



FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITETURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE
ALBAÑILERÍA DE CUATRO NIVELES CON DISEÑO
SISMICO DINAMICO, EN LA CIUDAD DE ICA, 2016**

PRESENTADO POR EL BACHILLER

QUISPE GUTIERREZ HENRY

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

ICA - PERÚ

2016

DEDICATORIA:

A Dios por guiar mis pasos y haberme permitido llegar hasta el final de mi formación como profesional y persona.

AGRADECIMIENTO:

A mis amados padres y hermanos, a los que estoy muy agradecido por su constante apoyo durante el desarrollo de mi carrera profesional.

RECONOCIMIENTO:

Alas autoridades y docentes de la Universidad Alas Peruanas – Escuela profesional de Ingeniería Civil, quienes me han brindado su apoyo conocimientos y experiencias de trabajo durante los cinco años de formación profesional

INDICE

CARATULA	I
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
RECONOCIMIENTO	IV
INDICE	V
RESUMEN	XV
ABSTRACT	XVI
ITRODUCCION.....	XVII

CAPÍTULO I :PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 DESCRIPCION DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA	1
1.2 DELIMITACION DE LA INVESTIGACION	4
1.2.1 Delimitación Espacial	4
1.2.2 Delimitación Temporal	4
1.3 PROBLEMAS DE INVESTIGACION	
1.3.1 Problema Principal	4
1.3.2 Problemas Específicos	5
1.4 OJETIVOS DE LA INVESTIGACION	
1.4.1 Objetivo General	5
1.4.2 Objetivos Específicos	5
1.5 HIPOTESIS Y VARIABLES	
1.5.1 Hipótesis General	6
1.5.2 Hipótesis Específicos	6
1.5.3 Variables (Operacionalizacion)	6

1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION	
1.6.1 Tipo y Nivel de la Investigación	7
a) Tipo de Investigación	7
b) Nivel de Investigación	7
1.6.2 Método y Diseño de la Investigación	7
a) Método de Investigación	7
b) Diseño de Investigación	7
1.6.3 Población y muestra de la Investigación	8
a) Población	8
b) Muestra	8
1.6.4 Técnicas E Instrumentos de la Investigación	9
c) Técnicas	9
d) Instrumentos	9
1.6.5 Justificación, Importancia y Limitaciones	9
c) Justificación	9
d) Importancia	10

CAPÍTULO II :MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION	12
2.2 BASES TEORICAS	16
2.3 DEFINICION DE TERMINOS BASICOS	162

CAPÍTULO III :PRESENTACION, ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

3.1 REVISION GRAFICA DE LOS RESULTADOS	164
3.1.1 Resultado de Fuerza Sísmica Calculados con Etabs	164
3.1.2 Control de Desplazamiento Laterales Permisibles	167
3.2 CONCLUSIONES	169
3.3 RECOMENDACIONES	171
3.4 FUENTES DE INFORMACION	172
3.5 ANEXOS	174
3.5.1 Matriz de Consistencia	175

3.5.2 Diagrama de Momento	176
3.5.3 Vista en 3D de carga Distribuida	177
3.5.4 Localización de la Edificación	179
3.5.5 Planos	180

INDICE DE GRAFICOS

Foto N°01: Falla por Piso Blando.....	2
Foto N°02: Vista en 3D de Fachada	178
Foto N°03: Vista en 3D de Interiores	178
Foto N°04: Ubicación de la Edificación	179
Foto N°05: Ubicación de la Edificación (Vista aérea).....	179

INDICE DE TABLAS

Tabla N°01: Último reporte sísmico N° 334	2
Tabla N°02: Vivienda Particulares y Tasa de Crecimiento.....	4
Tabla N°03: Microzonificación de la Ciudad de Ica.....	21
Tabla N°04: Parámetro de Sitio	32
Tabla N°05: Factor de Suelo “S”	32
Tabla N°06: Periodos “Tp” y “TI”	33
Tabla N°07: Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso	35
Tabla N°08: Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso	35
Tabla N°09: Sistemas Estructurales	36
Tabla N°10: Desplazamiento Laterales.....	36
Tabla N°11: Detalle de Arquitectura.....	39
Tabla N°12: Vista en planta de la configuración de muros de albañilería y placas de concreto armado.....	40
Tabla N°13: Muros en la Dirección Y-Y	42
Tabla N°14: Muros en la Dirección Y-Y	42
Tabla N°15: Muros en la Dirección Y-Y	43
Tabla N°16: Muros en la Dirección Y-Y	43
Tabla N°17: Muros en la Dirección Y-Y	44
Tabla N°18: Muros en la Dirección Y-Y	44

Tabla N°19: Muros en la Dirección Y-Y	45
Tabla N°20: Muros en la Dirección Y-Y	45
Tabla N°21: Muros en la Dirección X-X	46
Tabla N°22: Muros en la Dirección X-X	46
Tabla N°23: Muros en la Dirección X-X	47
Tabla N°24: Muros en la Dirección X-X	47
Tabla N°25: Muros en la Dirección X-X	48
Tabla N°26: Muros en la Dirección X-X	48
Tabla N°27: Muros en la Dirección X-X	49
Tabla N°28: Muros en la Dirección X-X	49
Tabla N°29: Parámetro de Densidad	50
Tabla N°30: Sección Transformada	50
Tabla N°31: Densidad de Muros en X-X	51
Tabla N°32: Densidad de Muros en Y-Y	51
Tabla N°33: Áreas tributarias	52
Tabla N°34: Esfuerzo Axial Máximo Y-Y	53
Tabla N°35: Esfuerzo Axial Máximo Y-Y	54
Tabla N°36: Esfuerzo Axial Máximo X-X	54
Tabla N°37: Esfuerzo Axial Máximo X-X	55
Tabla N°38: Centro de Masa	56
Tabla N°39: Centro de Masa	56
Tabla N°40: Centro de Masa	57
Tabla N°41: Centro de Masa	57
Tabla N°42: Calculo de Rigidez YY	58
Tabla N°43: Calculo de Rigidez YY	58
Tabla N°44: Calculo de Rigidez XX	59
Tabla N°45: Calculo de Rigidez XX	59
Tabla N°46: Fuerza Cortante	60
Tabla N°47: Evaluación de la Fuerza Sísmica	60
Tabla N°48: Periodo Fundamental	60
Tabla N°49: Factor de Reducción	60
Tabla N°50: Fuerza sísmica por altura	61

Tabla N°51: Fuerza sísmica por Niveles	62
Tabla N°52: Excentricidad	62
Tabla N°53: Cortante de Diseño	63
Tabla N°54: Cortante de Diseño	63
Tabla N°55: Control de Fisuración	64
Tabla N°56: Control de Fisuración	64
Tabla N°57: Control de Fisuración	65
Tabla N°58: Control de Fisuración	65
Tabla N°59: Control de Fisuración	66
Tabla N°60: Control de Fisuración	66
Tabla N°61: Control de Fisuración	67
Tabla N°62: Control de Fisuración	67
Tabla N°63: Control de Fisuración	68
Tabla N°64: Control de Fisuración	68
Tabla N°65: Control de Fisuración	69
Tabla N°66: Control de Fisuración	69
Tabla N°67: Parámetros definidos	70
Tabla N°68: Periodo Fundamental	70
Tabla N°69: Periodos y Frecuencias	71
Tabla N°70: Aceleración Espectral	73
Tabla N°71: Fuerzas Internas	74
Tabla N°72: Fuerzas Internas en Columnas	74
Tabla N°73: Fuerzas Internas en Columnas	74
Tabla N°74: Fuerzas Internas en Columnas	75
Tabla N°75: Fuerzas Internas en Columnas	75
Tabla N°76: Fuerzas Internas en Columnas	76
Tabla N°77: Fuerzas Internas en Columnas	76
Tabla N°78: Fuerzas Internas en Columnas	77
Tabla N°79: Fuerzas Internas en Columnas	77
Tabla N°80: Fuerzas Internas en Columnas	78
Tabla N°81: Fuerzas Internas en Columnas	78
Tabla N°82: Fuerzas Internas en Columnas	79

Tabla N°83: Fuerzas Internas en Columnas	79
Tabla N°84: Fuerzas Internas en Columnas	80
Tabla N°85: Fuerzas Internas en Columnas	80
Tabla N°86: Fuerzas Internas en Columnas	81
Tabla N°87: Fuerzas Internas en Columnas	81
Tabla N°88: Formula para el diseño del extremo superior de la columna.....	82
Tabla N°89: Confinamiento de las Columnas	82
Tabla N°90: Confinamiento de las Columnas	83
Tabla N°91: Confinamiento de las Columnas	83
Tabla N°92: Confinamiento de las Columnas	84
Tabla N°93: Área neta de compresión.....	85
Tabla N°94: Área neta de Compresión	85
Tabla N°95: Área neta de compresión.....	86
Tabla N°96: Área neta de Compresión	86
Tabla N°97: Sección y Refuerzo.....	87
Tabla N°98: Sección y Refuerzo.....	87
Tabla N°99: Sección y Refuerzo.....	88
Tabla N°100: Sección y Refuerzo.....	88
Tabla N°101: Diseño de Soleras.....	89
Tabla N°102: Diseño de Soleras.....	89
Tabla N°103: Diseño de Soleras.....	90
Tabla N°104: Diseño de Soleras.....	90
Tabla N°105: Diseño por Corte y Fricción.....	91
Tabla N°106: Diseño por Corte y Fricción.....	91
Tabla N°107: Diseño por Corte y Fricción.....	92
Tabla N°108: Diseño por Corte y Fricción.....	92
Tabla N°109: Viga Dintel.....	93
Tabla N°110: Diseño por Fuerza Cortante en Viga Dintel.....	94
Tabla N°111: Viga Dintel.....	95
Tabla N°112: Diseño por Fuerza Cortante en Viga Dintel.....	96
Tabla N°113: Viga Dintel.....	97
Tabla N°114: Diseño por Fuerza Cortante en Viga Dintel.....	98

