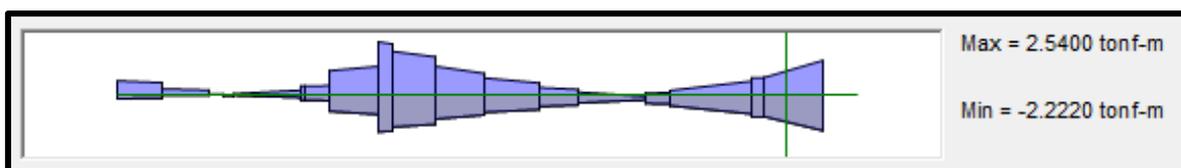
$$X_2 = 1.39 - 1.125 + 0.24$$

$$X_2 = 0.505 \rightarrow 0.55m$$

CARA 04

Esta sección también cuenta con momentos flectores tanto positivos y negativo como ya se mostró de manera general. Para el corte de acero para momento negativo, se cortará 1 varilla de 1/2", de manera que correrá el mínimo de 2 varillas de 1/2", de la misma manera se buscará la resistencia del momento flector generado por las varillas que corren en el diagrama de momento flector en la zona superior del diagrama.

Figura 87: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°01 en la cara 04



Fuente: Elaboración propia

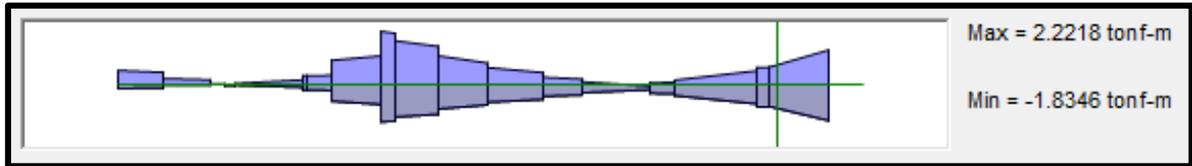
El corte de acero como sigue a continuación.

$$X_1 = 3.2 - 2.90 - 0.175 + 0.24$$

$$X_1 = 0.365 \rightarrow 0.40m$$

Para el corte de acero para momento positivo de la sección se sigue la misma metodología, se cortará dos varillas de 3/8" quedando así solo 02 varillas de 1/2", para el cual se determinará la longitud de corte de acuerdo al siguiente diagrama de momento flector.

Figura 88: Diagrama de momento flector de la viga – Corte de acero N°02 en la cara 04



Fuente: Elaboración propia

El corte de acero como sigue a continuación:

$$X_2 = 3.20 - 2.84 - 0.175 + 0.24$$

$$X_2 = 0.425 \rightarrow 0.45m$$

• DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte se realizará bajo la metodología de diseño por resistencia que tiene como base la siguiente expresión (11 pág. 75):

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia por cortante debe ser mayor a la resistencia última generada por las cargas aplicadas en el elemento, el elemento estructural a diseñar no tiene cargas puntuales dentro de una distancia "d" y existe compresión en el apoyo. Por ende, el diseño se realizará a una distancia "d" de la cara del apoyo. La resistencia por corte de una sección está en función a las dimensiones del elemento de concreto y la cantidad de acero transversal con el cual cuenta según la siguiente expresión (11 pág. 75):

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

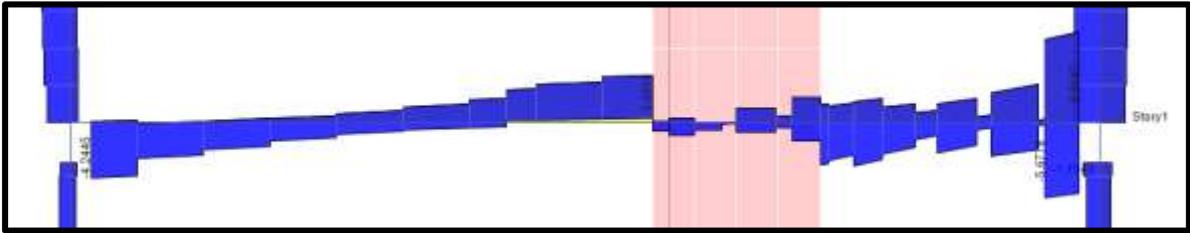
Donde (20 pág. 187):

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Todo esto ya se vio de manera más detallada en la sección de bases teóricas; continuando con el diseño de la viga VS-101 (25X30), se procederá a realizar el diseño por corte de dicha viga del primer nivel ubicado en el eje 2-2. Para el cual se muestra el diagrama de fuerza cortante de dicha viga.

Figura 89: Diagrama de fuerza cortante de la viga



Fuente: Elaboración propia

De la misma forma que el diseño por flexión, se realizarán el diseño por caras, para todos los casos se determina la resistencia del concreto según se muestra en la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 24 \\ \phi V_c &= 3.92 \text{ tonf}\end{aligned}$$

CARA 01

La fuerza cortante actuante a una distancia “d” de la cara del apoyo es igual a $V_u = 6.53 \text{ tonf}$, mayor a la resistencia del concreto a fuerza cortante, por lo que necesita colocar acero de refuerzo transversal, para el cual se determina $V_s = 3.07$ mínimo que tendrá que aportar el acero transversal según la siguiente expresión, se verifica con el siguiente parámetro:

$$\begin{aligned}V_s \text{ lim} &= 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 24 \\ V_s \text{ lim} &= 9.56 \text{ tonf}\end{aligned}$$

Donde se aprecia que $V_s < V_s \text{ lim}$, por consiguiente, la separación máxima de los estribos será $d/2$ (12cm) o 60cm, el que sea menor, se determina la separación de los estribos de acuerdo a la siguiente expresión:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 33 \text{ cm}$$

De los 3 resultados determinados, el menor de todos es 12cm y se puede apreciar que la expresión última no es muy representativa por estar muy alejado. El resultado debería de quedar en 12cm; sin embargo, la norma de concreto armado establece que para elementos sismorresistentes existe consideraciones especiales, más conocido como el diseño por capacidad, el cual será desarrollado luego de realizar el diseño tradicional.

CARA 02

La fuerza cortante actuante a una distancia “d” de la cara del apoyo (placa) es igual a $V_u = 5.20 \text{ tonf}$, mayor a la resistencia otorgada por el concreto, por lo que es necesario colocar estribos para elevar la resistencia del elemento a corte, determinándose un valor de $V_s = 1.51 \text{ tonf}$, valor inferior a $V_s \text{ lim}$, por lo que la separación de estribos no será superior a

12 cm. De igual forma que la anterior cara se determina la separación $S = 67 \text{ cm}$, quien se encuentra alejado de los parámetros restringidos. En ese sentido, la separación de acuerdo al diseño por corte es de 12cm.

CARA 03

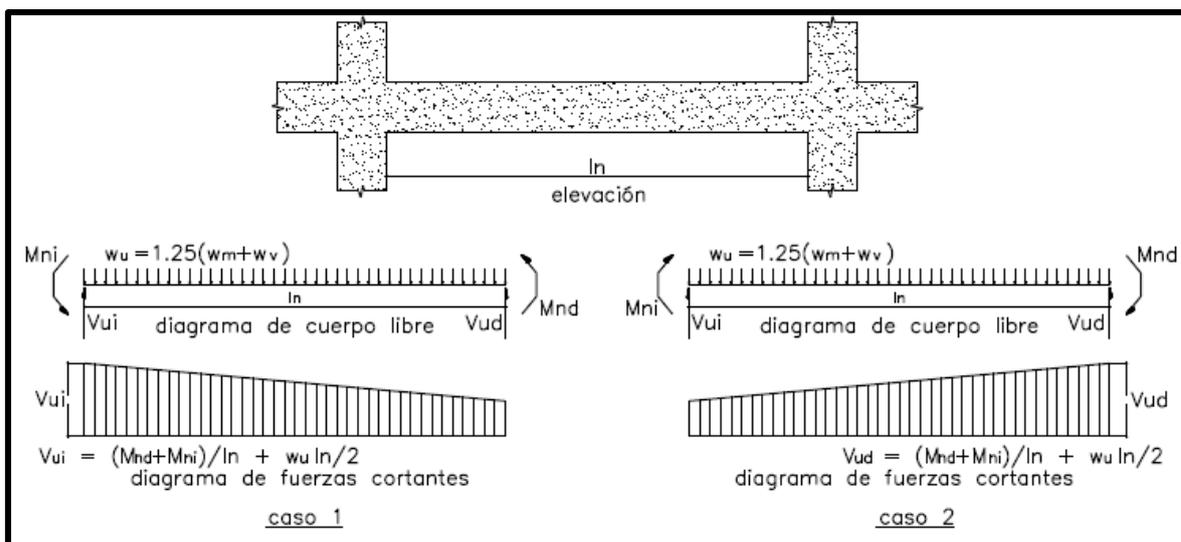
La fuerza cortante actuante a una distancia "d" de la cara del apoyo (placa) es igual a $V_u = 5.31 \text{ tonf}$, mayor a la resistencia otorgada por el concreto, por lo que es necesario colocar estribos para elevar la resistencia del elemento a corte, determinándose un valor de $V_s = 1.64 \text{ tonf}$, valor inferior a $V_s \text{ lim}$, por lo que la separación de estribos no será superior a 12 cm. De igual forma que la anterior cara se determina la separación $S = 61 \text{ cm}$, quien se encuentra alejado de los parámetros restringidos. En ese sentido, la separación de acuerdo al diseño por corte es de 12cm.

CARA 04

La fuerza cortante actuante a una distancia "d" de la cara del apoyo (placa) es igual a $V_u = 6.43 \text{ tonf}$, mayor a la resistencia otorgada por el concreto, por lo que es necesario colocar estribos para elevar la resistencia del elemento a corte, determinándose un valor de $V_s = 2.96 \text{ tonf}$, valor inferior a $V_s \text{ lim}$, por lo que la separación de estribos no será superior a 12 cm. De igual forma que la anterior cara se determina la separación $S = 34 \text{ cm}$, quien se encuentra alejado de los parámetros restringidos. En ese sentido, la separación de acuerdo al diseño por corte es de 12cm.

Para culminar con el diseño por corte, teniendo en cuenta las disposiciones especiales para diseño sísmico de los elementos estructurales, específicamente disposiciones especiales para vigas con sistema estructural resistente de muros estructurales al cual corresponde la viga el cual se está diseñando, se procede a determinar y verificar el diseño realizado en los párrafos superiores, teniendo en cuenta que el diseño por capacidad por lo general predomina en diseño de estructuras pequeñas como es el presente caso, por lo que será importante realizar el presente cálculo según indica la norma de concreto armado.

Figura 90: Fuerza cortante de diseño en vigas por capacidad



Fuente: (20 pág. 156) Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado

De acuerdo a la figura mostrada se procede a determinar las fuerzas cortantes últimas considerando la dirección del análisis sísmico de derecha a izquierda y viceversa, obteniendo los siguientes resultados para ambos tramos según se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 95: Diseño por capacidad de la viga – tramo 01

DISEÑO POR CAPACIDAD					
Vu - ΦV_c (CS ←)		Estribos mínimos	Vu - ΦV_c (CS →)		
Wm	0.897 tonf/m		Wm	0.8974 tonf/m	
Wv	0.136 tonf/m		Wv	0.136 tonf/m	
Wu	1.29 tonf/m		Wu	1.29 tonf/m	
ln	4.15 m		ln	4.15 m	
Mni	3.72 tonf.m		Mni	2.47 tonf.m	
Mnd	2.47 tonf.m		Mnd	4.68 tonf.m	
Vu_i	4.17 tonf		Vu_d	4.40 tonf	
Vu_d	1.19 tonf		Vu_i	0.96 tonf	
s	10 cm	s	12.5 cm	s	10 cm
Vs	10.08 tonf	Vs	8.06 tonf	Vs	10.08 tonf
ΦV_n	12.49 tonf	ΦV_n	10.77 tonf	ΦV_n	12.49 tonf
X	0.60 m		X	0.60 m	
Vu x	3.74 tonf	Vu x	3.91 tonf	Vu x	3.91 tonf
ZONA CONFINADA		ZONA NO CONFINADA		ZONA CONFINADA	
d/4	15 cm	d/2	12.00 cm	d/4	15 cm
10dbl	10 cm			10dbl	10 cm
24dbe	19 cm			24dbe	19 cm
	30 cm				30 cm
S conf	10 cm			S conf	10 cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 96: Diseño por capacidad de la viga – tramo 02

DISEÑO POR CAPACIDAD					
$V_u - \Phi V_c (CS \leftarrow)$		Estribos mínimos	$V_u - \Phi V_c (CS \rightarrow)$		
Wm	0.897 tonf/m		Wm	0.897 tonf/m	
Wv	0.136 tonf/m		Wv	0.136 tonf/m	
Wu	1.29 tonf/m		Wu	1.29 tonf/m	
In	1.9 m		In	1.9 m	
Mni	5.68 tonf.m		Mni	4.31 tonf.m	
Mnd	3.72 tonf.m		Mnd	3.60 tonf.m	
Vui	6.17 tonf		Vud	5.39 tonf	
Vud	-3.72 tonf		Vui	-2.94 tonf	
s	10 cm	s	12.5 cm	s	10 cm
Vs	10.08 tonf	Vs	8.06 tonf	Vs	10.08 tonf
$\emptyset V_n$	12.49 tonf	$\emptyset V_n$	10.77 tonf	$\emptyset V_n$	12.49 tonf
X	0.60 m		X	0.60 m	
Vu x	3.05 tonf	Vu x	3.05 tonf	Vu x	2.76 tonf
ZONA CONFINADA			ZONA NO CONFINADA		
d/4	15 cm	d/2	12.00 cm	d/4	15 cm
10dbl	10 cm			10dbl	10 cm
24dbe	19 cm			24dbe	19 cm
	30 cm				30 cm
S conf	10 cm			S conf	10 cm

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la figura 90, se procede a desarrollar la tabla 95 y 96 en el cual se aprecia que incluso las acciones determinadas mediante el diseño por capacidad tampoco son representativas en ambas caras de los dos tramos de la viga, ya que la separación final de $S = 10\text{cm}$ lo viene definiendo los parámetros limitativos de la norma de concreto armado (20 pág. 157), con el cual se determina el espaciamiento en la zona confinada del elemento y la no confinada según se muestra en las tablas predecesoras.

4.7.1.3. DISEÑO DE COLUMNAS

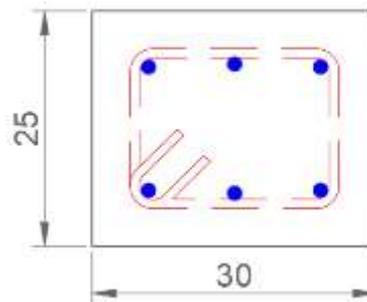
- **DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

Las columnas son diseñadas por flexocompresión, debido a que en estos elementos las fuerzas axiales trabajan a la par con los momentos en ambos sentidos, por el cual se realiza el diseño por flexocompresión con la elaboración de diagramas de interacción que son una combinación de fuerza axial y momento flector resistente de una determinada sección ya definida; es decir, la resistencia de un elemento vertical es plasmada en una curva llamada “diagrama de interacción” en el cual se puede encontrar varios pares de momentos flectores y fuerzas axiales. A diferencia de las vigas en el cual el diseño por flexión parte de

los momentos actuantes en la viga, en las columnas se plantea la sección con su respectiva distribución de aceros con el fin de obtener el diagrama de interacción, y son las acciones del análisis estructural de las columnas tanto en la parte superior e inferior que son insertadas como pares en el diagrama de interacción para ver que este dentro de la zona de resistencia y así validar la distribución propuesta.

Se tomará como ejemplo el diseño de la columna C-01 ubicada en el eje 2ª, el cual tiene una sección de 30x25, dicha sección ya ha sido definida en la etapa de análisis sísmico de toda la estructura, a menos que durante el diseño sea insuficiente, estas dimensiones quedarán tal cual fueron verificadas durante el análisis sísmico, para una primera aproximación de la distribución del acero longitudinal de la columna, se tendrá en cuenta que la cuantía mínima de las columnas es el 1% y la máxima 6%, se realiza el planteamiento de la sección teniendo en cuenta la cuantía mínima como se muestra en la siguiente figura:

Figura 91: Sección transversal de columna C-01



Fuente: Elaboración propia

Para dicha sección, se plantea como se aprecia en la figura 6 varillas de 1/2", con el cual se obtiene una cuantía de 1.032%. Con dichos datos, se procede a elaborar el diagrama de interacción como sigue a continuación.

1.0 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'c$	210 [kg/cm ²]	E_c	217371 [kg/cm ²]	ϵ_c	0.0030
f_y	4200 [kg/cm ²]	E_s	2000000 [kg/cm ²]	ϵ_s	0.0021

2.0 DATOS DE LA SECCION

b	30 [cm]	A_g	750 [cm ²]
h	25 [cm]	A_{st}	7.74 [cm ²]
r	6 [cm]		
ϕ_e	3/8 [in]	P_{trans}	22.50 [tonf]

4.0 PUNTOS PARA EL DIAGRAMA EN DIRECCION Y-Y



M+

COMPRESION

TRACCION

PUNTO N°01: COMPRESION PURA

Po 165 [tonf] Mn 0 [tonf.m] \emptyset 0.70

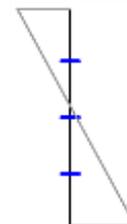
PUNTO N°02: FISURACION INCIPIENTE

C 19.00 [cm]
 a 16.15 [cm]
 Es1 0.0021 No fluye fs1 4105 [kg/cm2] F1 15.9 [tonf]
 Es2 0.0010 No fluye fs2 2053 [kg/cm2] F2 0.0 [tonf]
 Pn 102.37 [tonf] Mn 4.86 [tonf.m] \emptyset 0.70
 Cc 86.5 [tonf]



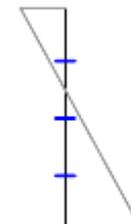
PUNTO N°03: FALLA BALANCEADA

C 11.18 [cm]
 a 9.5 [cm]
 Es1 0.0014 No fluye fs1 2778.95 [kg/cm2] F1 10.75 [tonf]
 Es2 0.0004 No fluye fs2 711 [kg/cm2] F2 0.00 [tonf]
 Es3 0.0021 No fluye fs3 4200 [kg/cm2] F3 16.25 [tonf]
 Pn 45.37 [tonf] Mn 5.70 [tonf.m] \emptyset 0.70
 Cc 50.87 [tonf]



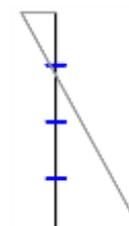
PUNTO N°04: CAMBIO DEL VALOR DE $\emptyset=0.70$

C 7.42 [cm]
 a 6.307 [cm]
 Es1 0.0006 No fluye fs1 1148.25 [kg/cm2] F1 4.44 [tonf]
 Es2 0.0021 No fluye fs2 4108 [kg/cm2] F2 0.00 [tonf]
 Es3 0.0047 Fluye fs3 4200 [kg/cm2] F3 16.25 [tonf]
 Pn 21.96 [tonf] Mn 4.50 [tonf.m] \emptyset 0.70
 Cc 33.77 [tonf]



PUNTO N°05: FLEXION PURA

C 4.82 [cm]
 a 4.0969 [cm]
 Es1 -0.0007 No fluye fs1 -1469.01 [kg/cm2] F1 -5.69 [tonf]
 Es2 0.0048 Fluye fs2 4200 [kg/cm2] F2 0.00 [tonf]
 Es3 0.0088 Fluye fs3 4200 [kg/cm2] F3 16.25 [tonf]
 Pn 0.00 [tonf] Mn 2.98 [tonf.m] \emptyset 0.90
 Cc 21.94 [tonf]



PUNTO N°06: TRACCION PURA

To 32.51 [tonf] Mn 0

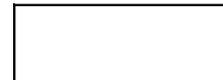
DIAGRAMA DE INTERACCION FINAL

CASO 01

	Mn	Pn	\emptyset	Mr	Pr
1	-	165	0.70	-	115.50
2	4.86	102.37	0.70	3.40	71.66
3	5.70	45.37	0.70	3.99	31.76
4	4.50	21.96	0.70	3.17	15.48
5	2.98	0.00	0.90	2.68	0.00
6	0	-32.51	0.90	-	-29.26

CASO 02

	Mn	Pn	\emptyset	Mr	Pr
1	-	165	0.70	-	115.50
2	-4.86	102.37	0.70	- 3.40	71.66
3	-5.70	45.37	0.70	- 3.99	31.76
4	-4.50	21.96	0.70	- 3.17	15.48
5	-2.98	0.00	0.90	- 2.68	0.00
6	-	-32.51	0.90	-	-29.26



Luego de culminar con la determinación de los puntos para la generación de la curva de interacción, se continúa con la extracción de acciones del análisis estructural de la columna, tanto en la parte superior y en la parte inferior, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

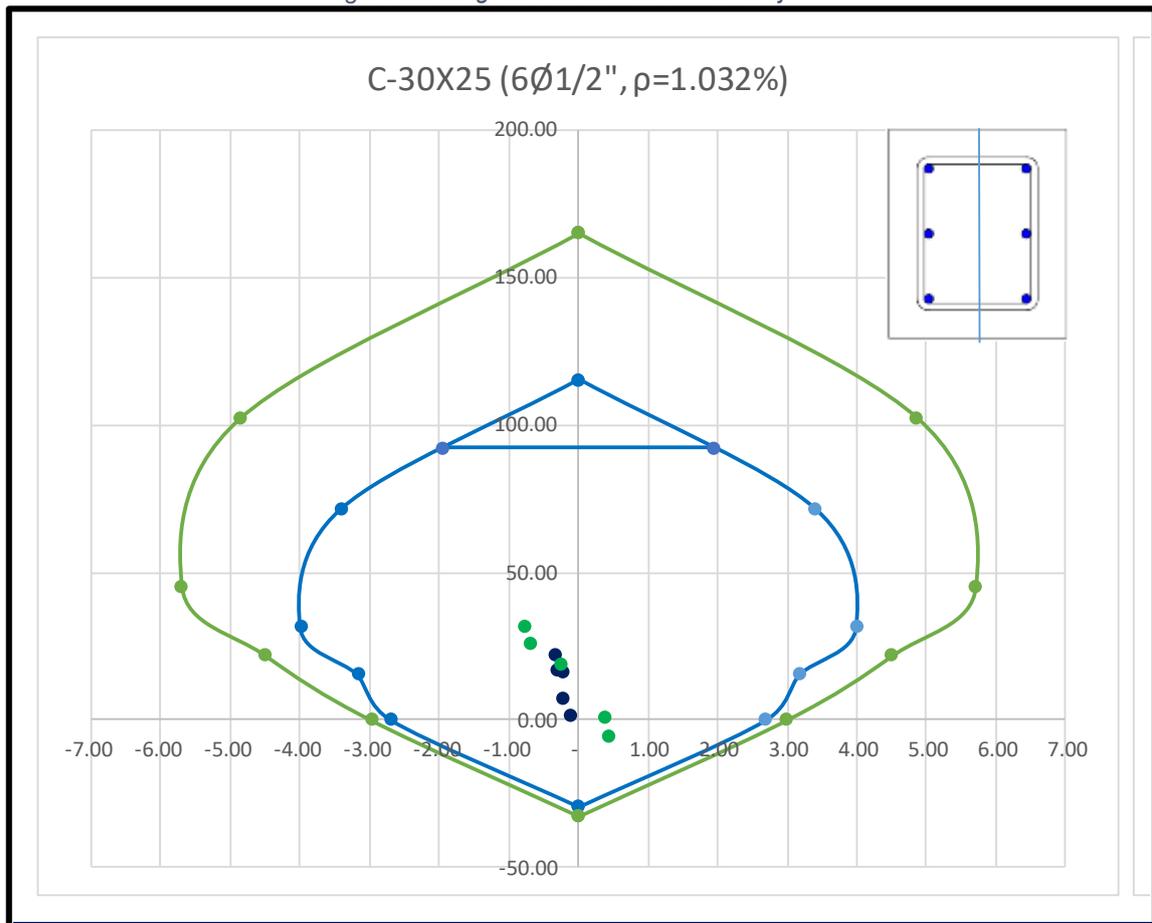
Tabla 97: Momento flector y carga axial superior e inferior de la columna en el eje Y.

SUPERIOR			INFERIOR		
C	Mu	Pu	C	Mu	Pu
1	-0.32	16.97	1	-0.24	18.97
2	-0.11	1.48	2	0.44	-5.55
3	-0.22	16.34	3	-0.70	25.76
4	-0.22	7.24	4	0.37	0.77
5	-0.33	22.09	5	-0.78	32.08

Fuente: Elaboración propia

Con ambos resultados, se procede a dibujar el diagrama de interacción y la ubicación de los pares de acciones según cálculo.

Figura 92: Diagrama de interacción en el eje "Y"



Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que todos los pares de puntos actuantes están dentro del diagrama de interacción elaborado, con lo que se entiende que la sección resiste las acciones de la columna y el diseño está correcto en dicho sentido.

Los momentos más representativos se encuentran en el eje "X", por lo que se realizarán los mismos procedimientos para verificar que en el sentido "X" la columna aguante las acciones respectivas. Se continúa con la determinación de los puntos para el diagrama de interacción en el sentido "X".

4.0 PUNTOS PARA EL DIAGRAMA EN DIRECCION X-X

PUNTO N°01: COMPRESION PURA

Po 165 [tonf] Mn 0 [tonf.m]



M+



∅ 0.70

PUNTO N°02: FISURACION INCIPIENTE

C 24.00 [cm]

a 20.4 [cm]

Es1 0.0023 Fluye fs1 4200 [kg/cm2]

Es2 0.0011 No fluye fs2 2250 [kg/cm2]

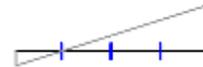
F1 10.8 [tonf]

F2 5.8 [tonf]

Cc 91.0 [tonf]

Pn 107.68 [tonf] Mn 5.34 [tonf.m]

∅ 0.70



PUNTO N°03: FALLA BALANCEADA

C 14.12 [cm]

a 12 [cm]

Es1 0.0017 No fluye fs1 3450 [kg/cm2]

Es2 0.0002 No fluye fs2 375 [kg/cm2]

Es3 0.0021 No fluye fs3 4200 [kg/cm2]

F1 8.90 [tonf]

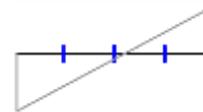
F2 0.97 [tonf]

F3 10.84 [tonf]

Cc 53.55 [tonf]

Pn 50.65 [tonf] Mn 6.60 [tonf.m]

∅ 0.70



PUNTO N°04: CAMBIO DEL VALOR DE ∅=0.70

C 9.50 [cm]

a 8.075 [cm]

Es1 0.0011 No fluye fs1 2211 [kg/cm2]

Es2 0.0017 No fluye fs2 3474 [kg/cm2]

Es3 0.0046 Fluye fs3 4200 [kg/cm2]

F1 5.70 [tonf]

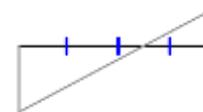
F2 8.96 [tonf]

F3 10.84 [tonf]

Cc 36.03 [tonf]

Pn 21.94 [tonf] Mn 5.44 [tonf.m]

∅ 0.70



PUNTO N°05: FLEXION PURA

C 5.832 [cm]

a 4.9568 [cm]

Es1 -0.0001 No fluye fs1 -173 [kg/cm2]

Es2 0.0047 Fluye fs2 4200 [kg/cm2]

Es3 0.0093 Fluye fs3 4200 [kg/cm2]

F1 -0.45 [tonf]

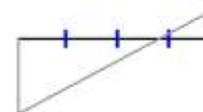
F2 10.84 [tonf]

F3 10.84 [tonf]

Cc 22.12 [tonf]

Pn 0.00 [tonf] Mn 3.70 [tonf.m]

∅ 0.90



PUNTO N°06: TRACCION PURA

To 32.51 [tonf] Mn 0

DIAGRAMA DE INTERACCION FINAL

CASO 03

	Mn	Pn	∅	Mr	Pr
1	-	165	0.70	-	115.50
2	5.34	107.68	0.70	3.74	75.37
3	6.60	50.65	0.70	4.62	35.45
4	5.44	21.94	0.70	3.83	15.47
5	3.70	0.00	0.90	3.33	0.00
6	0	-32.51	0.90	-	-29.26

CASO 04

	Mn	Pn	∅	Mr	Pr	M	P
1	-	165	0.70	-	115.50	2.35	92.40
2	-5.34	107.68	0.70	3.74	75.37	-2.35	92.40
3	-6.60	50.65	0.70	4.62	35.45		
4	-5.44	21.94	0.70	3.83	15.47	5.3	19.41
5	-3.70	0.00	0.90	3.33	0.00	-5.3	19.41
6	0	-32.51	0.90	-	-29.26		

Posterior a los puntos para el diagrama de interacción, se procede a extraer los momentos flectores y cargas axiales de las 1 combinaciones de carga, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

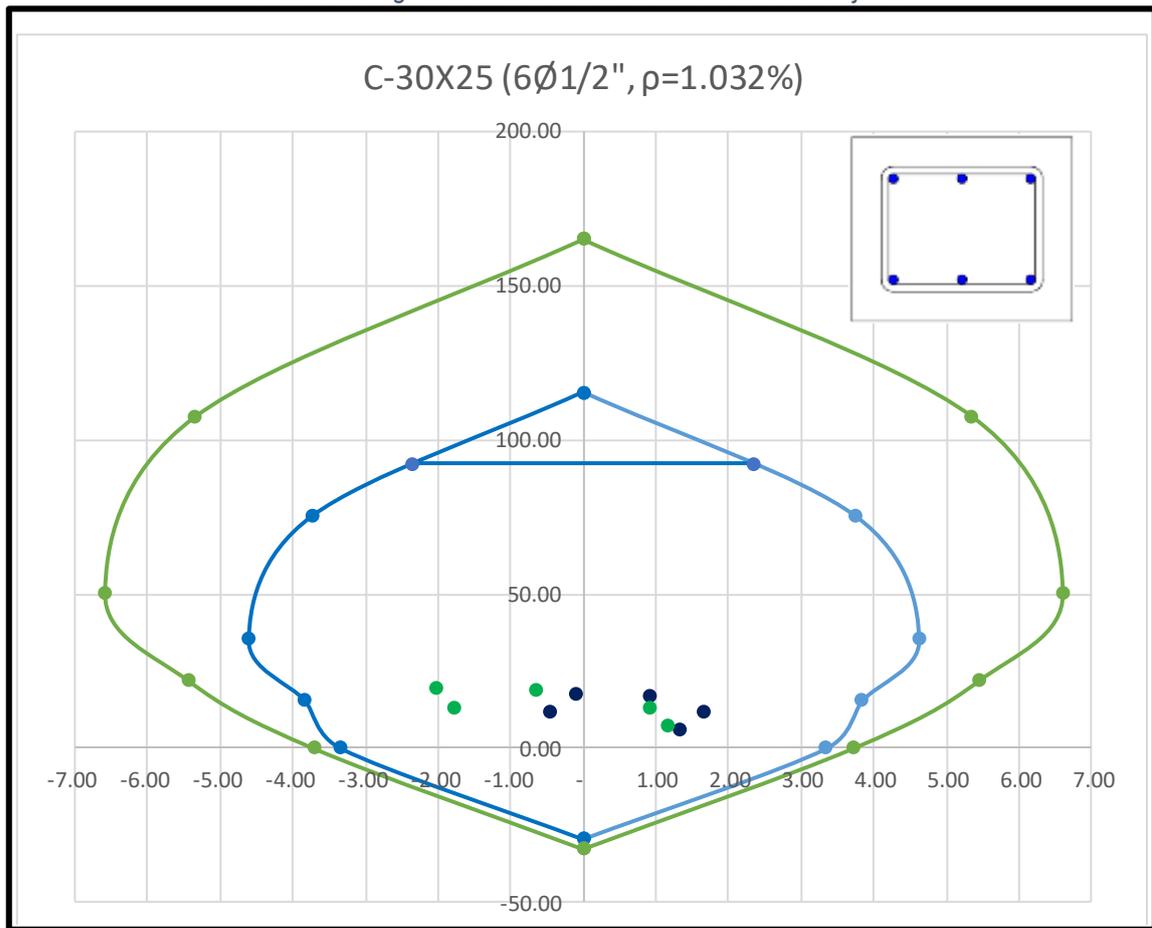
Tabla 98: Momento flector y carga axial superior e inferior de la columna en el eje X.