Tabla N°115: Viga Dintel.....	99
Tabla N°116: Diseño por Fuerza Cortante en la Viga Dintel.....	100
Tabla N°117: Diseño por Cargas de Servicio	101
Tabla N°118: Diseño por Cargas de Servicio	101
Tabla N°119: Diseño por Cargas de Servicio	102
Tabla N°120: Diseño por Cargas de Servicio	102
Tabla N°121: Diseño por Sismo Estático	103
Tabla N°122: Diseño por Sismo Estático	103
Tabla N°123: Diseño por Sismo Estático	104
Tabla N°124: Diseño por Sismo Estático	104
Tabla N°125: Diseño de vigas	108
Tabla N°126: Diseño de vigas por Flexión.....	108
Tabla N°127: Calculo de Resistencia Nominal	109
Tabla N°128: Diseño de Vigas por Corte	109
Tabla N°129: Ingreso de Datos.....	111
Tabla N°130: Ingreso de Datos.....	112
Tabla N°131: Cálculo de Fs.....	112
Tabla N°132: Cálculo de Ms	113
Tabla N°133: Cálculo de Fs.....	114
Tabla N°134: Cálculo de Ms	115
Tabla N°135: Resultado de Fuerza Interna.....	116
Tabla N°136: Diagrama de Interacción	117
Tabla N°137: Diagrama de Interacción	117
Tabla N°138: Diagrama de Interacción.....	118
Tabla N°139: Entrada de Datos	118
Tabla N°140: Entrada de Datos	120
Tabla N°141: Diseño por Corte y fricción.....	120
Tabla N°142: Diseño por Corte y fricción.....	120
Tabla N°143: Diseño por Corte y fricción.....	120
Tabla N°144: Diseño por Corte y fricción.....	121
Tabla N°145: Diseño por Corte y fricción.....	121
Tabla N°146: Diseño por Corte y fricción.....	121

Tabla N°147: Diseño por Corte y fricción	121
Tabla N°148: Diseño por Deslizamiento	122
Tabla N°149: Ingreso de Datos	123
Tabla N°150: Ingreso de Datos	124
Tabla N°151: Cálculo de Fs	125
Tabla N°152: Cálculo de Ms	125
Tabla N°153: Cálculo de Fs	126
Tabla N°154: Cálculo de Ms	127
Tabla N°155: Resultado de la Fuerza Interna	128
Tabla N°156: Diagrama de Interacción	129
Tabla N°157: Diagrama de Interacción	129
Tabla N°158: Diagrama de Interacción	130
Tabla N°159: Entrada de Datos	130
Tabla N°160: Entrada de Datos	132
Tabla N°161: Diseño por Corte y Fricción.....	132
Tabla N°162: Diseño por Corte y Fricción.....	132
Tabla N°163: Diseño por Corte y Fricción.....	133
Tabla N°164: Diseño por Corte y Fricción.....	133
Tabla N°165: Diseño por Corte y Fricción.....	133
Tabla N°166: Diseño por Corte y Fricción.....	133
Tabla N°167: Diseño por Corte y Fricción.....	134
Tabla N°168: Diseño por Deslizamiento	134
Tabla N°169: Losa Aligerada	135
Tabla N°170: Entrada de Datos	135
Tabla N°171: Metrado de Cargas	136
Tabla N°172: Cargas Amplificadas	136
Tabla N°173: Condición de Análisis.....	136
Tabla N°174: Diseño por Método de Coeficientes de ACI	137
Tabla N°175: Diseño de Refuerzo	141
Tabla N°176: Distribución del Refuerzo.....	141
Tabla N°177: Detalle de Fundación del Cimiento	142
Tabla N°178: Área de la Zapata	143

Tabla N°179: Detalle de Fundación del Cimiento	146
Tabla N°180: Área de la Zapata	146
Tabla N°181: Detalle de Fundación del Cimiento	149
Tabla N°182: Área de la Zapata	150
Tabla N°183: Carga Distribuida	152
Tabla N°184: Carga Distribuida	154
Tabla N°185: Longitud de Escalera	155
Tabla N°186: Longitud de Escalera	156
Tabla N°187: Refuerzo de Sobrecimiento.....	157
Tabla N°188: Definición de Propiedades de Material.....	159
Tabla N°189: Entrada de Datos de la Sección Rectangular	159
Tabla N°190: Entrada de Datos de Aligerado	160
Tabla N°191: Entrada de Datos de Muro de Albañilería	160
Tabla N°192: Entrada de Datos de Muro de Albañilería	161
Tabla N°193: Entrada de Datos de Placa de Concreto.....	161
Tabla N°194: Visualización de Deformada	165
Tabla N°195: Visualización de Deformada	165
Tabla N°196: Resultado de Fuerza Cortante (ETABS)	166
Tabla N°197: Coeficiente Estático Informático y Peso de la Estructura.....	167
Tabla N°198: Desplazamiento por Piso	167
Tabla N°199: Verificación de Desplazamientos “Y”	168
Tabla N°200: Verificación de Desplazamientos “X”	168
Tabla N°201: Diagrama de Viga VP(15X40) en Escalera	176
Tabla N°202: Diagrama de Fuerza Cortante en Muro.....	176
Tabla N°203: Carga Distribuida de Parapeto en Ventanas.....	177
Tabla N°204: Carga Distribuida de Parapeto en Azotea.....	177

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el Analizar y realizar el diseño estructural de una edificación de albañilería confinada, de cuatro niveles según el reglamento nacional de edificaciones que permita un adecuado y optimo comportamiento de la estructura ante sollicitaciones sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016.

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de 312.825 m², con un área techada de 252 m², distribuido de modo que cada piso cuente con dos departamentos.

Para el diseño del edificio, se emplearon muros de albañilería confinada y placas de concreto armado. Se buscó una distribución que garantice una rigidez adecuada en ambas direcciones con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y evitar la torsión.

Las conclusiones a las que se llegó son las siguientes:

La distribución de los muros de albañilería, en la estructura se ajustó a la geometría en planta para evitar, los efectos de torsión producidos por los sismos. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio, en cuanto a su comportamiento sísmico, además se concluye que el mejor comportamiento sísmico, se encuentra al ubicar las placas de concreto armado en la zona de la escalera como un núcleo rígido.

Los programas y hojas de cálculo constituyen herramientas de gran ayuda, pero se debe entender que cualquier error, se reflejara en los resultados, por lo tanto no se debe ver como un programa de introducir datos.

El criterio del ingeniero estructural es la parte fundamental en el análisis y diseño, los programas solo facilitan los procesos.

PALABRAS CLAVE: albañilería confinada, placa de concreto armado, torsión, desplazamiento lateral, programas de cálculo.

ABSTRACT

This thesis aims to analyze and structural design of a confined masonry building, four levels according to the National Building Regulations to provide adequate and optimal behavior of the structure under seismic stresses, in the city of Ica; 2016.

The building is projected onto a rectangular area of 312,825 m², with a covered area of 252 m², distributed so that each floor is fitted with two departments.

For the design of the building, it confined masonry walls and reinforced concrete plates were used. distribution to ensure adequate stiffness in both directions in order to control the lateral displacements and avoid twisting sought.

The conclusions that were reached are:

The distribution of masonry walls in the structure geometry adjusted to the ground to avoid the effects of torque produced by earthquakes. Symmetry is critical to the efficiency of the building in their seismic behavior also concludes that the best seismic behavior is by placing reinforced concrete plates in the area of the ladder as a rigid core.

Programs and spreadsheets are tools of great help, but it should be understood that any errors will be reflected in the results therefore should not be seen as a data entry program.

The criterion of structural engineer is the key part in the analysis and design programs only facilitate the process.

KEYWORDS: confined masonry, reinforced concrete plate, torsion, lateral displacement calculation programs.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis titulada **“ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA DE CUATRO NIVELES CON DISEÑO SISMICO DINAMICO, EN LA CIUDAD DE ICA, 2016”**, está organizada de una manera clara, lógica y relacionando los conceptos necesarios. Observamos la importancia que tiene de ayudar a los estudiantes y profesionales de la ingeniería, en el diseño y análisis estructural de albañilería confinada.

La presente investigación de tesis está basada en las publicaciones de los ingenieros: Ángel san Bartolomé, Flavio avanto Castillo, Gianfranco ottazzi pasino, Teodoro E. Harmsen. Relacionada al análisis y diseño de estructuras de albañilería confinada, concreto armado.

El tema específico de la presente tesis es el análisis y diseño del edificio multifamiliar de cuatro pisos antisísmico, cuya ubicación geográfica es en la urbanización residencial piedra blanca I etapa, caserío de Cachiche, distrito de Ica, provincia de Ica y departamento de Ica.

El contenido, secuencia y organización de los temas de investigación, planteamiento y desarrollo tiene como principal propósito, el diseño de estructuras de albañilería confinada, con programas para el cálculo como Etabs 2015 Y el programa de cálculo Exel 2013, analizado y modelado de acuerdo con el actualizado reglamento nacional de edificaciones 2016 del Perú.

El objetivo general de la tesis el cual era: “Análisis y diseño de las estructuras de albañilería de cuatro niveles con diseño sísmico dinámico, en la ciudad de Ica; 2016”, nuestro objetivo se fundamenta en la necesidad de obtener diseños de estructuras óptimos para los cuales se hace el uso de programas de cálculo como son el Etabs y el Exel, como fuente informática.

En la hipótesis general es que había planteado: “El análisis y diseño de un edificio de cuatro niveles del tipo albañilería confinada según la E070 del reglamento nacional de edificaciones, es una alternativa de diseño que garantiza

seguridad estructural frente a las fuerzas sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016”, se ha verificado la relación por lo tanto la hipótesis es verdadera.

El análisis estructural y los programas de cálculos mediante procedimientos que se detallan en la presente tesis. Se pueden analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que sea, en poco tiempo.

El Etabs 2015 y Exel 2013 son los programas de cálculo utilizados en la presente tesis para lo cual describiré.

- ETABS 2015

Etabs es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos de diseño y los códigos internacionales de diseño le permiten ser versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura con aisladores en la base.

Trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, el concepto básico es que el usuario crea un modelo consistente del sistema de piso y de los marcos verticales y laterales para analizar y diseñar toda edificación. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y diseño con una versátil interface. No existen modelos externos para mantenimiento ni de transferencia de datos entre módulos. Los efectos sobre una parte de la estructura debido a cambios efectuados en otra parte son instantáneos y automáticos.

Los modelos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el Análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, entre otros, sistemas de marcos y losa compuesta, con aberturas y voladizos, sistema de vigas de acero, marcos resistentes, complejos sistemas de paredes de corte, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, sistemas de tijeras, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.

En la etapa de creación del modelo, se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que lo conforman. Es muy importante que se entienda el comportamiento de estos a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesiten mediante refinamientos innecesarios que retrasan el análisis.

En general los programas de análisis de estructuras permiten realizar el modelaje de una estructura con códigos internacionales de diseño que funcionan juntos desde una base de datos.

En vista de la importancia que actualmente tienen estos programas en el análisis de estructuras es que se está realizando este presente trabajo de investigación.

- Microsoft Exel

Es un programa informático, que permite realizar tareas contables y financieras gracias a sus funciones, desarrolladas específicamente para ayudar a crear y trabajar hojas de cálculo.

La primera incursión de Microsoft en el mundo de las hojas de cálculo (que permiten manipular datos numéricos en tablas formadas por la unión de filas y columnas) tuvo lugar en 1982, con la presentación de multiplan. Tres años más tarde llegaría la primera versión de Exel.

Desde entonces Microsoft Exel ha ido mejorando sus versiones hasta Excel 2013

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

La provincia de Ica está ubicada en la parte central de la región, limita al norte con la Provincia de Pisco, al este con la Región Huancavelica y con la Provincia de Palpa, al sur con la Provincia de Nazca y al oeste con el océano Pacífico.

TESIS: ANALISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA DE CUATRO NIVELES CON DISEÑO SISMICO DINAMICO, EN LA CIUDAD DE ICA, 2016

PRESENTADO POR EL BACHILLER: QUISPE GUTIERREZ HENRY

Los terremotos son el mayor peligro en nuestro país, el sismo de Pisco-en la región Ica, de 2007, se cataloga como el sismo más fuerte que haya sacudido aquella región desde el sismo de 1716. La fuente de origen del sismo fue el proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca, bajo la placa continental Sudamericana, dando origen a la cordillera de los Andes. La información proporcionada por el Instituto Geofísico del Perú, en los primeros 10 minutos de ocurrido el sismo, fue de un sismo de magnitud 7.0 en la escala de Richter; sin embargo, la información proveniente del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), indicaba preliminarmente un sismo de 7.7 Mw, luego subió la cifra a 7.9 para finalmente, luego de muchos estudios, fijar en 8.0 en la escala Magnitud Momento (Mw), la magnitud final del sismo, magnitud aceptada por el Instituto Geofísico del Perú. En las primeras horas del sismo principal, se presentaron numerosas réplicas, de las cuales, la mayor réplica reportada fue de magnitud 6.2 ML ocurrido a las 12:16 am. Del día 16 de agosto. Para los especialistas, la baja magnitud de las réplicas indicaría que la mayor parte de la energía acumulada fue liberada durante el sismo principal. (Wikipedia la enciclopedia libre, 2016)

Foto N°01: Falla por piso blando



Fuente: <https://www.google.com.pe/search?q=des>

Tabla N°01: Último Reporte sísmico N° 334

parámetros hipocentrales	
Fecha local	17/10/2016
Hora local	12:16:00
Latitud	-14.31
Longitud	-75.71
Profundidad	55 km
Referencia	27 km S de Ica-Ica
Magnitud	4.9 ML
Intensidad	III Ica

Fuente: <https://www.igp.gob.pe/ultimosismo.php>

Según las estimaciones del ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (MVCS), cerca del 70 % de las viviendas que se construyen en el país son informales, es decir, que son edificadas por el propietario con la ayuda o por medio de un maestro de obra. Sin embargo son los oficiales o ayudantes, que le siguen en rango al maestro de obra, los encargados de las construcciones.

La falta de conocimientos teóricos técnicos, mecanismos de comprobación mediante cálculos y limitado conocimiento sobre el comportamiento del suelo y del comportamiento de la albañilería confinada y el uso de

configuraciones incorrectas, han llevado a construir edificaciones de albañilería confinada muchas veces más costosas e inseguras, estas representan un peligro inminente para las personas en caso de sismos que son recurrentes en nuestro territorio, también cuando se llegan a realizar modificaciones en la arquitectura que comprometen la rigidez de la estructura que no fue contemplado por el ingeniero estructural.

Dentro del campo de las construcciones y diseños sismos resistentes de edificaciones, existen muchos problemas, que se refieren por ejemplo a construcciones y diseño sísmico en: acero, concreto armado, madera, adobe, etc.; es decir cuando ellos colapsan frente a la ocurrencia de un sismo severo traen consigo la muerte de muchas personas.¹

Uno de los problemas que se observa también es el crecimiento de viviendas, según el INEI. En el estudio de las condiciones de vida de la población, la vivienda ocupa un lugar preferente, en cuanto a la calidad de su construcción, la disponibilidad de sus servicios y su equipamiento entre otros.

La tasa de crecimiento en vivienda, según el Instituto nacional de estadística e informática INEI. (INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA, 2009).

¹ Ing. Víctor Antonio Zelaya Jara

Tabla N°02: Vivienda particulares y tasa de crecimiento

<i>5/ Vivienda</i>									
5.1 DEPARTAMENTO ICA: VIVIENDAS PARTICULARES Y COLECTIVAS CENSADAS Y TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL, SEGÚN AREA DE RESIDENCIA, 1993 Y 2007									
AREA DE RESIDENCIA	VIVIENDAS PARTICULARES Y COLECTIVAS CENSADAS				INCREMENTO INTERCENSAL		INCREMENTO ANUAL	TASA DE CRECIMTO. PROMEDIO ANUAL	
	1993		2007		ABS.	%			
	ABS.	%	ABS.	%					
T O T A L	135 570	100,0	198 003	100,0	62 433	46,1	4460	2,7	
VIVIENDAS PARTICULARES	135 372	99,9	197 493	99,7	62 121	45,9	4437	2,7	
VIVIENDAS COLECTIVAS 1/	198	0,1	510	0,3	312	157,6	22	6,9	
URBANA	111 826	100,0	171 173	100,0	59 347	53,1	4239	3,1	
VIVIENDAS PARTICULARES	111 636	99,8	170 688	99,7	59 050	52,9	4218	3,1	
VIVIENDAS COLECTIVAS 1/	188	0,2	485	0,3	297	158,0	21	7,0	
RURAL	23 744	100,0	26 830	100,0	3 086	13,0	220	0,9	
VIVIENDAS PARTICULARES	23 734	99,9	26 805	99,9	3 071	12,9	219	0,9	
VIVIENDAS COLECTIVAS 1/	10	0,1	25	0,1	15	150,0	1	6,8	

1/ Incluye a Otro Tipo.

Fuente: Censos Nacionales de población y Vivienda, 1993 y 2007

1.2 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 Delimitación Espacial

La presente investigación se llevará a cabo en la, urbanización residencial PIEDRA BLANCA I ETAPA, la cual se encuentra ubicada en el caserío de Cachiche, distrito de Ica, provincia de Ica y departamento de Ica.

1.2.2 Delimitación Temporal

Este trabajo se llevará a cabo durante, el periodo que corresponde a los meses de abril a diciembre del año 2016.

1.3 PROBLEMAS DE INVESTIGACIÓN

Por las razones expuestas anteriormente nos llevan a plantear la siguiente pregunta de investigación:

1.3.1 Problema Principal

¿ El análisis estático, dinámico y diseño de una edificación de cuatro niveles por la teoría de albañilería estructural según Reglamento Nacional de

Edificaciones proporcionara una mejor respuesta estructural del edificio que proyectado sin análisis estructural, en la ciudad de Ica; 2016?

1.3.2 Problemas Específicos

¿Cómo influyen estructuralmente las fuerzas de sismo dinámico en el diseño de muros de albañilería estructural diseñada, según Reglamento Nacional de Edificaciones, en la ciudad de Ica; 2016?