SUPERIOR			INFERIOR		
	Mu	Pu		Mu	Pu
1	0.91	16.97	1	-0.67	18.97
2	1.32	6.11	2	1.16	7.12
3	-0.45	11.71	3	-1.78	13.09
4	1.66	11.86	4	0.91	13.44
5	-0.10	17.48	5	-2.03	19.41

Fuente: Elaboración propia

Con la información calculada, se procede a dibujar el diagrama de interacción con las resistencias nominales y últimas de la sección planteada, y los pares de puntos de las acciones que recaen sobre la columna en el eje "X" como se muestra en la siguiente figura.

Tabla 99: Diagrama de interacción de la columna en el eje "X"



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura anterior, los puntos provenientes de las 5 combinaciones de carga de la columna C-01 están dentro del diagrama de interacción dibujada con las resistencias últimas; en ese sentido, el diseño por flexocompresión está correcto y la sección de 30x25 con las 6 varillas de 1/2" ha sido verificada y está correcto.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

El diseño por corte es similar al de las vigas bajo la misma metodología en el cual se debe cumplir en cualquier parte de la sección la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia del concreto según la sección de 30x25 es $\phi V_c = 3.92 \text{ tonf}$, teniendo en cuenta que el aporte de la resistencia por la carga axial es casi depreciable, aun así se consideró dicho aporte con el cual se determinó la resistencia del concreto. A continuación, se muestran datos principales para el diseño por corte.

B	25 cm	Vc	4.61 tonf	f_c	210 kg/cm ²
L	30 cm	ØVc	3.92 tonf	f_y	4200 kg/cm ²
d	24 cm	Vs lim	9.56 tonf	Vs max	18.26 tonf
Ag	750 cm ²	Nu	7.12 tonf		

Las expresiones que se usaron para realizar el diseño por corte de la columna es muy similar al de las vigas, los cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 100: Diseño por corte de la columna C-01 en el sentido principal "X"

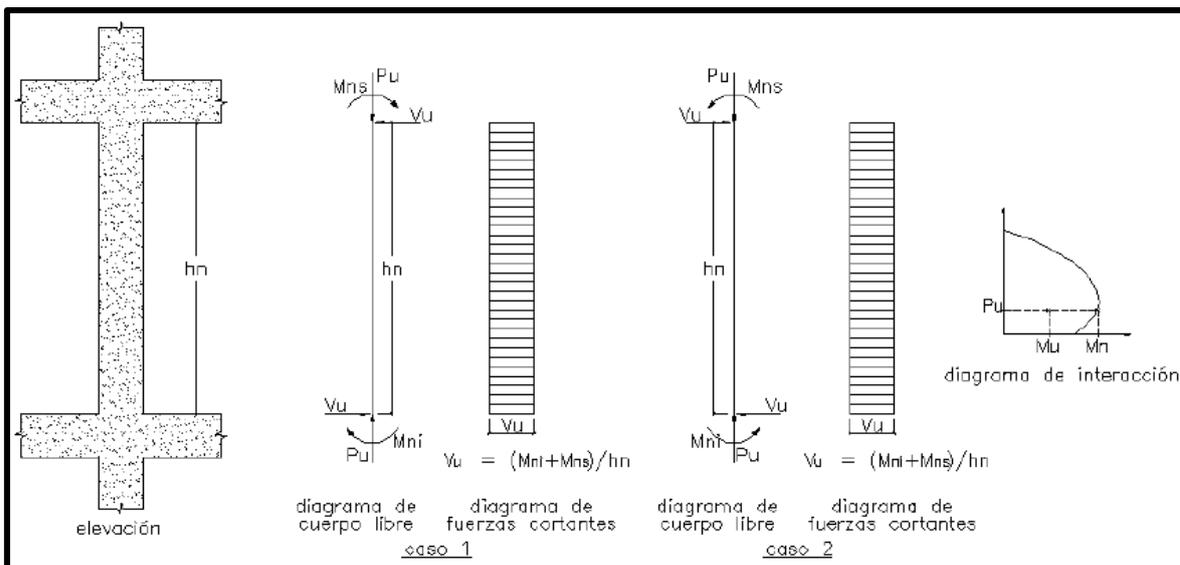
INFERIOR			SUPERIOR		
	Vu - ΦVc		Estribos mínimos		Vu - ΦVc
Xi	0.00 m		S max 48 cm		Xi 3.70 m
Vud	2.52 tonf		Av min 0.83 cm ²		Vud 1.70 tonf
s1	100000 cm				s1 100000 cm
Av	1.00 cm ²				Av 1.00 cm ²
Vs	0.00 tonf				Vs 0.00 tonf
Vn	4.61 tonf				Vn 4.61 tonf
ØVn	3.92 tonf				ØVn 3.92 tonf
s2	12.00 cm				s2 12.00 cm
s3	60.00 cm				s3 60.00 cm
S	12.00 cm				S 12.00 cm
Av	Ø8mm				Av Ø8mm

Fuente: Elaboración propia

En el cual se aprecia que la fuerza cortante actuante es inferior a la resistencia del concreto a fuerza cortante, por el cual debería de colocarse estribos mínimos, espaciados a 48cm; sin embargo, la norma limita el espaciamiento en función a $V_s < V_s \text{ lim}$, donde los límites correspondientes son $d/2$ (12 cm) o 60 cm, quedando el espaciamiento a $S = 12 \text{ cm}$ para toda la longitud del elemento.

Al igual que las vigas, de acuerdo al sistema estructural de *Muros estructurales* en la dirección "X", las columnas también deben cumplir las mismas disposiciones especiales, ya que son elementos sismorresistentes, por el cual se deberá realizar el diseño por desempeño de las columnas como se muestra en la siguiente figura.

Figura 93: Fuerza cortante de diseño en columnas



Fuente: Elaboración propia

Según los diagramas mostrados, se determina las fuerzas cortantes últimas considerando ambos casos de acuerdo al análisis sísmico como se muestra a continuación:

Tabla 101: Diseño por capacidad de la columna

DISEÑO POR CAPACIDAD $V_u - \Phi V_c (CS \leftarrow)$		DISEÑO POR CAPACIDAD $V_u - \Phi V_c (CS \rightarrow)$															
h_n	3.70 m	l_n	3.70 m														
M_{ns}	4.80 tonf.m	M_{ns}	5.20 tonf.m														
M_{ni}	4.90 tonf.m	M_{ni}	5.30 tonf.m														
V_{ui}	2.62 tonf	V_{ud}	2.84 tonf														
s	10 cm	s	10 cm														
V_s	10.08 tonf	V_s	10.08 tonf														
ΦV_n	12.49 tonf	ΦV_n	10.77 tonf														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Lo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$h_n/6$</td> <td>62 cm</td> </tr> <tr> <td>B,L</td> <td>30 cm</td> </tr> <tr> <td></td> <td>50 cm</td> </tr> <tr> <td>Lo</td> <td>62 cm</td> </tr> </tbody> </table>		Lo		$h_n/6$	62 cm	B,L	30 cm		50 cm	Lo	62 cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">ZONA NO CONFINADA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$d/2$</td> <td>12 cm</td> </tr> </tbody> </table>		ZONA NO CONFINADA		$d/2$	12 cm
Lo																	
$h_n/6$	62 cm																
B,L	30 cm																
	50 cm																
Lo	62 cm																
ZONA NO CONFINADA																	
$d/2$	12 cm																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">So</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$8dbl$</td> <td>10 cm</td> </tr> <tr> <td>$L/2$</td> <td>13 cm</td> </tr> <tr> <td></td> <td>10 cm</td> </tr> <tr> <td>S conf</td> <td>10 cm</td> </tr> </tbody> </table>		So		$8dbl$	10 cm	$L/2$	13 cm		10 cm	S conf	10 cm						
So																	
$8dbl$	10 cm																
$L/2$	13 cm																
	10 cm																
S conf	10 cm																

Fuente: Elaboración propia

De la tabla, se puede apreciar que las fuerzas cortantes obtenidas mediante el análisis por desempeño no son superiores al de la resistencia por cortante del concreto; en ese sentido, solamente recurriremos a las limitaciones en zonas de confinamiento de la columna según

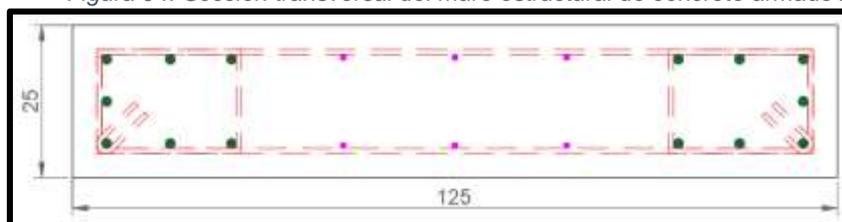
la norma de concreto armado como se muestra en la parte inferior de la tabla 101, en zonas confinadas el espaciamiento será a $S = 10 \text{ cm}$, y en la zona no confinada $S = 12 \text{ cm}$.

4.7.1.5. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO (X-01)

- **DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION**

El diseño por flexocompresión de un muro de concreto armado es similar al de una columna; sin embargo, se le adiciona algunas consideraciones especiales para muros estructurales de concreto armado, teniendo en cuenta todas las consideraciones para muros de concreto se plantea la siguiente distribución de acero y su sección pre aprobada en el análisis sísmico; así mismo, se aclara que los diseños de los muros de corte serán diseñados al 125% por redundancia, ya que cada muro estructural se lleva más del 30% de la fuerza sísmica en el sentido "X". La distribución planteada del muro de corte es como se muestra a continuación:

Figura 94: Sección transversal del muro estructural de concreto armado X-01



Fuente: Elaboración propia

El acero que está dentro de ambos elementos de borde son de $\varnothing 5/8"$ y los que están en el alma del muro son de $\varnothing 3/8"$, componiéndose en total la sección de $14\varnothing 5/8" + 6\varnothing 3/8"$.

El espesor mínimo del muro se determinó teniendo en cuenta la siguiente expresión (20 pág. 167):

$$e = \frac{hm}{25} = \frac{3800}{25} = 152\text{mm} \geq 150\text{mm}$$

Se tomó este parámetro como mínimo, sin embargo, durante el análisis sísmico se vio la necesidad de colocar muros de 125x25cm por un tema de rigidizar la estructura, el cual cumple con el espesor mínimo determinado.

Con respecto a la cuantía mínima horizontal y vertical distribuido dentro del alma del elemento, por ser el espesor mayor a 200mm (20 pág. 168), tendrá necesariamente que llevar doble capa de acero de refuerzo; así mismo, la cuantía vertical es de 1.028%, por lo que será necesario que lleve estribos. Las restricciones de las cuantías mínimas están en función a la altura entre la longitud del muro como sigue a continuación:

$$\frac{hm}{lm} = \frac{3.80}{1.25} = 3.04$$

Donde se aprecia claramente que la relación es mayor que dos, por lo que no es necesario que la cuantía vertical sea mayor a la horizontal. La cuantía horizontal parte de la mínima para muros de 0.0020, determinando así la cantidad de acero horizontal de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Ash = 0.0020 * 25 * 125 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Correspondiendo una cuantía de $\frac{6.25}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$ por cada capa por metro de ancho, planteando varillas de $\varnothing 3/8$ ", correspondería espaciarlos a cada 20 cm. Cumpliendo que no supera 3 veces el espesor del muro. Este resultado será revisado en la etapa de diseño por corte.