¿Cuáles son las consideraciones estructurales que se debe tener en cuenta en el análisis y diseño estructural fundamentado en la teoría de albañilería estructural, según el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la ciudad de Ica; 2016?

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo General

Analizar y realizar el diseño estructural de una edificación de albañilería confinada, de cuatro niveles según el reglamento nacional de edificaciones que permita un adecuado y optimo comportamiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016.

1.4.2 Objetivos Específicos

Realizar el diseño estructural de una edificación de cuatro niveles con el sistema de albañilería confinada según el reglamento nacional de edificaciones y proporcionar criterios estructurales para su edificación, en la ciudad de Ica; 2016.

Describir el proceso de análisis y diseño por albañilería confinada y elementos estructurales de concreto armado, mediante el empleo de hojas de cálculo y programa ETABS, en la ciudad de Ica; 2016.

1.5 HIPOTESIS Y VARIABLES

1.5.1 Hipótesis General

El análisis y diseño de un edificio de cuatro niveles del tipo albañilería confinada según la E070 del reglamento nacional de edificaciones, es una alternativa de diseño que garantiza seguridad estructural frente a las fuerzas sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016

1.5.2 Hipótesis Específicos

El análisis y diseño de una edificación por la teoría de albañilería estructural está enteramente relacionada con las fuerzas de sísmicas dinámicas, que permite plantear un proyecto estructural que aprovecha la ubicación sísmica de Ica y el sistema auto portante, en la ciudad de Ica; 2016

El buen desempeño de la estructura dependerá de una buena configuración en planta, de la densidad de muros, periodo de vibración que influye en las dimensiones de los elementos estructurales y proporciona áreas mínimas de desempeño de la edificación, en la ciudad de Ica; 2016

1.5.3 Variables (Operacionalizacion)

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DIFINICION OPERACIONAL	INDICADORES
Análisis y diseño de las estructuras de albañilería confinada	El análisis y diseño es todo un proceso sistémico de cálculo, que se da desde el Predimensionamiento hasta hallar las fuerzas internas de la estructura como cortantes y momento flector.	Fuerza sísmica que soportara el elemento estructural	reglamento nacional de edificaciones, teoría para diseño de edificaciones de albañilería	A través de hojas de cálculo, programas de cálculo Etabs, formulas del reglamento nacional de edificaciones se comprobara los resultados.

Fuente: Elaboración propia del investigador

1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

1.6.1 Tipo y Nivel de la Investigación

c) Tipo de Investigación

La presente investigación se desarrollará bajo el enfoque cuantitativo descriptivo, constituyendo una investigación de tipo Aplicada que se guiará por los objetivos y la hipótesis, según Hernández Sampieri (2014) Porque busca la utilización de los conocimientos que se adquieren, esta persigue fines directos e inmediatos y en ese contexto se va a proyectar en el futuro diseño de la estructura con albañilería confinada de cuatro pisos en la ciudad de Ica.

d) Nivel de Investigación

El desarrollo de la presente investigación se realizará a un Nivel II Alcance Descriptivo porque se va a realizar el análisis y diseño estructural de los elementos de la edificación de cuatro niveles, del cual se van describir los resultados que se obtienen y todo esto de acuerdo al reglamento nacional de edificación.

1.6.2 Método y Diseño de la Investigación

a) Método de Investigación

El método de investigación que se aplico es el Método científico donde se dónde se demostrará la factibilidad de análisis y diseño para la construcción de una edificación de cuatro niveles en la ciudad de Ica.

b) Diseño de Investigación

El diseño de la investigación se desarrolló mediante el diseño no experimental, según Hernández Sampieri esto estudios se realizan sin la manipulación de deliberada de variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para analizarlos.

El diseño no experimental en una investigación aplicada, se busca la utilización de modelos matemático.

1.6.3 Población y Muestra de la Investigación

a) Población

Para la presente Investigación el Universo está dado por la delimitación geográfica del departamento-provincia de Ica.

b) Muestra

Se seleccionó el área de estudio ubicado en poblado de Cachiche con coordenadas geográficas de latitud sur $14^{\circ}5.759'$ Longitud Oeste $75^{\circ}44.867'$ Altitud de 398 m.s.n.m.

Muestreo no probabilístico

Las muestras no probabilísticas, también llamadas muestras rigidez, suponen un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización. Se utilizan en diversas investigaciones cuantitativas y cualitativas.

La ventaja de una muestra probabilística es su utilidad para determinados diseños de estudio que requieren no tanto una “representatividad” de elementos en una población, sino una cuidadosa y controlada elección de casos con cierta característica especificada previamente en el planteamiento del problema. (Hernández Sampieri, 2014)

Los datos fueron procesados formato digital en una hoja electrónica (Excel de Microsoft Office), Etabs versión 2015, realizándose el análisis estructural, sísmico y diseño de los elementos estructurales para posteriormente graficarlos mediante un asistente de Dibujo por computador (Autocad).

1.6.4 Técnica E Instrumentos de la Investigación

a) Técnica

Se recolectara en fichas las fórmulas de teorías de diseño de estructuras para albañilería estructural del reglamento nacional de edificaciones (E030, E050, E060, E070) y las fórmulas para hallar los cortantes estáticos y dinámicos de las últimas investigaciones que encontramos en los libros de los autores Ángel San Bartolomé, Delgado Contreras, observaremos las formulas y los alcances que hacen los autores de las últimas investigaciones. Para el registro en formato digital se hará una hoja electrónica (Excel de Microsoft Office).

Para el registro en formato digital se hará una hoja electrónica (Excel de Microsoft Office).

b) Instrumentos

Los datos fueron procesados en hojas de cálculo (Excel de Microsoft Office), realizándose el análisis estructural de la edificación, sísmico y diseño de los elementos estructurales para posteriormente graficarlos mediante un asistente de dibujo por computador (Autocad).

1.6.5 Justificación, Importancia y Limitaciones

a) Justificación

La presente investigación se justifica busca conocer el análisis y diseño de edificaciones en la ciudad de Ica, con el propósito de que los futuros profesionales en ing. civil y el sector privado tengan conocimiento de que la albañilería confinada, ofrece ventajas de comportamiento frente sismos de manera eficiente, tanto como las edificaciones de concreto armado, aprovechando de esta forma la resistencia de sus muros confinados.

Otra justificación importante que podemos hacer es aplicar los conocimientos y fundamentos de la albañilería estructural para

ofrecer a los inversionistas una construcción, frente a la alta demanda inmobiliaria en la ciudad de Ica.

La visualización de la información para la integración de todo tipo de proyectos, representa una ventaja tanto para ingenieros, arquitectos, sino también para los clientes, ya pueden conocer por adelantado muchos aspectos del proyecto como es el económico que pudieran tener los pequeños y grandes cambios de la obra.

Por los motivos mencionados que se desarrolló la tesis.

b) Importancia

La presente tesis tiene la importancia porque el análisis y diseño estructural es fundamental antes de realizar la construcción, y es importante resaltar que en la ciudad de Ica generalmente se construye sin tener en cuenta criterios estructurales, según tesis publicada por Bach. Carlos Alberto vicuña munayco.

Siendo el Ica una provincia altamente sísmica, debido a que el Perú forma parte del cinturón de fuego, región donde ocurre más del 80 % de los sismos, esta ha sido sacudida muchas veces por terremotos de gran magnitud, donde se ha podido confirmar las deficiencias de nuestras construcciones, por la mala ubicación, la falta de asistencia técnica, el uso de materiales de mala calidad y procesos constructivos inadecuados, lleva a determinar zonas de mayor riesgo frente a sismos.

Sabemos que la albañilería estructural constituye una alternativa económica y sencilla de aplicar para resolver nuestro elevado déficit habitacional, mediante la construcción de edificios de mediana altura, en donde se aprovecha el área del terreno con una sola cimentación y se comparten los servicios comunes de agua, desagüe y electricidad (con una sola cisterna, tanque de agua, etc.). Sin embargo, vivimos en un país sísmico, donde además el medio ambiente es altamente erosivo, por lo que estas edificaciones tienen que ser convenientemente analizadas,

diseñadas y construidas (propósitos de esta tesis), de modo que
tengan un adecuado comportamiento ante todo tipo de
solicitud.²

² Ing. Vicuña munayco, Carlos Alberto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Para el desarrollo de la presente investigación se buscaron antecedentes investigativos internacionales y nacionales. De ellas por relacionarse con el tema, o con una de las variables de estudio se ha considerado exponer los siguientes:

HERNÁNDEZ PINEDO, LUIS MIGUEL ALEXIS, (2012) en su tesis para optar el título de ingeniero civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, denominada: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA, siendo sus conclusiones:

- EL Predimensionamiento estructural se basa en recomendaciones fundadas en información recopilada en experiencia de construcción. Al emplearse en esta tesis, se ha podido comprobar que son herramientas de gran aporte para todo tipo de estructuras, incluyendo viviendas económicas actuales. Las verificaciones de las características iniciales de los elementos nos da una buena base para el cálculo de los metrados posteriores.
- La distribución de muros de albañilería en la estructura tuvo que ajustarse a la geometría en planta para no generar efectos de torsión ante la posibilidad de un sismo. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a costo y comportamiento sísmico.
- Para obtener la distribución final de muros de albañilería y placas de concreto armado, se tuvo que iterar sus ubicaciones hasta que las fuerzas producidas por el análisis sísmico sean soportadas. Se concluyó que el mejor comportamiento sísmico se encontró al ubicar las placas de concreto armado en el centro de la estructura como un

núcleo rígido.

- En el análisis sísmico se empleó el coeficiente de reducción sísmico $R = 6$ como base del análisis. Es importante recalcar que dicho factor se comprobó posteriormente comparando la resistencia sísmica absorbida por las placas estructurales versus el cortante total en la base, cuyo valor requerido por la norma asciende al 80%.
- Dentro de los métodos posibles de diseño de placas estructurales, se consideró el del diagrama de interacción como el más indicado versus el uso de tablas con cálculos empíricos. Se comprobó que el manejo de datos y su tabulación permitieron obtener resultados más exactos.
- La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos.
- La losa de cimentación calculada con el programa SAFE representa mejor el comportamiento pues incluye en el modelo a las uñas de concreto. El acero total calculado es superior en 10% al calculado con el SAP 2000; sin embargo, tiene una distribución más uniforme al componerse de dos mallas del mismo diámetro e iguales distanciamientos a lo largo de toda el área, mejorando el proceso constructivo de esta etapa.

VICUÑA MUNAICO, CARLOS ALBERTO, (2015) en su tesis para optar el título de ingeniero civil en la universidad nacional san Luis Gonzaga de Ica, denominada: ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 NIVELES PARA DIFERENTES ZONAS DE LA CIUDAD DE PISCO, siendo sus conclusiones:

- Se ha podido verificar que la densidad de muros para los edificios 2 (Edificio C) y 3 (Edificio D) de la zona 3 y 4 respectivamente, está sobredimensionada; por lo que para el edificio 2 es posible cambiar el

muro Y8 de cabeza a soga, recortar el muro Y2 hasta el eje 2, recortar el muro de concreto (placa) a 0.80 m y recortar el muro X8 quedando entre los ejes D y F. Para el edificio 3 podemos hacer los mismos cambios pero con la diferencia que el muro X2 podrá ser de albañilería confinada y el muro Y8 podrá ser (no portante) tabiquería. Por lo que se concluye que un mismo edificio se puede proyectar en diferentes zonas, pero teniendo en cuenta un diseño independiente para cada uno, ya que si se analiza estructuralmente el edificio con las modificaciones realizadas se tendrá por resultado mayores cambios estructurales.

- La calidad de la unidad de albañilería usada para los distintos edificios es intermedia (King Kong industrial) recurriendo a una mejor calidad solo para el muro X1 del edificio 1, al que fue necesario cambiar por ladrillo rejilla industrial, ya que al ser sometido a fuerzas sísmicas moderadas ningún muro debe resultar fisurado, independientemente del lugar de construcción
- En este caso, el muro X2 se consideró de concreto armado para poder compensar rigideces y evitar problemas de torsión, ya que los muros superiores del eje 3 y 4 desplazan el centro de rigidez lateral hacia la parte superior de la planta. Además según los cálculos del esfuerzo axial por cargas acumuladas se ha obtenido que el muro X2 es el más esforzado, por lo que es conveniente que sea de concreto armado. Ante todo queda demostrado que la inclusión de muros de concreto armado es necesario en todo edificio, dependiendo del lugar donde este sea proyectado.
- La inclusión de las vigas dinteles peraltadas en el modelo estructural ha resultado conveniente, ya que se obtuvo menores momentos flectores, se reduzo la deformación de los muros y aumento las rigideces en los muros; en comparación a un análisis estructural sin considerar los dinteles. Al reducir los esfuerzos también se logró reducir las áreas de concreto para los confinamientos, las áreas de acero y el ancho de la cimentación.
- Para que cada edificio pueda comportarse exitosamente ante un evento

sísmico, se ha considerado las siguientes características:

- Simetría en planta como en elevación.
 - Densidad de muros adecuada en ambas direcciones
 - Cantidad suficiente de elementos de confinamiento.
 - Usar losas armadas en dos direcciones y vigas dinteles peraltadas.
 - Verificar que el tipo de cimentación sea el adecuado.
- Se ha tratado de conservar al máximo las mismas características para cada edificio planteado en diferentes zonas de la ciudad de Pisco, para realizar un comparativo; pero se debe tener en cuenta que con los resultados obtenidos, si se hiciera un nuevo diseño independiente para cada uno, las desigualdades estructurales fueran más notorias.
- Como conclusión final y según lo corroborado en este proyecto de tesis, hay que tener presente las características del suelo donde se ubicara el edificio al momento de hacer el diseño estructural, ya que no todos los suelos transmiten la onda sísmica de la misma manera, pudiendo existir grandes diferencias de amplitud y de duración de un lugar a otro dependiendo de la estructura del suelo; por consiguiente los resultados del diseño no serán los mismos para una misma edificación en diferentes zonas de desplante.

CHAQUILLA BUSTINZA, MIGUEL ANTONIO, (2015) en su tesis para optar el título de ingeniero civil en la Universidad Alas Peruanas, denominada: ANALISIS Y DISEÑO DE UN PROYECTO DE EDIFICACION DE CINCO NIVELES CON ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCION EN LA CIUDAD DE PUNO, PUNO-2014, siendo sus conclusiones:

- La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos, Para un adecuado y optimo comportamiento

estructural frente a sollicitaciones externas en la ciudad de Puno

- El comportamiento estructural de acuerdo a la ubicación sísmica de Puno en lo concerniente a la distribución de los muros de albañilería en la estructura se tuvo que ajustar a la geometría en planta para no generar efectos de torsión ante la posibilidad de un sismo moderado. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a su comportamiento sísmico, además se concluye que el mejor comportamiento sísmico se encuentra al ubicar las placas de concreto armado en el centro de la estructura como un núcleo rígido.
- Las dimensiones de los elementos estructurales varían cuando los muros son muy largos las columnas de confinamiento son de dimensiones esto se debe a la aplicación de fuerzas externas (Fuerza sísmica, momento torsor, fuerza cortante), que se amplifican al ser más largo el muro.

2.2 BASES TEÓRICAS

Las bases teóricas se fundamentan en los estudios realizados por los ingenieros y resultados de prestigiosas universidades reconocidas a nivel latinoamericano como la PUCP y UNI (Chaquilla Bustinza, 2015).

Entre los fundamentos encontramos para el diseño encontramos las siguientes.

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

2.2.1 Estudio de Mecánica de Suelo

Definición del EMS

En ingeniería, la mecánica de suelo es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales aplicados a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Esta ciencia fue fundada por Karl von Terzaghi, a partir de 1925.

Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, utilizan la tierra como elementos de construcción como en terraplenes, diques rellenos en general.

Si se sobrepasan los límites de capacidad del suelo o si, aun sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales.

Informe del EMS para cimentar

El informe del EMS comprenderá:

- Memoria descriptiva
- Planos de ubicación de las obras y de distribución de los puntos de investigación.
- Perfiles de suelos
- Resultados de los ensayos in situ y del laboratorio

Cimentación superficial

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad/ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones corridas y las plateas de cimentación.

Obligatoriedad del EMS

Es obligatorio efectuar el EMS en los siguientes casos:

- a) Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos. Tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, silos, tanques de agua y reservorios.
- b) Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² de área techada en planta.

- c) Cualquier edificación no mencionada en a), de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- d) Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.
- e) Edificaciones especiales, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o de combustibles. Paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.
- f) Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares y en ciertos casos plateas de fundación.
- g) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

Dinámica de Suelos

La Dinámica de Suelos, es una parte especializada de la Mecánica de Suelos que trata sobre el comportamiento del suelo y la respuesta de masas de suelo durante la aplicación rápida de carga, el uso de vibraciones para mejorar las propiedades ingenieriles del suelo y el uso de transmisión de ondas para evaluar las propiedades del terreno. (Vicuña Munayco, 2015). En la dinámica de suelos existen puntos de interés que se debería considerar al momento de diseñar:

- La amplificación del suelo debido al movimiento del suelo
- Asentamiento
- Licuación
- Expansión o hinchamiento del suelo
- Deslizamientos
- Propagación de ondas
- El efecto de la interacción suelo-estructura

Interacción suelo, estructura

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades, de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa de los suelos cuando este se somete un

incremento de esfuerzo.

En la interfase de la estructura de la cimentación y el suelo se originan desplazamientos debido a las cargas que se transmite a la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación.

La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la cimentación, de la deformabilidad del subsuelo y de la distribución de cargas que se aplican sobre la estructura de la cimentación.³

Variedad de suelos para cimentar

Dentro de la variedad de suelos tenemos:

a) Suelos colapsables

Son suelos que cambian violentamente de volumen al ser sometidos a un incremento de carga o al humedecerse o saturarse

b) Suelos expansivos

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

c) Licuación de suelos

La licuación es un fenómeno que se producen en suelos granulares finos bajo la napa freática y algunos suelos cohesivos. Saturados de agua durante sacudidas sísmicas fuertes y largas. El suelo se comporta y fluye como líquido debido a que las vibraciones sísmicas aplican fuerzas al fluido que rellenan los huecos entre los granos de arena, causando la salida de agua y fango a la superficie durante la sacudida. Esto compacta finalmente los granos de arena y provoca asentamientos del terreno o deslizamiento, al producirse una sensible pérdida de resistencia en los estratos afectados.

³ Apuntesingenierocivil.blogspot.pe/2014/03/interaccion-suelo-estructura.html?m=1

Contenido primordial del EMS para cimentar

Estudio a realizar:

- Exploración de Campo.
- Ensayos de Laboratorio.
- Perfil del Suelo.
- Nivel de la Napa Freática.
- Análisis de la Cimentación.
- Efecto del Sismo.