Así mismo, se verificó la necesidad de colocar elementos de borde en los muros de acuerdo a la siguiente expresión (20 pág. 169):

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

Donde $\frac{\delta u}{hm} \geq 0.0050$, el desplazamiento inelástico se determina de acuerdo a la norma E.030 como sigue, $\delta u = 0.75 * 6 * 0.003613 = 0.0162585$, quedando el valor límite de c:

$$c \geq \frac{1.25}{600 * 0.005} = 0.417 \text{ m}$$

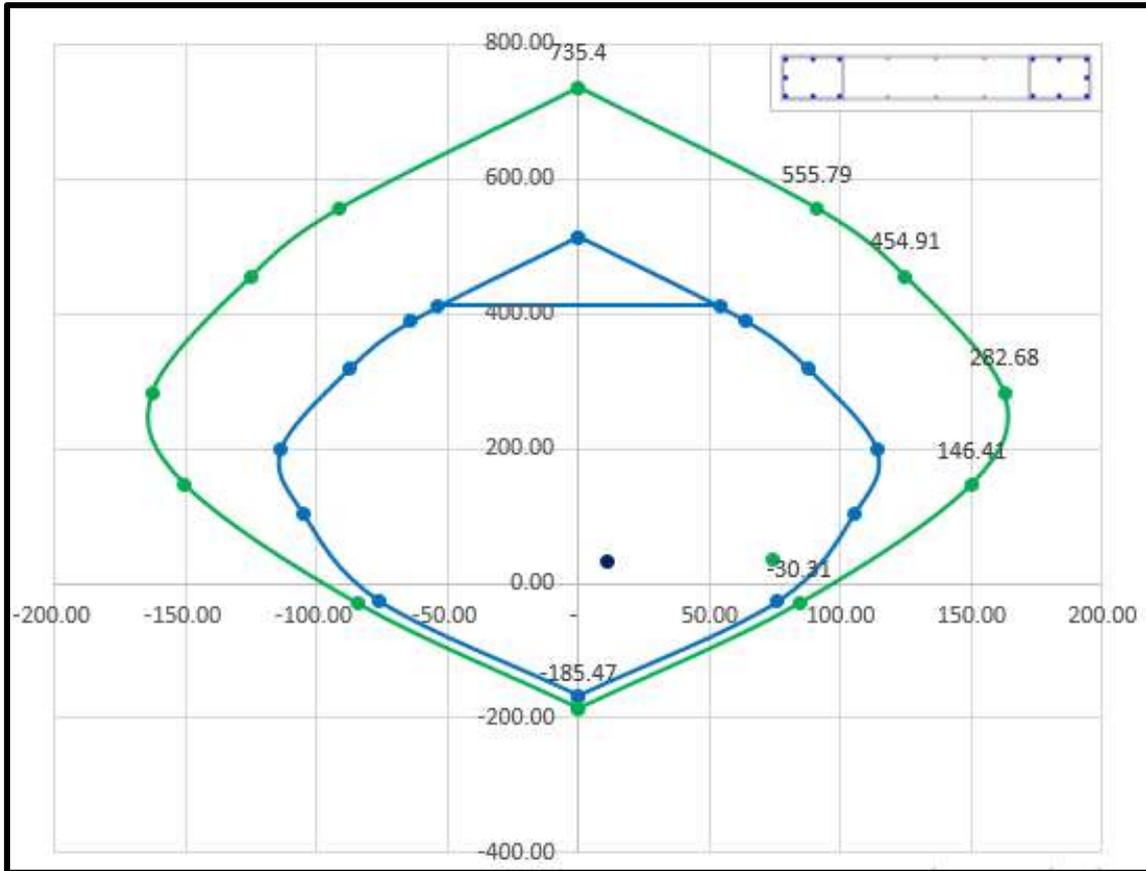
La norma E.060 indica que, si la profundidad del eje neutro es superior al "c" determinado en la expresión anterior, habrá necesidad de colocar elementos de borde. A continuación, se muestra el diagrama de interacción y sus respectivos valores de los pares ordenados y su respectivo valor de la profundidad del eje neutro.

Tabla 102: Pares nominales, resistentes y su respectivo eje neutro del diagrama de interacción

C	Mn	Pn	c	Ø	Mr	Pr
1	-	735.4	-	0.7	-	514.78
2	91.08	555.79	119	0.7	63.76	389.05
3	124.89	454.91	99	0.7	87.42	318.44
4	162.58	282.68	75	0.7	113.80	197.88
5	150.17	146.41	44	0.7	105.12	102.49
6	84.28	-30.31	16	0.9	75.85	-27.28
7	0	-185.47	-	0.9	-	-166.92

Fuente: Elaboración propia

Figura 95: Diagrama de interacción del muro de concreto armado X-01 en el eje "X"



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en el diagrama de interacción y el valor máximo del eje neutro determinado, se puede apreciar que no existe necesidad de colocar elementos de borde, ya que el eje neutro correspondiente a la fuerza axial máxima y momento flector vinculados a la máxima deformación, son inferiores a $c = 0.417 \text{ m}$, verificando así la no necesidad de elementos de borde; sin embargo, será necesario la colocación de estos, debido a que los momentos flectores actuantes en dicha placa es alto, teniendo en cuenta que se viene diseñando al 125% por tema de redundancia que indica la norma sismorresistente y hubo la necesidad de reforzar más los extremos de la placa y manteniendo acero vertical mínimo dentro del alma de la placa, en la memoria de cálculo se verá de manera más detallada la elaboración del diagrama de interacción, recalcando que se realizó los mismos pasos que el de un diagrama de interacción de una columna.

Las acciones que se mostrarán en la siguiente tabla corresponden a los del análisis sísmico de la placa tanto en la base y en la parte superior de la placa del primer nivel.

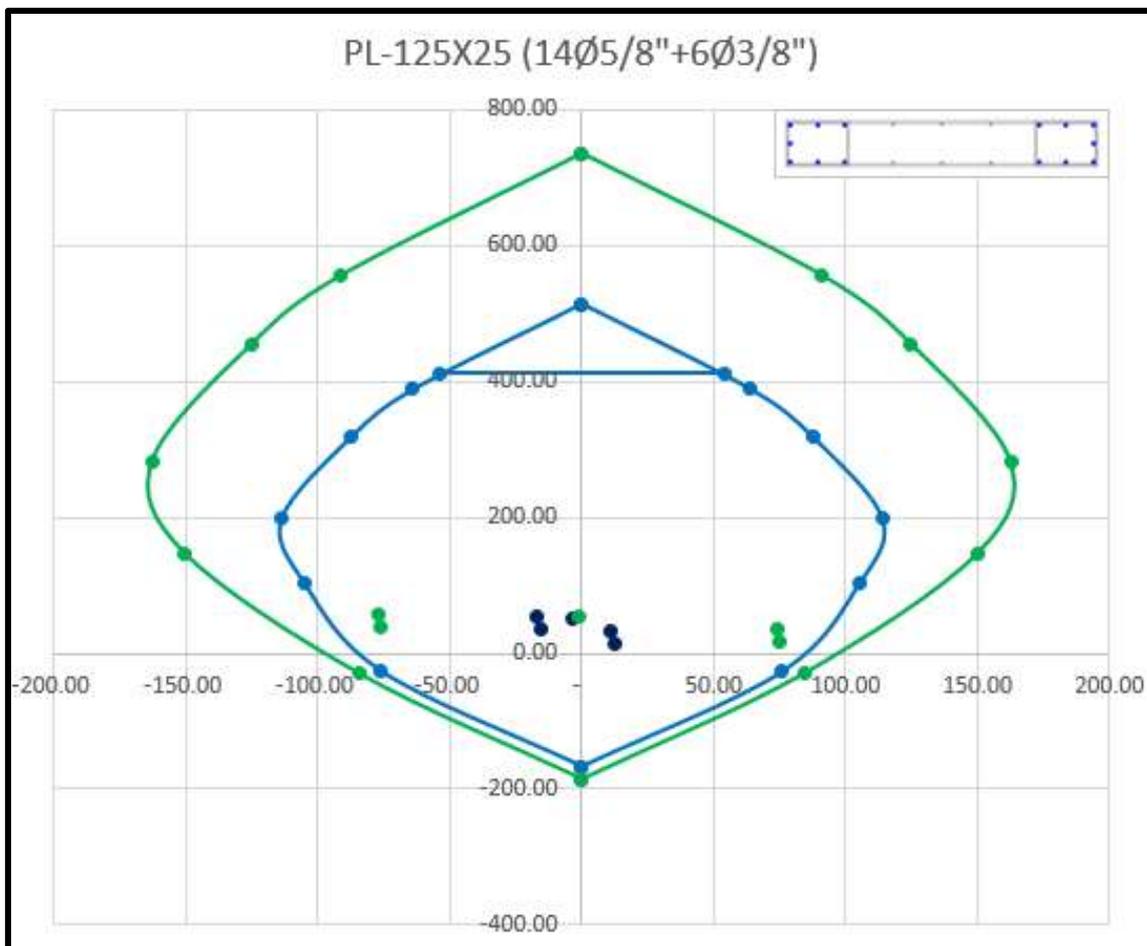
Tabla 103: Momento flector y carga axial superior e inferior de la placa en el eje "X"

SUPERIOR			INFERIOR		
C	Mu	Pu	C	Mu	Pu
1	-3.43	49.76	1	-1.35	53.64
2	12.36	13.74	2	74.90	16.24
3	-15.63	36.24	3	-76.37	38.73
4	11.07	31.47	4	74.46	34.94
5	-16.92	53.96	5	-76.81	57.43

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta las fuerzas axiales y momentos flectores amplificados en la base de la placa y en la parte superior, se procede a insertar dichos datos en el diagrama de interacción ya elaborado y queda como se muestra en la siguiente tabla:

Figura 96: Diagrama de interacción de la placa en el eje "X" y las 5 combinaciones



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la figura mostrada, se puede apreciar que los pares de acciones que actúan en la base y en la parte superior del elemento, están dentro del área del diagrama de interacción, se puede apreciar claramente que los valores de los momentos están cerca de la línea del diagrama resistente, por el cual se había indicado que acero con una cuantía

vertical superior al 1%. En ese sentido, el diseño queda verificado por flexión y el acero indicado es el correcto y el más óptimo.

- **DISEÑO POR CORTE**

El diseño por corte en muros de concreto armado es muy similar a las de las columnas, ya que ambos se comportan de manera muy similar, teniendo en cuenta disposiciones especiales para muros indicados en la norma de concreto armado, los cuales serán mostrados los más importantes. En la etapa anterior, se había definido el espaciamiento horizontal como $\emptyset 3/8" @ 0.20m$, el cual fue determinado mediante la cuantía mínima de 0.0020 usado para muros de concreto armado. En esta sección, se verificará si será necesario usar mayor cantidad de acero y/o menor espaciamiento del acero horizontal en el muro de corte.

Primeramente, vamos a definir la resistencia del concreto a fuerzas cortantes, el cual se define con la siguiente expresión:

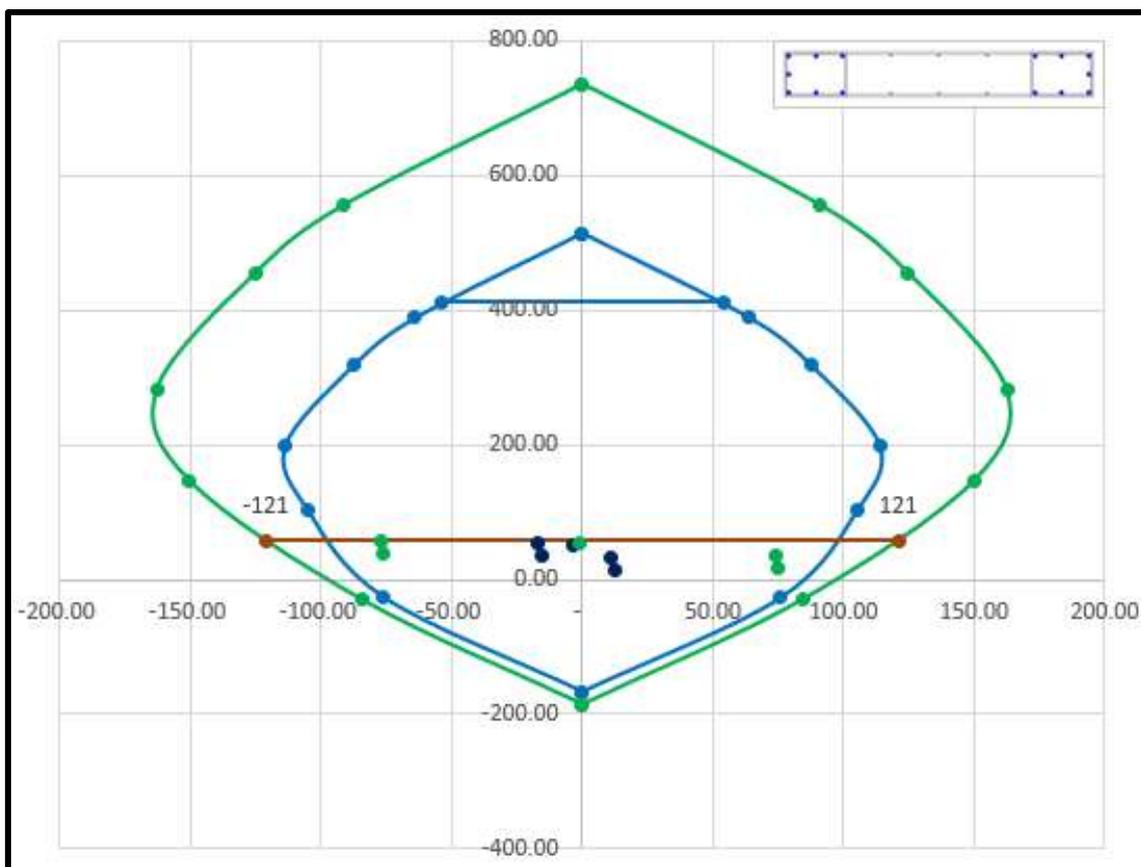
$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right) * b_w * d$$
$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{16000}{140 * 3125}\right) * 25 * 119$$
$$\emptyset V_c = 22.85 \text{ tonf}$$

Conocida la resistencia del concreto a corte, se procede a determinar la fuerza cortante ultima de acuerdo al análisis estructural, teniendo en cuenta la redundancia estructural que indica que elementos que resistan más del 30% de la cortante basal, deben de ser diseñados al 125%, se obtiene que el cortante último $V_u = 21.40 \text{ tonf}$ y un momento ultimo de $M_u = 77.10 \text{ tonf.m}$ en la parte inferior del muro de corte. Sin embargo, la norma dentro de las disposiciones especiales para muro de concreto reforzado indica que el cortante ultimo no puede ser inferior a la siguiente expresión:

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

De esta última expresión ya se conoce la cortante última y el momento flector último proveniente del análisis estructural al 125%; sin embargo, no se tiene aún el momento nominal asociado a la carga axial mayor del diagrama de interacción, el cual será mostrado en la siguiente figura:

Figura 97: Momento nominal asociado a la carga axial máxima



Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura anterior, el momento nominal asociado a la carga axial máxima amplificada del análisis estructural es $M_n = 121 \text{ tonf.m}$; teniendo todos los datos, se procede a determinar la cortante última mínima a usarse.

$$V_u = 21.40 * \left(\frac{121}{77.10} \right) = 33.58 \text{ tonf}$$

La cortante última mayor a usar es el determinado en la anterior expresión por el cual se realizará el diseño con dicho valor, consideraciones especiales de muros para el diseño por corte es limitar la resistencia nominal $V_n = 2.6 * \sqrt{f'c} * A_w c = 117.74 \text{ tonf}$; así mismo, el concreto no debe exceder $V_c = A_c w * (a_c * \sqrt{f'c})$, donde $a_c = 0.53$, debido a que la relación mayor a 2 de la altura y largo con el que cuenta el muro, teniendo como aporte máximo del concreto $V_c = 24.00 \text{ tonf}$. Teniendo todas estas consideraciones presentes, se procede a realizar el cálculo para el espaciamiento del acero horizontal o estribos muy similar a las columnas con la siguiente expresión:

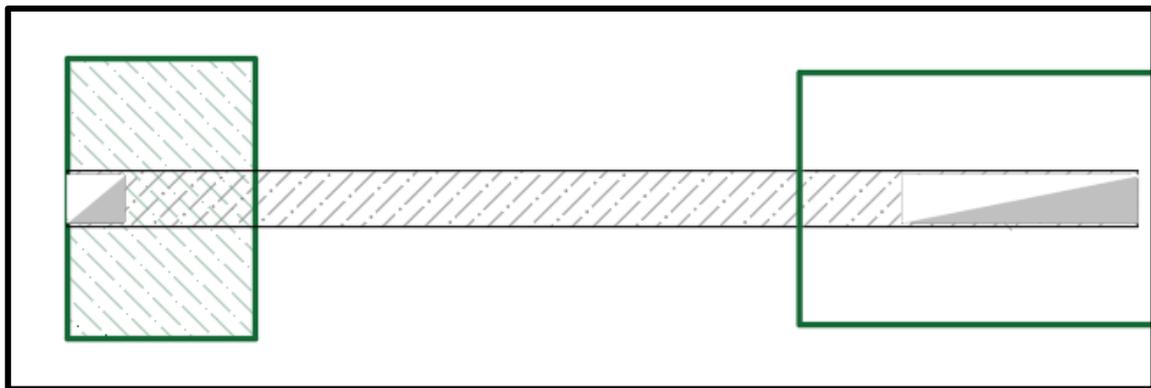
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = 43 \text{ cm}$$

De igual forma, existen límites para el espaciamiento de los estribos en las placas que se deben de cumplir, el menor de los valores obtenidos de la siguientes expresiones: $16\phi bl$ (20.32), $48\phi e$ (45.72), *ancho menor del elemento* (25.00), teniendo como resultado que el espaciamiento menor es de 20cm, igual al que se había propuesto inicialmente, quedando el espaciamiento de los estribos de 3/8 a cada 0.20m.