Análisis de la cimentación se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación (Df).
- Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (FS).
- Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura.
- Presión admisible del terreno.
- Indicación de las precauciones especiales que deberá tomar el diseñador o el constructor de la obra.

Características del suelo de cimentación:

Para las características de la cimentación, se han tomado como referencia del XVII simposio de prevención de desastres” vulnerabilidad, riesgo sísmico y efectos de sitio”, presentado por ing. Civil Grover Mitma montes, el Dr. Jorge Alva hurtado. Teniendo en cuenta que el objetivo de la tesis es realizara el análisis y diseño estructural de la edificación, por lo que el valor dado por estudios e investigaciones es más que suficiente para realizar el diseño de cimentación de la tesis.

Tabla N°03: Microzonificación de la ciudad de Ica

ZONA	CARACTERISTICAS				HABITABILIDAD
	Qad	LICUACION	INUNDACION	COLAPSO	
I	1.5 - 2.0 Kg / cm ²	No	Baja	-	Habitabilidad muy buena, const. de todo tipo Uso público: hospitales, iglesias, mercados, etc Para viviendas convencionales usar Df >1 m
II	1.0 - 1.5 Kg / cm ²	No	Baja	Moderado	Habitabilidad buena. Viviendas en general colegios, industrias, terminales terrestre, etc. Se recomienda usar Df > 1m.
III	0.5 - 1.0 Kg / cm ²	No	Baja	Problemático	Habitabilidad aceptable para viviendas en general. La prof de cimentación deberá ser mayor de 1m, caso contrario usar plateas de cimentación
IV	1.0 - 1.5 Kg / cm ²	No	Mediana	Moderado	Habitabilidad regular, con muchas precauciones. Const de albañilería Df = 1m min y en estructuras de concreto armado usar vigas de cimentación
V	1.0 - 1.5 Kg / cm ²	Si	Alta	Moderado	Habitabilidad muy mala. Se debe destinar para zona de recreación

Fuente: Jorge E. Alva Hurtado, Grover Mitma Montes, centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.

La capacidad admisible para la zona es de 1.1 kg/cm², la profundidad de la cimentación se plantea: los cimientos serán de dimensiones de acuerdo al análisis estructural y estarán ubicadas a la profundidad apropiada y no menor de 1.2 m

2.2.2 Albañilería estructural

Albañilería confinada

En el Perú, la albañilería confinada ingresa después del terremoto de 1940, aunque existen indicios que fueron un poco antes; mientras que la armada lo hace en la década del 60, pese a que ésta se había creado antes. Los primeros ensayos sobre elementos de albañilería se realizaron en la década de los 70 y los escasos resultados alcanzados hasta el año de 1982, fueron utilizados para la elaboración de nuestro primer reglamento relativo específicamente a la albañilería (Norma E-070, ININVI-82).

Actualmente en las regiones sísmicas del mundo, como nuestro país, es usual la construcción de edificios de mediana altura (4 y 5 pisos) a base de muros portantes de albañilería y con diferentes formas de incorporar el acero de refuerzo. En el Perú la construcción de edificaciones a base

de muros portantes es predominantemente formada por el sistema de albañilería confinada. Este sistema se ha popularizado y sigue siendo el sistema más empleado en el país hasta la actualidad por sus grandes bondades estructurales, estéticas y económicas.

Las diferencias que existen, de país a país, entre los componentes de la albañilería, particularmente de las unidades de albañilería; las distintas técnicas constructivas, muchas veces enraizadas tradicionalmente, y las configuraciones estructurales, propias de la edificación de cada país, hacen que la tecnología de la albañilería no sea adaptable de un país a otro.

La albañilería confinada se caracteriza, por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro. Generalmente, se emplea una conexión dentada entre la albañilería y las columnas o una conexión prácticamente a ras con la adición de mechas de acero de $\frac{1}{4}$ ". El pórtico de concreto armado, que rodea al muro, sirve principalmente para ductilizar al sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica, incrementando muy levemente su resistencia, por el hecho de que la viga y las columnas son elementos de dimensiones pequeñas y con escaso refuerzo. Adicionalmente, el pórtico funciona como elemento de arriostre cuando la albañilería se ve sujeta a acciones perpendiculares a su plano.

Es destacable señalar que el comportamiento sísmico, de un tabique en el interior de un pórtico principal de concreto armado, es totalmente diferente al comportamiento de los muros confinados. La razón fundamental de esa diferencia se debe al procedimiento de construcción, al margen del tipo de unidad o mortero que se emplea en cada caso. Mientras que en el caso de los tabiques primero se construye la estructura de concreto armado (incluyendo el techo que es sostenido por el pórtico) y finalmente se levanta el tabique, en el caso de los muros

confinados el proceso constructivo es al revés; esto es, primero se construye la albañilería, posteriormente se procede con el vaciado de las columnas y luego se vacían las soleras en conjunto con la losa del techo. Con lo cual, el muro confinado es capaz de transportar y transmitir cargas verticales, cosas que no lo hacen los tabiques.

La técnica constructiva descrita, hace que en los muros confinados se desarrolle una gran adherencia en las zonas de interfase columna-muro y solera-muro, integrándose todo el sistema; con lo cual estos elementos trabajan en conjunto, como si fuese una placa de concreto armado sub-reforzada (con refuerzo solo en los extremos), evidentemente con otras características elásticas y resistentes.

Confinamiento y Arriostramiento

El confinamiento, como ya se ha señalado, está destinado a proveer competencia estructural al muro para acciones coplanares. Por tanto para muros portantes de edificaciones sin diafragma horizontal como para muros no portantes, en ambos casos las cargas críticas son las cargas perpendiculares al paño del muro donde el confinamiento es solo aparente; en estos muros los elementos de concreto armado que enmarcan el paño no son sino arriostramientos de este: proveen estabilidad y resistencia para las cargas prioritarias perpendiculares al plano (Vicuña Munayco, 2015).

En el caso de los muros portantes de edificaciones diafragmadas, la función de los confinamientos es doble. De un lado, aun cuando no provienen de este propósito, los confinamientos actúan de arriostre o de apoyo del paño de albañilería para cargas perpendiculares a su plano. Para cargas coplanares, función original y esencial de los confinamientos, ellos proveen, junto con el paño de albañilería, una segunda línea resistente que comienza a ser operativa una vez que el paño de albañilería que provee la primera línea resistente se agrieta diagonalmente. Hasta el momento del agrietamiento es posible suponer

un comportamiento integrado y elástico.

Una vez ocurrido el agrietamiento diagonal el sistema resistente se modifica súbitamente, aunque mantiene aún, con rigidez reducida, un comportamiento que se puede considerar elástico; en esta etapa del comportamiento del muro confinado ante carga lateral creciente se puede asemejar al de un sistema triangulado: la albañilería actúa como diagonal en compresión o una sucesión de puntales diagonales paralelos en compresión y los elementos de concreto armado como tirantes del sistema (Vicuña Munayco, 2015).

Es casi general la exigencia de refuerzo horizontal en los muros del primer piso de edificaciones de más de tres pisos y que se limite la altura de los muros a cinco pisos o 15m de altura. La falta de investigaciones y las dudas con relación a si el refuerzo horizontal diseñado por capacidad modificara realmente el comportamiento del muro llevándolo a un comportamiento por flexión ha hecho que no se permita ir a mayor altura con albañilería confinada. (Vicuña Munayco, 2015).

Los ensayos, los análisis teóricos y el comportamiento ante sismos señalan que dos características son esenciales para definir la naturaleza de la albañilería confinada, ya que ellas condicionan la calidad de su comportamiento sismo resistente o pos elástico.

La primera de estas características es el inevitable agrietamiento por corte (grietea escalonada a lo largo de las juntas) o por tracción diagonal (grieta que atraviesa las unidades y que ocurre cuando la resistencia a la tracción de la unidad es inferior a la adhesión unidad – mortero); este agrietamiento, aunque conduce inicial y brevemente a un comportamiento elástico de rigidez y resistencia reducidas, produce luego un severo ablandamiento (perdida creciente de rigidez del entrepiso donde el agrietamiento diagonal ocurre en el primer nivel). Inicialmente, luego del agrietamiento diagonal, el panel queda dividido en bloques triangulares donde el bloque superior tiende a girar alrededor

de su extremo inferior o talón comprimido del muro y ejerce fuerzas concentradas sobre este y contra el confinamiento del extremo superior opuesto. Grietas diagonales sucesivas y cruzadas conducen, en edificaciones de varios niveles, a la formación de un piso blando un entrepiso en el que se concentre el integro de la deformación sísmica que, como consecuencia, sufre demandas de ductilidad que le son inalcanzables. Se ha determinado, mediante análisis comprobados por ensayos, que estos agrietamientos diagonales o de corte escalonado, precipitados por la tracción diagonal y los esfuerzos cortantes, se inician en el centro del muro, donde los márgenes de seguridad son mínimos. Se ha establecido, también, que la magnitud de los esfuerzos actuantes y, como consecuencia, la de las correspondientes cargas de falla, son gobernadas casi exclusivamente por la esbeltez (relación alto/ancho) del paño de albañilería (Vicuña Munayco, 2015).