4.7.1.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES

El diseño de las zapatas también debe de ser diseñadas por resistencia al igual que el resto de elementos, para la ilustración del diseño se tomará como ejemplo la zapata del eje 2A al igual que la columna que fue diseñada, debido a que esta zapata está en el límite del terreno, se plantea que sea conectada a la zapata central a través de una viga de cimentación como se aprecia en la siguiente figura.

Figura 98: Planteamiento de la zapata conectada



Fuente: Elaboración propia

Teniendo en claro que la cimentación a diseñar es una zapata combinada, se procede a iniciar con el diseño de la zapata y la viga de cimentación que los une.

- **PREDIMENSIONAMIENTO**

Primeramente, se mostrarán los datos para el diseño de la zapata:

f_y	4200 kg/cm ²
f'_c	210 kg/cm ²
Esf adm	1.69 kg/cm ²
L	4.575 m
Pz	1.08 %

La siguiente tabla muestra las acciones de los dos elementos verticales que integran la zapata combinada, con el cual se realizarán los diseños de la zapata y la viga de cimentación.

Figura 99: Acciones en la parte inferior de la columna C-01

C-01			X-01		
Sección	0.30	0.25	Sección	1.25	0.25
Pm	12.22	tonf	Pm	30.54	tonf
Pv	2.08	tonf	Pv	6.40	tonf
Mmx	-0.35	tonf.m	Mmx	-0.82	tonf.m
Mvx	-0.11	tonf.m	Mvx	-0.12	tonf.m
Msx	1.19	tonf.m	Msx	48.41	tonf.m
Psx	2.59	tonf	Psx	7.20	tonf
Mmy	0.14	tonf.m	Mmy	0.26	tonf.m
Mvy	0.02	tonf.m	Mvy	0.07	tonf.m
Msy	0.46	tonf.m	Msy	2.38	tonf.m
Psy	13.77	tonf	Psy	1.78	tonf

Fuente: Elaboración propia

Con estos resultados, se realizará el predimensionamiento de la zapata externa con la expresión siguiente:

$$A_{req} = \frac{Pm * 1.20}{\sigma_{adm} - 3}$$

Donde Pm es la carga axial en servicio que transmite la columna, σ_{ult} es el esfuerzo admisible del terreno determinado en el estudio de mecánica de suelos realizado para el presente proyecto.

$$A_{req} = \frac{(12.22 + 2.08) * 1.20}{16.9 - 3} = 1.23 \text{ m}^2$$

Debido a que la zapata es perimetral, se debe tener en cuenta que debe ser más ancho que largo para reducir la excentricidad y finalmente reducir el momento que será generado por las cargas axiales de la columna, en ese sentido se plantea una zapata rectangular de 1.50X1.00, teniendo una excentricidad $e = 0.35 \text{ m}$, y un área colocada de 1.50 m^2 mayor a la requerida, por consiguiente se procede al siguiente paso.

- **VERIFICACIÓN DE PRESIONES**

Luego del predimensionamiento, se procede a verificar las presiones en las 4 esquinas de la zapata bajo condiciones de cargas de gravedad, otra con sismo horario y otra con sismo anti horario, se determinará las reacciones de la zapata

para posterior a ello determinar las presiones de la respectiva zapata, dichas reacciones serán determinadas según las siguientes expresiones:

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L}$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L}$$

Donde $P1$ y $P2$ son las cargas axiales de la columna y placa respectivamente, al igual que $M1$ y $M2$, la longitud $L = 4.575m$ medida de eje a eje de la zapata.

CASO 01 (SOLO CARGAS DE GRAVEDAD)

Para el cálculo de $P1$, $P2$, $M1$ y $M2$ solo se considerará las acciones de gravedad y quedaría según las siguientes expresiones:

$$P1 = 12.22 + 2.08 = 14.30 \text{ tonf}$$

$$P2 = 30.54 + 6.40 = 36.94 \text{ tonf}$$

$$M1 = -0.35 - 0.11 = -0.46 \text{ tonf.m}$$

$$M2 = -0.82 - 0.12 = -0.94 \text{ tonf.m}$$

Con estos resultados, se determina las reacciones $R1$ y $R2$ según las fórmulas mostradas anteriormente.

$$R1 = 15.70 \text{ tonf}$$

$$R2 = 35.54 \text{ tonf}$$

Finalmente, con las reacciones determinadas $R1$ y $R2$, se calcula las presiones considerando los momentos transversales de la zapata según las siguientes expresiones:

$$\sigma1 = \frac{15.70 * 1.075}{1.50 * 1.00} + \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 11.68 \text{ tonf/m}^2 \leq 16.90 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma2 = \frac{15.70 * 1.075}{1.50 * 1.00} - \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 10.83 \text{ tonf/m}^2 \leq 16.90 \text{ tonf/m}^2$$

Para el cálculo de las presiones transversales si se añaden las acciones de sismo y se determinan según las siguientes expresiones:

$$\sigma_{ts1} = \frac{(15.70 + 13.77) * 1.075}{1.00 * 1.50} + \frac{6 * (0.14 + 0.02 + 0.46)}{1.00 * 1.50^2} = 22.76 \leq 26.39$$

$$\sigma_{ts2} = \frac{(15.70 + 13.77) * 1.075}{1.00 * 1.50} - \frac{6 * (0.14 + 0.02 + 0.46)}{1.00 * 1.50^2} = 19.48 \leq 26.39$$

Como se puede apreciar en los 4 resultados, todos son inferiores a los límites establecidos, para el caso en el cual se considera sismo, se le añade el 30% de resistencia al suelo, ya que este es permitido por la norma E.060 por ser acciones que ocurren durante un lapso pequeño del tiempo.

CASO 02 (CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO ANTIHORARIO)

Para el cálculo de $P1$, $P2$, $M1$ y $M2$ solo se considerará las acciones de gravedad y sismo en el sentido antihorario y quedaría de la siguiente forma:

$$P1 = 12.22 + 2.08 + 2.59 = 16.89 \text{ tonf}$$

$$P2 = 30.54 + 6.40 + 7.20 = 44.14 \text{ tonf}$$

$$M1 = -0.35 - 0.11 - 1.19 = -0.65 \text{ tonf.m}$$

$$M2 = -0.82 - 0.12 - 48.41 = -49.35 \text{ tonf.m}$$

Con estos resultados se determina las reacciones $R1$ y $R2$ según las formulas mostradas anteriormente.

$$R1 = 29.33 \text{ tonf}$$

$$R2 = 31.70 \text{ tonf}$$

Finalmente, con las reacciones determinadas $R1$ y $R2$, se calcula las presiones considerando los momentos transversales de la zapata según las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{29.33 * 1.075}{1.50 * 1.00} + \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 21.45 \text{ tonf/m}^2 \leq 26.39 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{29.33 * 1.075}{1.50 * 1.00} - \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 20.59 \text{ tonf/m}^2 \leq 26.39 \text{ tonf/m}^2$$

Como se puede apreciar ambos resultados son inferiores a los límites establecidos por la capacidad del suelo amplificados al 130% según lo indicado anteriormente.

CASO 03 (CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO HORARIO)

Para el cálculo de $P1$, $P2$, $M1$ y $M2$ solo se considerará las acciones de gravedad y sismo en el sentido horario y quedaría de la siguiente forma:

$$P1 = 12.22 + 2.08 - 2.59 = 11.71 \text{ tonf}$$

$$P2 = 30.54 + 6.40 - 7.20 = 29.74 \text{ tonf}$$

$$M1 = -0.35 - 0.11 + 1.19 = 0.73 \text{ tonf.m}$$

$$M2 = -0.82 - 0.12 + 48.41 = 47.47 \text{ tonf.m}$$

Con estos resultados, se determina las reacciones $R1$ y $R2$ según las fórmulas mostradas anteriormente.

$$R1 = 2.07 \text{ tonf}$$

$$R2 = 39.38 \text{ tonf}$$

Finalmente, con las reacciones determinadas $R1$ y $R2$, se calcula las presiones considerando los momentos transversales de la zapata según las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{2.07 * 1.075}{1.50 * 1.00} + \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 1.91 \text{ tonf/m}^2 \leq 26.39 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{2.07 * 1.075}{1.50 * 1.00} - \frac{6 * (0.14 + 0.02)}{1.00 * 1.50^2} = 1.06 \text{ tonf/m}^2 \leq 26.39 \text{ tonf/m}^2$$

Como se puede apreciar, ambos resultados son inferiores a los límites establecidos por la capacidad del suelo amplificados al 130% según lo indicado anteriormente.

Se ha evaluado las presiones en los 3 casos diferentes y en ninguno la presión es superior a 1 ni menor a 0, por lo que no existe presiones en tracción, quedando las dimensiones en planta como se planteó en la etapa del

predimensionamiento. El esfuerzo más crítico de todos los calculados es $\sigma_{ts1} = 22.76 \text{ tonf/m}^2$ bajo condiciones de sismo transversalmente; por ende, debería de determinarse las reacciones y presiones bajo estas condiciones de carga para así determinar el esfuerzo último; sin embargo, es permisible multiplicar a este resultado por 1.25 que es el coeficiente del sismo de acuerdo a las combinaciones de carga, quedando de la siguiente manera:

$$\sigma_{ult} = 1.25 * 22.76 = 28.45 \text{ tonf/m}^2$$

- **VERIFICACIONES POR PUNZONAMIENTO Y POR CORTE**

Teniendo la presión última como resultado de las acciones sobre el terreno, determinados en el último párrafo, se procede a realizar las verificaciones por corte y punzonamiento de la zapata, para el cual se propone un peralte $H = 0.40 \text{ m}$ y las dimensiones de 1.50×1.00 determinados en la etapa anterior.

Se realizará la verificación por punzonamiento para el cual se determina los siguientes parámetros:

$$d = 0.30 \text{ m}$$

$$B_c = 1.20$$

$$L_i = 0.45 \text{ m}$$

$$B_i = 0.55 \text{ m}$$

$$b_o = 1.45 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 30$$

De acuerdo a la norma de concreto armado, la resistencia a fuerza cortante brindada por el concreto será el menor valor de las 3 expresiones siguientes:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$

Quedando como resultados de la siguiente manera:

$$V_c = 89.09 \text{ tonf}$$

$$V_c = 139.68 \text{ tonf}$$

$$V_c = 66.82 \text{ tonf}$$

Así mismo, se tiene un límite, el cual no debe superarse, dada por la siguiente expresión:

$$V_c \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 1.45 * 0.30 = 69.34 \text{ tonf}$$

Se puede apreciar que el valor de V_c calculo es inferior a dicho límite por lo que se tiene que la resistencia del concreto a fuerzas cortantes es:

$$\phi V_c = 0.85 * 66.82 = 56.80 \text{ tonf}$$

Para determinar la fuerza actuante en el área de punzonamiento que es a una distancia "d" de la cara de apoyo, se determinará de la siguiente manera:

$$V_u = \sigma_{ult} * (A_t - A_o)$$

$$V_u = 28.45 * (1.50 - 0.25) = 35.64 \text{ tonf}$$

Siendo la fuerza cortante actuante inferior a la resistente, concluyendo que la zapata resiste a fuerzas de cortante por punzonamiento.

Para la verificación por corte de la zapata, se tendrá que realizarse para ambos sentidos principales, longitudinalmente y transversalmente, la resistencia a corte se determinará según la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

Los resultados de la fuerza cortante resistente y resistente se resumen la siguiente tabla:

Tabla 104: Resultados por corte en ambos sentidos

VERIFICACION POR CORTE			
LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
ϕV_c	29.38 ton	ϕV_c	19.59 tonf
X	0.40 m	Y	0.33 m
V_u	17.07 ton	V_u	9.25 tonf

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar claramente que la resistencia al corte es mayor a la fuerza cortante actuante debido las cargas de la estructura. De esta forma, se tiene ya definidas las dimensiones en planta y en elevación de la zapata.

• DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de la zapata es muy idéntico al de una viga colgante, se usan las mismas expresiones para determinar la resistencia a flexión de la viga, las que se muestran a continuación:

$$\phi Mn = 0.9 * \left(As * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Donde:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Sin embargo, para facilitar el cálculo se usarán las tablas de Ku vs ρ ; en tal sentido, se determinará el Ku para cada dirección de análisis, teniendo en cuenta que el momento último es $Mu = 10.46 \text{ tonf.m}$ para el sentido longitudinal y $Mu = 5.56 \text{ tonf.m}$ para el sentido transversal, con estos datos se determina la cantidad de acero a usar quedando como resultado los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 105: Resultados del diseño por flexión de la zapata

LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
Mu	10.46 tonf.m	Mu	5.56 tonf.m
As col	10.32 cm ² 8Ø1/2"	As col	6.45 cm ² 5Ø1/2"
a	1.62 cm	a	1.52 cm
ϕMn	11.39 tonf.m	ϕMn	7.13 tonf.m

Fuente: Elaboración propia

4.7.2. DISEÑO EN ALBAÑILERÍA

La estructura del presente proyecto cuenta con un sistema estructural de albañilería confinada en el sentido "Y", por el cual se realizarán los cálculos necesarios siguiendo lo establecido en la norma E.070 de albañilería.

4.7.2.1. VERIFICACIÓN EN MUROS

- **ESPESOR EFECTIVO**

El espesor efectivo del muro se considera sin el tarrajeo y para la zona 3 deberá cumplir con la siguiente expresión (22 pág. 8):

$$t \geq \frac{h}{20} = \frac{2.6}{20} = 0.13m$$

Los muros que se plantean desde el primer nivel son muros de soga que tienen un espesor efectivo de 0.13m, según la expresión anterior se puede apreciar que cumple con el espesor mínimo de muro.

- **ESFUERZO AXIAL MÁXIMO**

Se determina el esfuerzo axial máximo en los muros de albañilería bajo condición de servicio incluyendo el 100% de la sobrecarga y este debe ser inferior como se muestra en la siguiente expresión (22 pág. 8):

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

En la siguiente tabla, se aprecia el cálculo del esfuerzo axial máximo como se indicó anteriormente y los límites a cumplir.

Tabla 106: Cálculo de esfuerzo axial máximo de los muros en el primer nivel.

Muro	L	t	h	Pm	Esfuerzo axial maximo	$0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$	$\leq 0,15 f'_m$
	m	m	m	tonf	tonf/m2	tonf/m2	tonf/m2
Tercer nivel							
Y-01	12.75	0.15	2.6	10.87	5.68	106	105
Y-02	12.75	0.15	2.6	8.34	4.36	106	105
Segundo nivel							
Y-01	12.75	0.15	2.6	29.18	15.26	106	105
Y-02	12.75	0.15	2.6	21.77	11.38	106	105
Primer nivel							
Y-01	12.75	0.15	2.6	49.03	25.64	106	105
Y-02	12.75	0.15	2.6	38.45	20.10	106	105

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se puede concluir que el esfuerzo máximo alcanzados por ambos muros de albañilería confinada en sus 3 niveles 25.64 tonf/m^2 no superando así 106 tonf/m^2 y 105 tonf/m^2 , de esta forma se garantiza que no existan fallas por pandeo en los muros.

- **APLASTAMIENTO**

La verificación de esfuerzos por aplastamiento se determina cuando existe una carga puntual en el plano del muro de albañilería, el cual no debe superar el $0.375 f'_m$. Para nuestro caso, se tiene dos muros sobre los cuales se apoyan las vigas chatas, las vigas que se encuentran entre los ejes 2-3 y 3-4 entre los ejes B-C. Como se aprecia en la siguiente tabla, estos valores no superan lo indicado por la norma E.070.

Tabla 107: Control de aplastamiento de muros en el primer nivel

APLASTAMIENTO										
Muro	Elemento	L	t	h	P muro	P viga	P total	Esfuerzo axial	0.375*f'm	ESTADO
		m	m	m	tonf	tonf	tonf	tonf/m2	tonf/m2	
Primer nivel										
Y-02	V-CH-01-02	0.51	0.15	2.6	0.358	1.016	1.37	17.96	262.5	OK
Y-02	V-CH-01-03	0.51	0.15	2.6	0.358	0.518	0.88	11.45	262.5	OK

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la tabla anterior, se aprecia que el esfuerzo axial generado por las vigas chatas sobre el muro de albañilería no supera el límite máximo establecido por el reglamento, concluyéndose que no existirá aplastamiento local en dichas zonas del muro estructural de albañilería.

4.7.2.2. DENSIDAD DE MUROS

Para la zona sísmica 3, es necesario que todos los muros perimetrales y aquellos que absorban más del 10% de la fuerza cortante sean reforzados. Así mismo, será necesario que cada dirección principal de la estructura cuente con una densidad mínima de muros de acuerdo a la siguiente expresión mostrada anteriormente (22 pág. 9):

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

Primeramente, se determinará el área de corte de los muros en la dirección Y, los cuales se muestran a continuación:

Tabla 108: Cálculo del área de muros reforzados en el primer nivel

Muro	Espesor del muro	Longitud del muro	L.t
[--]	[m]	[m]	[m2]
	0.130	3.63	0.471
Y-01	0.130	2.50	0.325
	0.130	2.50	0.325
	0.130	4.08	0.530
Y-02	0.130	3.63	0.471
	0.130	2.50	0.325
	0.130	2.50	0.325
	0.130	4.08	0.530
Total			3.302

Fuente: Elaboración propia

Con la expresión de cálculo de densidad de muros se determinó que la densidad de muros es $\frac{3.302}{107.80} = 0.0306$, superior a la mínima calculada de acuerdo a los parámetros de sitio y estructura que es 0.0225, el cual ya se ha determinado en secciones anteriores.

4.7.2.3. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

El análisis de muros confinados de albañilería se realiza para dos condiciones, una que es el sismo **moderado** y otra que es el **severo**. Debido a que los sismos moderados son los más frecuentes es que se realiza un control de fisuración para esta condición y este no debe fisurarse. Se considera que el muro se fisura cuando $V_e > 0.55 V_m$, donde V_e es la fuerza cortante producida por el sismo moderado y V_m es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal del muro de albañilería y se determina según la siguiente expresión (22 pág. 10):

$$V_m = 0,5 v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

Tabla 109: Control de fisuración y resistencia al agrietamiento diagonal del muro

Muro	Ve (severo)	Ve (moderado)	Me (severo)	Me (moderado)	α	t m	L m	Pg tonf	Vm tonf	0.55Vm tonf	ESTADO
	tonf	tonf	tonf.m	tonf.m							
Tercer nivel											
Y-01	20.25	10.125	27.17	13.585	1.00	0.15	12.75	10.5	79.87	43.93	OK
Y-02	20.61	10.305	24.17	12.085	1.00	0.15	12.75	8.2	79.34	43.64	OK
Segundo nivel											
Y-01	38.36	19.18	67.16	33.58	1.00	0.15	12.75	26.78	83.62	45.99	OK
Y-02	40.56	20.28	66.32	33.16	1.00	0.15	12.75	20.35	82.14	45.18	OK
Primer nivel											
Y-01	43.44	21.72	114.88	57.44	1.00	0.15	12.75	44.61	87.72	48.24	OK
Y-02	47.12	23.56	122.94	61.47	1.00	0.15	12.75	35.69	85.66	47.12	OK

Fuente: Elaboración propia

En la tabla anterior, se aprecia el cálculo de los parámetros para determinar la fuerza cortante resistente asociada al agrietamiento diagonal del muro, se aprecia que este es mayor a la fuerza cortante producida por el sismo moderado, por lo cual se puede decir que los muros no se agrietan.

Otro factor a determinar es la verificación de la resistencia al corte del edificio según la siguiente expresión (22 pág. 10):

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

Las resistencias al corte de los muros han sido determinadas en la última tabla y serán sumados por cada piso y comparados con la cortante de cada piso, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 110: Resistencia al corte de todo el edificio

Muro	Ve (severo)	Vm		VE	R>3 Est.elastico	ESTADO
	tonf	tonf		tonf		
Tercer nivel						
Y-01	20.25	79.87	159.21	40.90	3.89	OK
Y-02	20.61	79.34				
Segundo nivel						
Y-01	38.36	83.62	165.75	35.70	4.64	OK
Y-02	40.56	82.14				
Primer nivel						
Y-01	43.44	87.72	173.38	23.80	7.28	OK
Y-02	47.12	85.66				

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar, los resultados la resistencia por corte en el primer nivel del edificio es $V_m = 173.38 \text{ tonf}$, y la fuerza cortante actuante bajo condiciones del sismo severo es $V_e = 23.80 \text{ tonf}$, obteniendo una relación mayor a 3, comprobando de esta forma que el edificio se comporta elásticamente.

Adicionalmente, es necesario el cálculo para determinar si es necesario la adición de acero de refuerzo o no. Con los datos ya obtenidos se determina la siguiente tabla:

Tabla 111: Agrietamiento diagonal en los pisos superiores y fuerzas de diseño

Muro	Ve (severo)	Ve (moderado)	Vm1	Ve1	R	Vu	Me (severo)	Me (moderado)	Mu	Vm	ESTADO
	tonf	tonf	tonf	tonf	---	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf.m	tonf	
Tercer nivel											
Y-01	20.25	10.125	87.72	21.72	3	30.38	27.17	13.585	40.76	79.87	OK
Y-02	20.61	10.305	85.66	23.56	3	30.92	24.17	12.085	36.26	79.34	OK
Segundo nivel											
Y-01	38.36	19.18	87.72	21.72	3	57.54	67.16	33.58	100.74	83.62	OK
Y-02	40.56	20.28	85.66	23.56	3	60.84	66.32	33.16	99.48	82.14	OK
Primer nivel											
Y-01	43.44	21.72	87.72	21.72	3	65.16	114.88	57.44	172.32	87.72	OK
Y-02	47.12	23.56	85.66	23.56	3	70.68	122.94	61.47	184.41	85.66	OK

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se puede apreciar que ambos muros no necesitan acero horizontal en ambos muros confinados, ni en ninguno de los pisos o niveles por cumplir la condición.

4.7.2.4. DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

La norma E.070 de diseño en albañilería establece expresiones para determinar fuerza cortante, compresión y tracción en cada columna de confinamiento del primer nivel y de los muros agrietados, debido a que no existen muros agrietados, se usará los valores de la siguiente tabla para determinar las fuerzas en las columnas del primer nivel.

Tabla 112: Expresiones para fuerzas internas de la columna de confinamiento

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: Norma E.070 Albañilería (22)

Según la tabla anterior se pasó a determinar las fuerzas internas de corte, compresión y tracción para columnas internas y externas de ambos muros de confinamiento como se muestra a continuación:

Figura 100: Cálculo de fuerzas internas de columnas de confinamiento

Muro	C	L	Lm	Vm1	Nc	Vc		h	Pc			M	F	T		C	
						INTERIOR	EXTERIOR		col	muro				INTERIOR	EXTERIOR	INTERIOR	EXTERIOR
Primer nivel																	
Y-01	C-01	12.75	6.375	87.72	5		10.96	2.60	13.14	7.19	20.33	172.32	13.52		0.00		33.85
	C-02					7.31			10.01	12.08	22.09			0.00		13.15	
	C-03					7.31			9.37	9.665	19.035			0.00		10.09	
	C-04					7.31			9.7	12.455	22.155			0.00		13.21	
	C-05						10.96			11.35	7.68			19.03		0.00	
Y-01	C-06	12.75	6.375	85.66	5		10.71	2.60	10.56	5.94	16.5	184.41	14.46		0.00		30.96
	C-07					7.14			8.28	9.9	18.18			0.00		9.45	
	C-08					7.14			7.34	7.65	14.99			2.48		6.26	
	C-09					7.14			7.19	9.32	16.51			0.96		7.78	
	C-10						10.71			7.73	5.63			13.36		1.10	

Fuente: Elaboración propia

Posterior a la determinación de fuerzas internas en la columna de confinamiento se procede a realizar la determinación de la sección de la columna a través del diseño por compresión y corte fricción. Así mismo, esta área no deberá ser menor a 15 veces el espesor de la columna.

- DISEÑO POR COMPRESION Y CORTE FRICCIÓN

El diseño de la columna por compresión está en función al área del núcleo central rodeado por los estribos de confinamiento de la armadura de la columna, esta área del núcleo se determinará con la siguiente expresión (22 pág. 11):

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

Donde $\phi = 0.70$ para estribos cerrados y $\delta = 0.80$ para columnas sin muros transversales.

Así mismo, se usará las siguientes dos expresiones (22 pág. 12):

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

Siguiendo lo indicado en la norma de diseño en albañilería, se prosiguió con diseño de las columnas de confinamiento como se detallará en los planos, con fines de demostración se mostrará el diseño detallado de una de las columnas de confinamiento (C-01) en la siguiente tabla:

Tabla 113: Diseño por compresión de la columna de confinamiento

Diseño por compresión		
As	cm2	7.74
fy	kg/cm2	4200
f'c	kg/cm2	210
C	kgf	33845
An	cm2	118.68
Ac	cm2	221.83

Fuente: Elaboración propia

Tabla 114: Diseño por corte fricción de la columna de confinamiento

Diseño por corte fricción		
Vc	kgf	10965
Acf	cm2	307.13
Ac req	cm2	307.13
Ac col	cm2	750.00

Fuente: Elaboración propia

En realidad, se viene verificando dicha sección y cantidad de acero colocada, ya que estos fueron definidos mediante el diagrama de interacción, en vista de que en el sentido transversal es parte del pórtico resistente. Posterior a ello, se verifica el acero longitudinal de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 115: Determinación del acero longitudinal en columna de confinamiento

Longitudinal		
T	kgf	0
Asf	cm2	3.84
Ast	cm2	0.00
As	cm2	3.84
As min	cm2	3.75
ESTADO		OK

Fuente: Elaboración propia

Luego de la determinación de la sección transversal del concreto y la cantidad de acero longitudinal de la columna de confinamiento, se procede al cálculo de los estribos de confinamiento de la columna, dentro de una zona de confinamiento de $1.50d$ o 45cm , el que sea mayor, dentro de esta zona de confinamiento los estribos serán distribuidos por la menor medida de cualquiera de las siguientes expresiones (22 pág. 12):

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3t_n \cdot f'_c (A_c/A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v \cdot f_y}{0,12t_n \cdot f'_c}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Con estas expresiones se determina S_1, S_2, S_3 y S_4 , los cuales se muestran en la siguiente tabla:

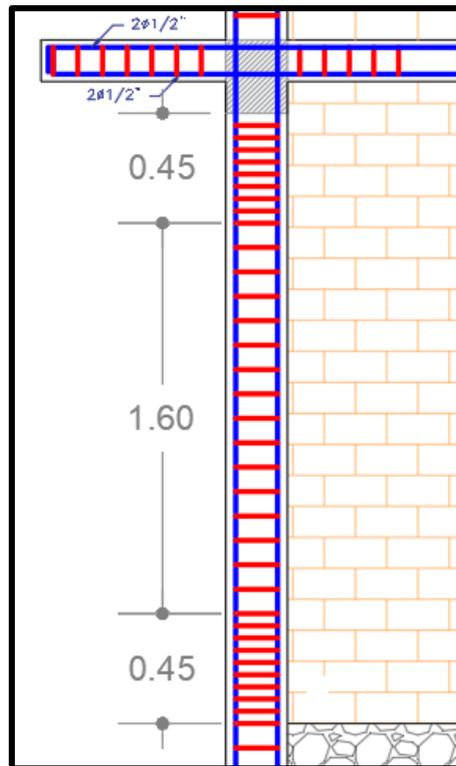
Tabla 116: Determinación de espaciamientos para estribos de confinamiento de columnas

Estrigos de confinamiento		
Av	cm ²	1.00
An col	cm ²	456
tn	cm	19
s1	cm	5
s2	cm	9
s3	cm	6
s4	cm	10

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se puede concluir que el espaciamiento de los estribos en la zona confinada será de 5.00 cm como se aprecia en la siguiente figura:

Figura 101: Diseño final de columna de confinamiento



Fuente: Elaboración propia

4.7.2.5. DISEÑO DE VIGAS DE ARRIOSTRE

El diseño de vigas soleras correspondientes al primer nivel se diseñan a tracción pura para soportar una fuerza de T_s el cual se determina con las siguientes expresiones (22 pág. 12):

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

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8\text{mm})$$

La siguiente tabla muestra el diseño de las dos vigas soleras del primer nivel:

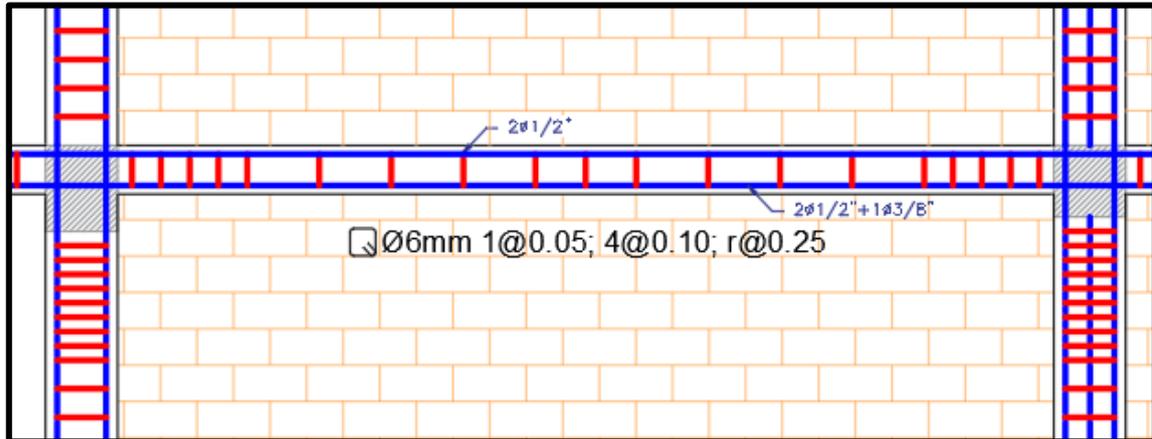
Tabla 117: Cálculo de acero longitudinal de las vigas soleras del primer nivel

Viga solera	L m	Lm m	Vm1 tonf	Ts tonf	As cm2	As min cm2	As col cm2	Estribos mínimos
Y-01/01	12.75	6.375	87.72	21.93	5.80	1.70	5.87	Ø6mm 1@0.05; 4@0.10; r@0.25
Y-01/02				21.93	5.80	1.70	5.87	
Y-01/03				21.93	5.80	1.70	5.87	
Y-01/04				21.93	5.80	1.70	5.87	
Y-02/01	12.75	6.375	85.66	21.42	5.67	1.70	5.87	Ø6mm 1@0.05; 4@0.10; r@0.25
Y-02/02				21.42	5.67	1.70	5.87	
Y-02/03				21.42	5.67	1.70	5.87	
Y-02/04				21.42	5.67	1.70	5.87	

Fuente: Elaboración propia

Según el cálculo de acero requerido, se necesita un área de 5.80cm^2 y se colocó $4\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$ con un área total de 5.87cm^2 , mayor a lo requerido por cálculo. Para determinar los estribos de confinamiento de la viga solera, no existe cálculo alguno; sin embargo, la norma brinda diámetros y espaciamientos mínimos como se muestra a continuación.