La segunda de estas características es la separación que ocurre en la interfase entre los confinamientos y el paño de albañilería, inexorablemente cuando la rigidez del confinamiento es excesiva y particularmente cuando el agrietamiento diagonal ya está presente en la desintegración del sistema estructural. En un sismo, caracterizado por la simultaneidad de acciones coplanares y perpendiculares al plano de albañilería, esta separación puede conducir a fallas catastróficas, porque al vaciarse total o parcialmente el paño se pierde la indispensable competencia para trasladar las cargas verticales al suelo. (Vicuña Munayco, 2015).

Requerimientos según norma E-070 para muro Confinado

Los requisitos mínimos que señala la Norma E-070, para que un muro se considere confinado son:

- El muro debe estar enmarcado en sus 4 lados por elementos de concreto armado verticales (columna) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la cimentación de concreto como elemento
-

de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso.

- La distancia máxima entre los confinamientos verticales (columnas) debe ser dos veces la distancia que existe entre los confinamientos horizontales (soleras) y no mayor que 5 m; más allá, la acción de confinamiento se pierde, especialmente en la región central de la albañilería donde el tamaño de las grietas se vuelve incontrolable. De cumplirse esta condición, así como de emplearse el espesor mínimo, la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical.

- El área mínima de las columnas de confinamiento debe ser:

$$A_c \text{ mín} = 20 t \text{ cm}^2$$

Dónde: t = espesor efectivo del muro (cm)

Con respecto a la solera, ésta puede tener un peralte igual al espesor de la losa del techo, con un área suficiente para alojar al refuerzo respectivo; esto se debe a que la solera trabaja a tracción y más bien debe servir como un elemento transmisor de cargas verticales y horizontales hacia la albañilería.

- El área de acero mínimo del refuerzo a emplear en los elementos de confinamiento horizontales y verticales, debe ser:

$$A_s \text{ (mín)} \geq 0.1 f'c A_c / f_y$$

Al respecto, se aconseja utilizar como mínimo 4 \emptyset 8 mm, de manera que exista un núcleo de concreto bordeado por una canastilla de acero que lo confine. Adicionalmente, se indica que debe emplearse un concreto cuya resistencia mínima sea $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

- El anclaje del refuerzo vertical y horizontal, así como los traslapes, deben ser diseñados a tracción. De esta manera, la longitud de traslape de acuerdo a la Norma de Concreto E-060 es: $L_t = 45 D$
Donde $D =$ diámetro de la barra $\leq 3/4"$, y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; en tanto que la longitud de desarrollo de la parte recta de una barra que termina en gancho estándar es: $L_{dg} = 318D/\sqrt{f_c} \geq 8D$ o 15 cm. Esto último conlleva a que las columnas deben tener un peralte adecuado (mínimo 20 cm), de modo que permite anclar el refuerzo longitudinal empleado en las soleras.

- En previsión del corrimiento de la falla diagonal del muro sobre los elementos de confinamiento, debe existir concentración mínima de estribos en las esquinas del marco de confinamiento. Al respecto se aconseja utilizar como mínimo el siguiente espaciamiento entre estribos: $\square \text{ } \emptyset 1/4"$, 1@5, 4@10 cm, resto @ 25 cm (montaje), con una zona a confinar igual a 45cm o 1.5 d, adicionando por lo menos 2 estribos en los nudos.

Elementos de Albañilería Confinada

Cimentación:

La cimentación que comúnmente se emplea, en las edificaciones de albañilería confinada ubicadas en suelo de calidad intermedia o de buena calidad, es de concreto ciclópeo compuesto por una mezcla de concreto de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ (cemento hormigón 1:10) y un 30% de piedra de 6 pulgadas. Aplicación Previa nivelación y limpieza del terreno a trabajar sin dificultad.

Las dimensiones en planta de la cimentación corrida de concreto ciclópeo, se diseñan estructuralmente de forma que los esfuerzos actuantes en su base, producto de la carga axial y momento flector actuantes en el muro, sean menores que la resistencia admisible del

suelo, sin embargo debido a las grandes piedras, resulta difícil determinar la resistencia al corte, punzonamiento y tracción por flexión del concreto ciclópeo.

Toda cimentación deberá cumplir las siguientes condiciones:

- La profundidad deberá ser adecuada, es decir, sobre terreno firme, evitando que se apoye sobre rellenos.
- la capacidad portante del suelo deberá ser adecuada, un suelo con baja capacidad portante implica mayor profundidad de excavación a cimentar.
- El sistema de cimentación deberá ser seguro contra el momento del volteo, rotación, deslizamiento o ruptura del suelo (falla al esfuerzo cortante) y deberá elegirse de acuerdo al tipo de terreno obtenido del estudio de suelos.
- Los asentamientos diferenciales deberán ser tolerables para la cimentación o para cualquier elemento estructural.

Cimiento corrido:

Las edificaciones de albañilería son frágiles y los asentamientos diferenciales pueden causar rajaduras afectando seriamente al edificio; por lo tanto, el criterio es elegir una cimentación que provea suficiente rigidez y, al mismo tiempo, actué como un primer diafragma rígido para que la estructura funcione como una sola unidad frente al sismo.

La profundidad mínima del nivel de fondo de cimentación (N.F.C.) será de 1.00 m, siempre y cuando se encuentre terreno firme, en caso contrario se excavara hasta encontrarlo.

Sobrecimiento:

El sobrecimiento que se acostumbra a utilizar en nuestro medio es de concreto ciclópeo con una mezcla cemento hormigón 1:8 más 25% de piedra mediana de tamaño máximo de 3”

El sobrecimiento en la parte de la cimentación que se ubica encima del cimiento y tiene un ancho igual al del muro que soportará; debe tener una altura de tal manera que aleje la humedad del suelo, siendo 0.30 m

la mínima. Su nivel superior puede coincidir con el nivel del falso piso (N.F.P.), con el nivel del piso terminado (N.P.T.) o estar generalmente a unos 0.10 m del nivel del piso terminado. Dependiendo de la altura del sobrecimiento y de la capacidad portante del suelo, se verá en la necesidad de colocar acero en forma de viga, para que trabaje como un sobrecimiento armado.

Proceso Constructivo en Albañilería Confinada

La mano de obra empleada en la albañilería será calificada, debiéndose supervisara el cumplimiento de las siguientes exigencias básicas:

- Los muros se construirán a plomo y en línea. No se atentara contra el muro recién asentado.
- En albañilería con unidades asentadas con mortero todas las juntas horizontales y verticales quedaran completamente llenas de mortero. El espesor de las juntas de mortero serán como mínimo 10mm y espesor máximo será de 15mm
- Las unidades de albañilería se asentaran con las superficies limpias de polvo y sin agua libre.
- No se asentara más de 1.3 m de altura de muro en una jornada de trabajo.

Podemos resumir que en obra se sigue el siguiente orden para la construcción en albañilería confinada:

- Replanteo del terreno de acuerdo a los planos de ubicación.
- Excavación de zanjas y construcción de la cimentación, conformada principalmente en base a cimientos corridos. En esta etapa también se habilita y coloca el acero de las columnas.
- Construcción de los sobrecimientos.
- Se construyen los muros portantes con ladrillos dentados o dejando mechas de acero N^o 8 en sus extremos.
- Se procede al vaciado del concreto de las columnas de amarre.
- Habilitación, armado y colocación del acero de las vigas solera y de amarre.

- Encofrado de techo incluyendo la colocación del ladrillo de techo y el acero.
- Vaciado del techo conjuntamente con las vigas soleras y de amarres.

2.2.3 Ingeniería Sismorresistente

Definición de Sismología

La sismología es una rama de la geofísica que se encarga del estudio de los terremotos y la propagación de las ondas mecánicas (sísmicas) que se generan en el interior y superficie de la tierra, así mismo que las placas tectónicas.

La ocurrencia de terremotos en nuestro país ha generado daños importantes en algunas edificaciones de albañilería, especialmente en aquellas construidas sin asistencia técnica. Cuando el suelo es de baja calidad, los daños han sido mayores.

El comportamiento estructural observado en sismos pasados ha servido para calibrar la norma de diseño sísmico E.30 y la de albañilería E.070. Sin embargo, la educación de las construcciones a las exigencias de las normas vigentes es aun insipiente, lo que da lugar a edificaciones que presentan un inadecuado comportamiento sísmico.

Sismicidad Magnitud, Intensidad

La magnitud de un sismo, al ser una medida es objetiva. Es una medida del tamaño del terremoto. Es un indicador de la energía que ha liberado y su valor es, "en teoría" al menos, independiente del procedimiento físico-matemático empleado para medirla y del punto donde se tome la lectura.

Por el contrario, la intensidad es una descripción cualitativa de los efectos del sismo. Es una medida de los efectos que produce el terremoto (sobre las personas, los objetos, las construcciones y el terreno). La intensidad es distinta en cada lugar ya que varía con la distancia al foco del terremoto, así un terremoto tendrá una magnitud única e intensidades diferentes.

Norma técnica E-030

Filosofía y principios del diseño sismorresistente son:

- ✓ Evitar pérdidas de vidas
- ✓ Asegurar la continuidad de los servicios básicos

Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta norma los siguientes principios para el diseño:

- ✓ La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos.
- ✓ La estructura debería soportar movimiento sísmico moderado, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posible daños dentro de límites aceptables.

Presentación del proyecto de vivienda unifamiliar

Los planos memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a) Sistema estructural sismorresistente
- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos con más de 70 metros de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificados.