Figura 102: Diseño final de vigas soleras del primer nivel



Fuente: Elaboración propia

Con esta viga, terminamos el diseño de las columnas de confinamiento y vigas soleras del primer piso, el diseño de las columnas de confinamiento y vigas soleras del segundo nivel y el tercero están en la memoria de cálculo adjunto al presente informe.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE AMBAS ESTRUCTURAS

5.1. GENERALIDADES

El objetivo del presente informe de investigación es determinar la diferencia de costos entre una vivienda con diseño sismorresistente y una vivienda convencional con el fin de promover que las personas decidan realizar sus diseños estructurales con profesionales con la capacidad necesaria de manera que la vivienda tenga seguridad ante un movimiento sísmico a un costo razonable, dichos costos serán determinados a nivel de costo directo incluyendo el IGV dentro del análisis de costos unitarios de cada partida, para la estructura del presupuesto se tomará en cuenta el Reglamento Nacional de Metrados de Edificaciones. Así mismo, todos los metrados y el presupuesto será desarrollado netamente para la estructura de la vivienda, sin considerar los acabados e instalaciones sanitarias y eléctricas por estar fuera de la delimitación del presente informe.

5.2. ANÁLISIS DE COSTOS DE LA VIVIENDA CONVENCIONAL

Para determinar los costos de la vivienda convencional se realizará muy similar al de un presupuesto de una obra, teniendo una lista de partidas con sus respectivos análisis de precios unitarios y su metrado, "Partida" según CAPECO (29) "Se denomina así a cada uno de los rubros o partes en que se divide convencionalmente una obra para fines de medición, evaluación y pago", es así que el presente presupuesto será ordenado en función a las partidas que tengan que ver con la estructura en sí.

5.2.1. METRADOS

Metrados según CAPECO (29) "Se define así al conjunto ordenado de datos obtenidos o logrados mediante lecturas acotadas, preferentemente, y con excepción con lecturas a escala, es decir, utilizando escalímetro." El mismo autor recomienda realizar un estudio integral de los planos de diferentes especialidades para el caso de edificaciones, en lo posible usar la relación de partidas y sus respectivas unidades del Reglamento Nacional de Metrados para Obras de Edificación (30).

Según lo descrito anteriormente, se realizó el metrado de toda la estructura existente que fue evaluado y analizado como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 118: Resumen de metrados de partidas de la estructura existente

RESUMEN DE METRADOS - ESTRUCTURA EXISTENTE			
Tesis : "ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO Y ECONÓMICO DE UNA VIVIENDA CON DISEÑO SISMORRESISTENTE Y UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO EN EL 2021"			
Universidad : UNIVERSIDAD CONTINENTAL			
Fecha : MARZO - 2021			
ITEM	PARTIDA	TOTAL	UND
ESTRUCTURAS			
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.01	EXCAVACION PARA CIMIENTOS HASTA 1.00m DE PROFUNDIDAD	17.39	M3
01.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS HASTA 1.60m DE PROFUNDIDAD	49.92	M3
01.03	RELLENO Y COMPACTACION MANUAL CON MATERIAL PROPIO	27.24	M3
01.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30.00ml	50.09	M3
01.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	50.09	M3
02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.01	CONCRETO PARA SOLADO DE ZAPATAS C:H-1:12 E=4"	31.20	M2
02.02	CONCRETO PARA CIMIENTOS CORRIDOS C:H-1:10+30%P.G.	28.66	M3
02.03	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS C:H-1:8+25%P.M.	7.17	M3
02.04	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE SOBRECIMENTOS	59.40	M2
02.05	CONCRETO PARA FALSO PISO C:H-1:10 E=4"	79.03	M2
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.01	ZAPATAS		
03.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS F' C=210 kg/cm ²	15.60	M3
03.01.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200kg/cm ² GRADO 60	295.04	KG
03.02	COLUMNAS		
03.02.01	CONCRETO PARA COLUMNAS F' C=210 kg/cm ²	9.00	M3
03.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE COLUMNAS	144.00	M2
03.02.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200kg/cm ² GRADO 60	1,821.57	KG
03.03	VIGAS		
03.03.01	CONCRETO PARA VIGAS F' C=210 kg/cm ²	12.53	M3
03.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE VIGAS	104.40	M2
03.03.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200kg/cm ² GRADO 60	2,478.64	KG
03.04	LOSA ALIGERADA EN TECHO ESPESOR = 0.20m		
03.04.01	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 cm PARA TECHO ALIGERADO	1,970.00	UND
03.04.02	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA F' C=210 kg/cm ²	18.92	M3
03.04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE LOSA ALIGERADA	237.00	M2
03.04.04	ACERO DE REFUERZO Fy=4200kg/cm ² GRADO 60	364.94	KG
04	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
04.01	MURO DE SOGA SOLIDO	229.85	M2
04.02	MURO DE CABEZA SOLIDO	250.40	M2

Fuente: Elaboración propia

En la tabla anterior se mostró el resumen de metrados de partidas de la vivienda existente (Vivienda convencional); como ya se mencionó en capítulos anteriores, solo se cuantificará partidas que correspondan a lo que es la estructura y la división de ambientes que son los muros de albañilería.

5.2.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El presupuesto a nivel de costo directo de una edificación está en función a los metrados y al análisis de precios unitarios (APU) de cada partida; Los costos directos a su vez, están divididos en: a) Mano de obra, b) Materiales y c) Equipos y herramientas. Estos últimos en

conjunto hacen el costo directo de un proyecto y forman parte del análisis de precios unitarios que será visto en esta sección.

- **MANO DE OBRA**

Dentro de mano de obra se considera el aporte de cada personal obrero para cada partida, existiendo diferentes categorías como operario, oficial y peón; estas son las categorías que están establecidas por el gremio de construcción civil; así mismo, sus respectivos honorarios que se modifican cada año.

Según la mano de obra de los precios unitarios de las partidas a usar, se tiene el siguiente personal de acuerdo a su categoría:

- Capataz
- Operario
- Oficial
- Peón
- Operador de equipo liviano

Dentro de una obra de construcción es muy importante el rendimiento de cada trabajador y de la cuadrilla según la partida, ya que gran parte del presupuesto se va en el pago del personal obrero. Para efectos de esta investigación, se tomará en cuenta los honorarios establecidos por el régimen de construcción civil en sus 3 categorías principales y sus secundarias.

- **MATERIALES**

Debido a que en la presente investigación solo se toca la especialidad de estructuras, se verán los materiales comunes como cemento, agregados, ladrillos, madera, acero de refuerzo, etc. Los precios de cada uno de estos materiales e insumos serán obtenidos de cotizaciones respectivas para que la investigación sea lo más real posible. Dichas cotizaciones de insumos serán realizadas en la ciudad de Huancayo y serán adjuntadas en el presente informe.

- **EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS**

En la presente investigación, no se tiene el uso de maquinaria de línea amarilla para su ejecución, se cuenta con máquinas livianas como compactadores, mezcladoras, vibradores, winches y herramientas menores. Dichos equipos también están considerados hora-máquina, por lo que se tendrá cotizaciones al igual que los materiales e insumos.

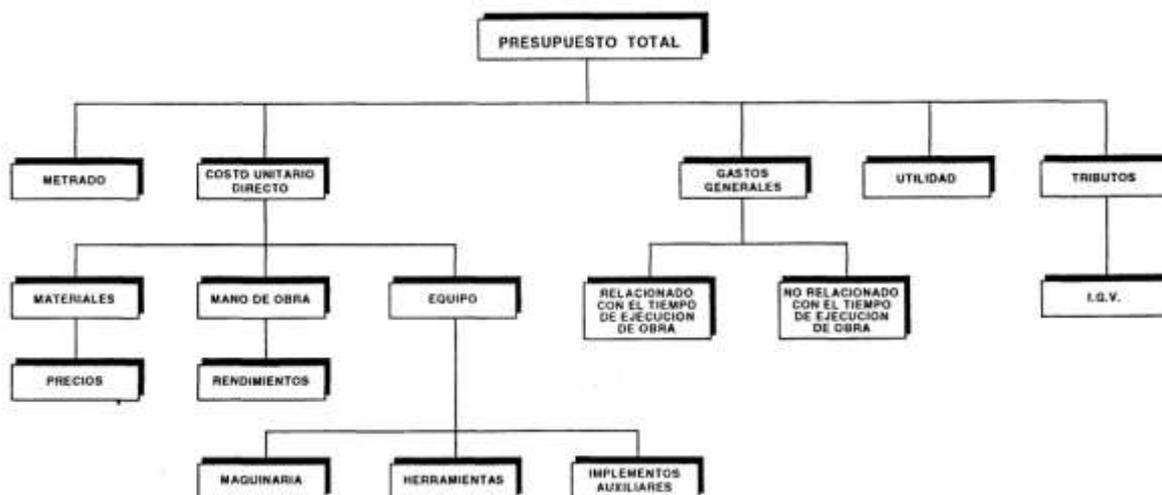
Debido a que no es parte de esta investigación realizar el análisis de precios unitarios de cada partida, se tendrá en cuenta lo indicado y mostrado en el libro "Costos y Presupuestos en Edificaciones" (29). En este libro existen APU's de partidas que son usados

generalmente para obras de edificación. Estos análisis de precios unitarios serán adjuntados en el presente informe como anexos.

5.2.3. PRESUPUESTO DE OBRA

Obtenidos los metrados y los análisis de precios unitarios de cada partida con su respectiva estructura como ya se mostró, se procede a realizar el presupuesto a nivel de costo directo como ya se justificó con anterioridad, dichos costos unitarios de cada partida cuentan ya con el impuesto general de ventas (IGV).

Figura 103: Estructura general de un presupuesto de obra



Fuente: Elaboración propia

En la figura anterior, se aprecia la estructura de un presupuesto de obra, un resumen de lo mencionado e indicado en párrafos anteriores.

Considerando el reglamento nacional de metrados y los análisis de precios unitarios de las partidas, se procede a realizar el presupuesto de obra de la vivienda convencional (existente) de la estructura con sus respectivas divisiones. A continuación, se mostrará el presupuesto de obra a nivel de costo directo incluyendo el IGV.

Tabla 119: Presupuesto de obra de vivienda convencional

Item	Descripción	Unid.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,803.30
01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS HASTA 1.0m DE PROFUNDIDAD	m3	17.39	41.77	726.38
01.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS HASTA 1.60m DE PROFUNDIDAD	m3	49.92	66.83	3,336.15
01.03	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	m3	27.24	81.01	2,206.71
01.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30ml	m3	50.09	27.85	1,395.01
01.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	50.09	22.74	1,139.05
02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				16,982.56
02.01	CONCRETO PARA SOLADO DE ZAPATAS C.H - 1:12 E=4"	m2	31.20	36.91	1,151.99
02.02	CONCRETO PARA CIMENTOS CORRIDOS C.H - 1:10+30%PG	m3	28.66	229.75	6,584.64
02.03	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS C.H - 1:8+25%PM	m3	7.17	266.61	1,911.59
02.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE SOBRECIMENTOS	m2	59.40	89.62	5,323.43
02.05	CONCRETO PARA FALSO PISO C.H - 1:10 E=4"	m2	79.03	25.45	2,011.31
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				114,604.97
03.01	ZAPATAS				8,403.83
03.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS Fc=210kg/cm2	m3	15.60	416.29	6,494.12
03.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	295.04	6.47	1,908.91
03.02	COLUMNAS				31,575.57
03.02.01	CONCRETO PARA COLUMNAS Fc=210kg/cm2	m3	9.00	620.65	5,585.85
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE COLUMNAS	m2	144.00	98.64	14,204.16
03.02.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,821.57	6.47	11,785.56
03.03	VIGAS				33,819.40
03.03.01	CONCRETO PARA VIGAS Fc=210kg/cm2	m3	12.53	444.81	5,573.47
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE VIGAS	m2	104.40	115.03	12,009.13
03.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,478.64	6.47	16,036.80
03.04	LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL Est. 20m				41,006.97
03.04.01	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 15x30x30cm PARA LOSA ALIGERADA	und	1,970.00	4.72	9,298.40
03.04.02	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA Fc=210kg/cm2	m3	18.52	457.70	8,659.68
03.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA	m2	237.00	87.29	20,687.73
03.04.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	364.94	6.47	2,361.16
04	OBRAS DE ALBAÑILERIA				58,094.63
04.01	MURO DE SOGA SOLIDO	m2	229.85	92.76	21,320.89
04.02	MURO DE CABEZA SOLIDO	m2	250.40	146.96	36,773.74
	Costo Directo				198,485.46

Fuente: Elaboración propia

Según la tabla anterior se muestra el presupuesto de la estructura de la vivienda existente en el cual se aprecia que se tiene un monto de S/ 198,485.46 para la ejecución de la vivienda. Si bien es cierto que no es el monto real usado para la construcción de la vivienda existente, pero es un monto referencial, ya que se desconoce el monto con el cual fue construido; sin embargo, brinda una referencia ya que los materiales usados para su construcción sí es coherente en cantidad.

5.3. ANÁLISIS DE COSTOS DE LA VIVIENDA SISMORRESISTENTE

El análisis que se le dará para determinar el costo de la estructura de la vivienda sismorresistente será el mismo que se dio al de la vivienda convencional, se utilizará los mismos análisis de costos unitarios. La intención de la presente investigación es optimizar en los posible los recursos a utilizar para de esta manera reducir los costos en materiales y finalmente reducir el costo de construcción de la vivienda que se propone con la garantía de que sea sismorresistente y pueda evitar la pérdida de vidas humanas en caso ocurriese un movimiento sísmico.

En caso de existir partidas nuevas o diferentes a las de la vivienda convencional, de igual manera serán las que se muestran en la bibliografía de CAPECO. Así mismo, los precios y costos de insumos nuevos serán a partir de una cotización que muestre el precio real y actual de dichos materiales, así como el resto de los recursos necesarios para dicha ejecución.

5.3.1. METRADOS

Para realizar los metrados para la estructura sismorresistente que se propone en esta investigación, se sigue las recomendaciones del reglamento nacional de metrados para obras de edificación, estos metrados fueron cuantificados en función a los planos de estructuras y arquitectura elaborados por el autor de la presente investigación, en la siguiente tabla se muestran los metrados de la estructura incluyendo los muros tabiques como divisiones de los ambientes.

Tabla 120: Resumen de metrados de la vivienda sismorresistente

RESUMEN DE METRADOS - ESTRUCTURA PROPUESTA			
Tesis : "ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO Y ECONÓMICO DE UNA VIVIENDA CON DISEÑO SISMORRESISTENTE Y UNA VIVIENDA CONVENCIONAL EN LA PROVINCIA DE HUANCAYO EN EL 2021"			
Universidad : UNIVERSIDAD CONTINENTAL			
Fecha : MARZO - 2021			
ITEM	PARTIDA	TOTAL	UND
ESTRUCTURAS			
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS HASTA 1.0m DE PROFUNDIDAD	10.60	M3
01.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS HASTA 1.60m DE PROFUNDIDAD	40.65	M3
01.03	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION HASTA 1.60m DE PROFUNDIDAD	14.98	M3
01.04	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	20.85	M3
01.05	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30m	61.94	M3
01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA DE 1km	61.94	M3
02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.01	CONCRETO PARA SOLADO DE ZAPATA C:H-1:12 E=4"	25.41	M2
02.02	CONCRETO PARA CIMIENTOS CORRIDOS C:H-1:10+30%P.G.	17.85	M3
02.03	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS C:H-1:8+25%P.M.	3.21	M3
02.04	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE SOBRECIMENTOS	49.49	M2
02.05	CONCRETO PARA FALSO PISO C:H-1:10 E=4"	84.95	M2
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.01	ZAPATAS		
03.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS F'c=210kg/cm ²	10.16	M3
03.01.02	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	397.60	KG
03.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.02.01	CONCRETO PARA VIGAS DE CIMENTACION F'c=210kg/cm ²	4.80	M3
03.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE VIGAS DE CIMENTACION	19.34	M2
03.02.03	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	883.56	KG
03.03	COLUMNAS		
03.03.01	CONCRETO PARA COLUMNAS F'c=210kg/cm ²	7.51	M3
03.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE COLUMNAS	116.66	M2
03.03.03	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	1,228.04	KG
03.04	PLACAS		
03.04.01	CONCRETO PARA PLACAS F'c=210kg/cm ²	5.31	M3
03.04.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE PLACAS	51.00	M2
03.04.03	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	786.69	KG
03.05	COLUMNETAS		
03.05.01	CONCRETO PARA COLUMNETAS F'c=175kg/cm ²	3.50	M3
03.05.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE COLUMNETAS	55.06	M2
03.05.03	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	543.78	KG
03.06	VIGAS		
03.06.01	CONCRETO PARA VIGAS F'c=210kg/cm ²	14.72	M3
03.06.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE VIGAS	87.25	M2
03.06.03	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	1,528.92	KG
03.07	LOSA ALIGERADA UNIDIRECCION E=0.17m		
03.07.01	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 12x30x30 PARA LOSA ALIGERADA	1,885.51	UND
03.07.02	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA F'c=210kg/cm ²	18.09	M3
03.07.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL DE LOSA ALIGERADA	237.93	M2
03.07.04	ACERO CORRUGADO Fy=4200kg/cm ²	896.34	KG
04	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
04.01	MURO DE SOGA KK 18 HUECOS	173.62	M2
04.02	MURO DE SOGA PANDERETA	288.57	M2

Fuente: Elaboración propia

5.3.2. PRESUPUESTO DE OBRA

Obtenido los metrados y los análisis de precios unitarios establecidos por CAPECO, se elabora el presupuesto de obra de la estructura sismorresistente propuesta como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 121: Presupuesto de obra de la vivienda sismorresistente

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,697.01
01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS HASTA 1.0m DE PROFUNDIDAD	m3	10.60	41.77	442.76
01.02	EXCAVACION PARA ZAPATAS HASTA 1.60m DE PROFUNDIDAD	m3	40.65	66.83	2,716.64
01.03	EXCAVACION PARA VIGAS DE CIMENTACION HASTA 1.40m DE PROFUNDIDAD	m3	14.98	47.73	715.00
01.04	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL PROPIO	m3	20.85	81.01	1,689.06
01.05	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA UNA DISTANCIA PROMEDIO DE 30m	m3	61.94	27.85	1,725.03
01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	61.94	22.74	1,408.52
02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				12,492.01
02.01	CONCRETO PARA SOLADO DE ZAPATAS C.H - 1:12 E=4"	m2	25.41	36.91	937.88
02.02	CONCRETO PARA CIMENTOS CORRIDOS C.H - 1:10+30%PG	m3	17.85	229.75	4,101.04
02.03	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS C.H - 1:8+25%PM	m3	3.21	266.61	855.82
02.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE SOBRECIMENTOS	m2	49.49	89.62	4,435.29
02.05	CONCRETO PARA FALSO PISO C.H - 1:10 E=4"	m2	84.95	25.45	2,161.98
03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				134,480.59
03.01	ZAPATAS				6,801.98
03.01.01	CONCRETO PARA ZAPATAS Fc=210kg/cm2	m3	10.16	416.29	4,229.51
03.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	397.60	6.47	2,572.47
03.02	VIGAS DE CIMENTACION				9,738.15
03.02.01	CONCRETO PARA VIGAS DE CIMENTACION Fc=210kg/cm2	m3	4.80	441.63	2,119.82
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	19.34	98.33	1,901.70
03.02.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	883.36	6.47	5,716.63
03.03	COLUMNAS				24,113.84
03.03.01	CONCRETO PARA COLUMNAS Fc=210kg/cm2	m3	7.51	620.65	4,661.08
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE COLUMNAS	m2	116.66	98.64	11,507.34
03.03.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,228.04	6.47	7,945.42
03.04	PLACAS				13,416.17
03.04.01	CONCRETO PARA PLACAS Fc=210kg/cm2	m3	5.31	620.65	3,295.65
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE PLACAS	m2	51.00	98.64	5,030.64
03.04.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	786.69	6.47	5,089.88
03.05	COLUMNETAS				10,958.66
03.05.01	CONCRETO PARA COLUMNETAS Fc=175kg/cm2	m3	3.50	574.08	2,009.28
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE COLUMNETAS	m2	55.06	98.64	5,431.12
03.05.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	543.78	6.47	3,518.26
03.06	VIGAS				26,478.08
03.06.01	CONCRETO PARA VIGAS Fc=210kg/cm2	m3	14.72	444.81	6,547.60
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL DE VIGAS	m2	87.25	115.03	10,036.37
03.06.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,528.92	6.47	9,892.11
03.07	LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL E=0.17m				42,955.71
03.07.01	LADRILLO HUECO DE ARCILLA DE 12x30x30cm PARA LOSA ALIGERADA	und	1,885.51	4.30	8,107.69
03.07.02	CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA Fc=210kg/cm2	m3	18.09	457.70	8,279.79
03.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA	m2	237.93	87.29	20,768.91
03.07.04	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	896.34	6.47	5,799.32
04	OBRAS DE ALBAÑILERIA				34,945.78
04.01	MURO DE SOGA KK 18 HUECOS	m2	173.62	77.17	13,398.26
04.02	MURO DE SOGA PANDERETA	m2	288.57	74.67	21,547.52
	Costo Directo				190,595.39

Fuente: Elaboración propia

5.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS EN AMBAS VIVIENDAS

En las dos secciones anteriores se determinó el costo de ambas viviendas. La vivienda convencional existente tiene un costo de S/ 198,485.46 y la vivienda sismorresistente propuesta, un costo de S/ 190,595.39, existiendo una diferencia de costos de S/7,890.07. Con estos costos finales se puede afirmar que la vivienda con diseño sismorresistente es más económica que la vivienda convencional que fue evaluada en esta investigación, se debe resaltar que en dichos montos solo se considera a nivel de costos directos incluyendo

el impuesto general de ventas. Se debe aclarar que dentro de estos costos no están incluidos la participación de los profesionales encargados de la elaboración del proyecto ni los profesionales que participarán dentro de la ejecución de la vivienda.

CONCLUSIONES

- El comportamiento estructural de la vivienda convencional evaluada en esta investigación es pésimo, ya que no cumple con parámetros mínimos establecidos por la norma sismorresistente como los desplazamientos laterales en el sentido "X" con una distorsión de 0.0096, superior a 0.007 que es el límite máximo. También presenta irregularidad torsional extrema en la dirección "X", debido a que estos resultados se obtuvieron de un modelo tal y cual fue construido la vivienda convencional, incluyendo los muros de soga y cabeza que no fueron aislados de la estructura, este es el principal motivo por el cual presenta irregularidades extremas.
- El comportamiento estructural de la vivienda con diseño sismorresistente que fue propuesta por el investigador, según el análisis y diseño estructural de acuerdo a la normativa vigente del Reglamento Nacional de Edificaciones, debería de ser el adecuado y capaz de resistir las fuerzas sísmicas y de gravedad, para zapatas, cimientos corridos, columnas, vigas y la losa aligerada de cada entrepiso. Respecto a las distorsiones de cada entrepiso, en la dirección "X" la distorsión máxima es inferior a 0.007 correspondiente a material predominante de concreto, para la dirección "Y" la distorsión máxima es inferior a 0.005 correspondiente al material predominante de albañilería, en ambos sentidos las distorsiones máximas no superan lo establecido por la norma E.030.
- De lo descrito en los párrafos anteriores, se puede concluir que la estructura de la vivienda con diseño sismorresistente cumple con los parámetros de la norma sismorresistente del Perú y que ante un movimiento sísmico debería de comportarse adecuadamente y no fallar intempestivamente tal cual indica la filosofía de la misma norma; así mismo, el comportamiento de la vivienda sismorresistente es mucho mejor que el de una vivienda convencional.
- El presupuesto de obra de la estructura de la vivienda convencional se determinó considerando análisis de precios unitarios de CAPECO, se realizó un metrado de partidas teniendo en cuenta el reglamento nacional de metrados en edificaciones, de ambos se procedió a formular el presupuesto de obra de la vivienda convencional con un monto final de S/ 198,485.46. Este presupuesto es a nivel de costo directo incluyendo el IGV como parte del precio unitario de cada insumo.
- Para determinar el presupuesto de obra de la estructura de la vivienda sismorresistente, se tomaron las mismas consideraciones para el análisis de precios unitarios y los metrados que los que se consideraron para la vivienda convencional, el presupuesto de obra de la vivienda sismorresistente es S/ 190,595.39. De lo último se concluye que una vivienda con diseño sismorresistente es más económica que una vivienda convencional, teniendo en

cuenta que la diferencia entre ambas estructuras es S/ 7,890.07. Con este resultado, se puede aseverar que una vivienda con diseño sismorresistente no es más costosa que una vivienda convencional, quedando validada la hipótesis general, la cual suponía que una vivienda con diseño sismorresistente es más económica y más segura que la vivienda convencional en la provincia de Huancayo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Espinosa Becerra, Enrique Francisco.** *Viviendas informales en Lima*. RPP, Lima, 26 de Setiembre de 2017.
2. **Tar buck, Edward y Lutgens, Frederick.** *Ciencias de la Tierra*. España : s.n., 2005.
3. **Flores de los Santos, Roberto Angel.** *Diagnostico preliminar de la vulnerabilidad sismica de las autoconstrucciones en Lima*. Lima : s.n., 2002.
4. **Tavera, Hernando.** *El terremoto de Pisco (Perú) del 15 de agosto de 2007 (7.9 Mw)*. Lima : s.n., 2008.
5. **Olaechea, Roberto.** *Cifras latentes que dejo el desastre de Pisco*. Lima, 15 de Agosto de 2019.
6. **Añazco, Martha.** Instituto Geofísico del Perú. [En línea] 12 de Setiembre de 2016. <https://www.igp.gob.pe/version-anterior/scts-estudia-falla-huaytapallana-junin>.
7. **Mabel Sagraria, Inga Lazaro y Ines Jackelyn, Perez Bonilla.** *Migración, diversidad cultural e integracion social en la ciudad de Huancayo*. Huancayo : s.n., 2013.
8. **Tavera, Hernando, Agüero, Consuelo y Fernández, Efraín.** *Catálogo general de isosistas para sismos peruanos*. Lima : s.n., 2016.
9. **Instituto Nacional de Estadística e Informática.** *Censos Nacionales 2007*. Lima : s.n., 2007.
10. —. *Censos Nacionales 2017*. Lima : s.n., 2018.
11. **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.** *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima : s.n., 2018.
12. **Talin Peza, José Alberto.** *Análisis y diseño de un edificio de mamposteria en la Ciudad de México*. 2017.
13. **Yugcha Quilumba, Bolívar Iván.** *Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha*. Quito : s.n., 2018.
14. **Ochoa Ramón, Jacqueline Vanessa y Ulcuango Merino, Franklin David.** *Estudio de la seguridad sismica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos*. Quito : s.n., 2014.
15. **Delgado Soto, Alex Paúl.** *Aplicación del sistema de Gestión de Riesgo de Desastres Sísmicos (GRDS) en las edificaciones de albañilería confinada en el distrito de Huancayo*. Huancayo : s.n., 2016.
16. **Vega Guzman, Alexander Oscar.** *Diseño de un edificio en Lince*. Lima : s.n., 2017.

17. **Peralta Marticorena, Ayar Peralta.** *Evaluación y ventajas de una albañilería construida con ladrillos artesanales y otra con industriales en la provincia de Huancayo.* Lima : s.n., 2016.
18. **Torres Zamudio, Luis.** *El arte de detallar reflejado en el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos más un sótano.* Huancayo : s.n., 2019.
19. **Ottazzi Pasino, Gianfranco.** *Diseño en Concreto Armado.* Lima : s.n., 2011.
20. **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.** *Norma Técnica E.060 Concreto Armado.* Lima : s.n., 2009.
21. **Morales Morales, Roberto.** *Diseño en Concreto Armado.* Lima : s.n., 2010.
22. **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.** *Norma Técnica E.070 Albañilería.* Lima : s.n., 2006.
23. —. *Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones.* Lima : s.n., 2018.
24. **Centauro Ingenieros.** *Informe de Capacidad Portante.* Huancayo : s.n., 2019.
25. **Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.** *Norma Técnica E.020 Cargas.* Lima : s.n., 2006.
26. **HIBBELER, RUSSELL C.** *Mecánica de Materiales.* Ciudad de México : Pearson Education, 2011.
27. **Blanco Blasco, Antonio.** *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.* Lima : s.n.
28. **Sanchez Arevalo, Natividad.** *Herramientas estructurales para el aprendizaje de diseño en concreto armado.* Huancayo : s.n., 2019.
29. **Ramos Salazar, Jesús.** *Costos y Presupuestos en Edificaciones.* Lima : CAPECO, 2010.
30. **Ministerio de Vivienda, Saneamiento .** *Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas.* Lima : s.n., 2011.
31. **Rubiños Montenegro, Álvaro César.** *Propuesta de reconstrucción pot-terremoto de viviendas de adobe reforzado.* Lima : s.n., 2009.