Parámetros de Sitio (Zonificación)

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. La zonificación

propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. A cada zona se asigna un factor “Z”, según se indica en la Tabla. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla N°04: Parámetro de sitio

FACTORES DE ZONA PROPUESTA NORMA 2014	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0.1

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones 2016
Zonificación sísmica

Tabla N°05: Factor de suelo “S”

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₄	0,80	1,00	1,05
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: Reglamento nacional de edificaciones 2016

Tabla N°06: Periodos "Tp" y "Tl"

Tabla N° 4 PERÍODOS "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: Reglamento nacional de edificaciones 2016

(*) Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

Factor "C", Factor de Ampliación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2,5*(T_p / T) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5*(T_p * T_L / T^2)
 \end{aligned}$$

T es el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4 (RNE), Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Requisitos Generales

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas determinadas de acuerdo a la forma prescrita en la Norma E - 030.

Si los elementos no estructurales pudieran afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura, deberán ser considerados en

el análisis, y detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de estos de manera concordante con esta condición.

La distribución en planta de las fuerzas horizontales para el caso de edificaciones que cuenten con diafragmas rígidos al nivel de los pisos, será de acuerdo con las rigideces de los elementos resistentes, debiendo existir compatibilidad entre las deformaciones de esos elementos y la condición de diafragma rígido. Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas. Para los pisos sin diafragmas rígidos los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Categoría de las edificaciones:

Cada estructura debe ser clasificada, de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N°07: Categoría de las edificaciones y factor de uso

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2016

Tabla N°08: Categoría de las edificaciones y factor de uso

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2016

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección.

Tabla N°09: Sistemas estructurales

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
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 (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2016

Desplazamientos laterales permisibles.

Tabla N°10: Desplazamiento laterales

LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{e_i})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Fuente: reglamento nacional de edificaciones 2016

Estos límites no son aplicables a naves industriales

Junta de separación sísmica (S)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una

distancia mínima “s”. Esta distancia mínima no será menor que:

$$s = 3 + 0,004 (h - 500) \text{ (h y s en centímetros)}$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar.

2.2.4 Análisis Dinámico

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por análisis de tiempo historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral y el análisis tiempo historia para edificaciones especiales.

Análisis por combinación modal espectral.

➤ Modos de vibración

Los modos de vibración y periodos naturales podrán calcularse por procedimiento de análisis que considere las características de rigidez, distribución de masas de la edificación.

➤ Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo aceleraciones.

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

➤ Criterio de combinación

Mediante los criterios de combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo, podrá obtener la respuesta máxima de las fuerzas internas de la estructura.

2.2.5 Análisis y diseño de la estructura

Características del sistema estructural

El edificio se proyecta a cuatro niveles sobre un terreno rectangular de aproximadamente de 252.00 m² (área techada), distribuido de modo que todos los pisos cuentan con dos departamentos por piso con características de:

- Existe continuidad de muros y vanos en elevación.
- La disposición de los muros en ambas direcciones en planta es simétrica.
- Se emplearon muros confinados mayores a 1.2 m
- Se emplearon muros de concreto armado en las zonas críticas, se buscó una distribución que garantice una rigidez en ambas direcciones para controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión.

Características de los materiales

A continuación se presentaran las propiedades mecánicas de Los materiales que se emplearán en la construcción de este edificio:

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico de muro de albañilería
- Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Albañilería: Pilas: $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2 = 650 \text{ ton/m}^2$
- Muretes: resistencia al corte $v'm = 9.2 \text{ kg/cm}^2 = 92 \text{ ton/m}^2$
- Ladrillo: Sólido de arcilla tipo V. Máximo 30% de perforaciones.

Característica geométrica de la edificación

Se considerarán las siguientes dimensiones en las estructuras; en cuanto al espesor efectivo se verificará que cumpla con lo dispuesto en Norma:

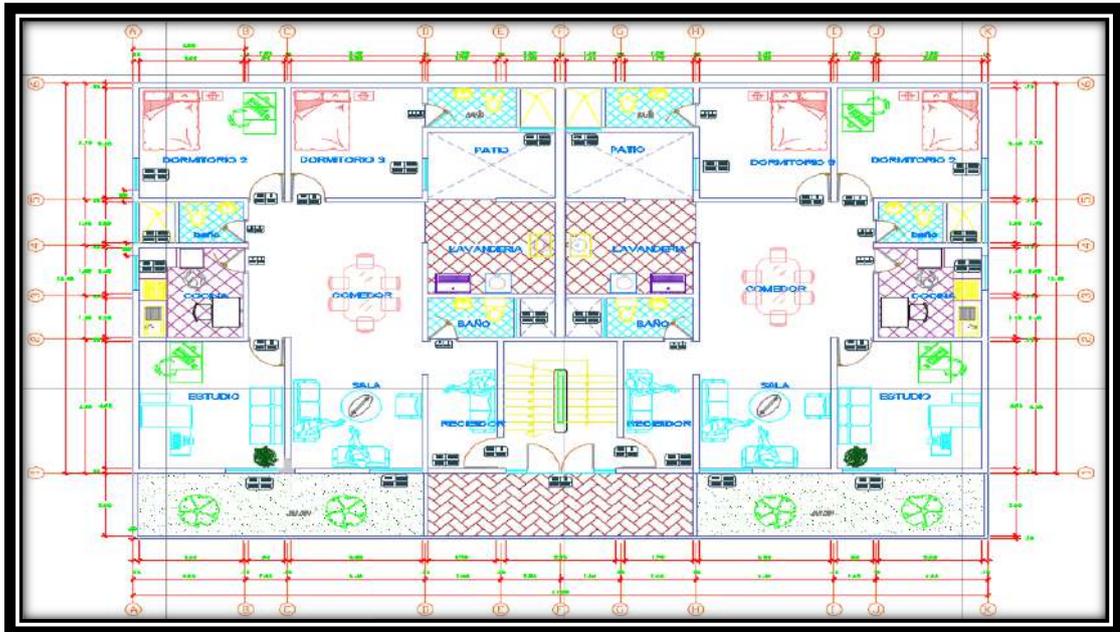
- Altura libre de albañilería: $h = 2.4 \text{ m}$
- Espesor efectivo de los muros: $t = 0.13 \text{ m}$
- En este caso, por estar el edificio ubicado la zona sísmica número 4

Debe cumplirse que $t \geq h / 20$

Entonces $t \geq 240 / 20 = 12$ cm por lo tanto $t = 13$ cm

- Vigas soleras y dinteles de peralte según planos de Arquitectura.
- Alféizar: de altura indicada en planos de arquitectura
- Losa aligerada: $t = 0.20$ m

Tabla N° 11: Detalla de Arquitectura



Fuente: Elaboración propia del investigador

Estructuración y el RNE E.070

El presente diseño propuesto, obedece a las normas de diseño sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones 2016.

La estructuración del edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a los sismos.

Criterio para estructurar

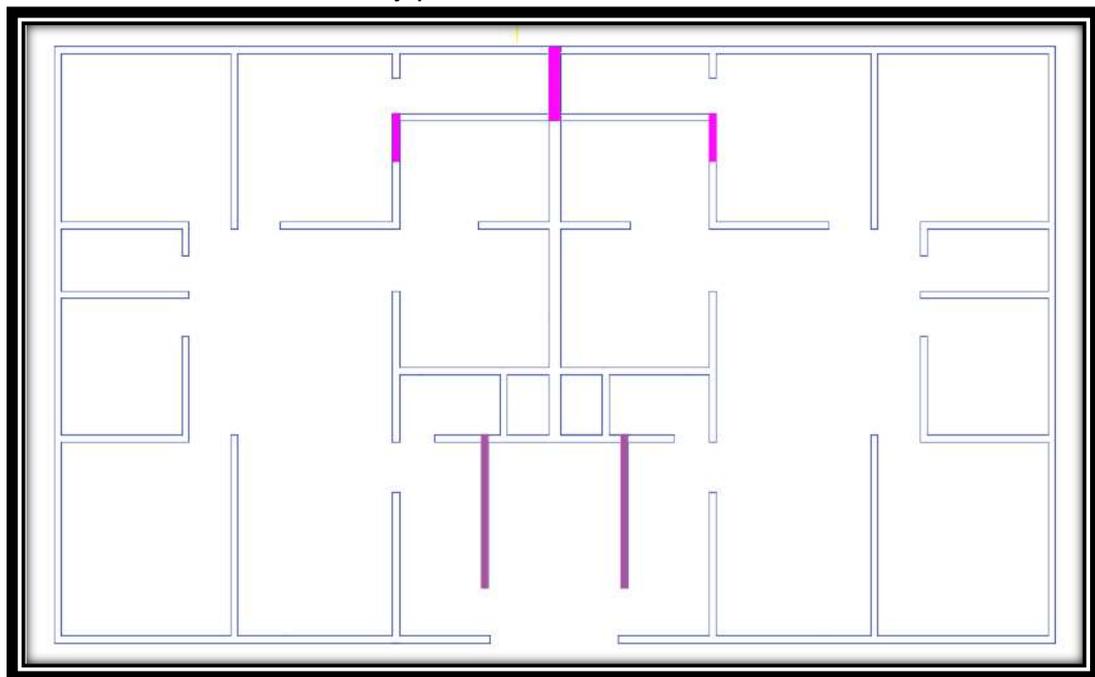
La edificación al ser de albañilería con muros portantes los ejes principales será en sentido "Y", el cual cumple función estructural de recibir el peso de losa de acuerdo a su área tributaria.

Los ejes secundarios están ubicados en sentido de "X".

Alféizares: Los alféizares de ventanas serán aislados de la estructura principal.

Muros: La estructura está compuesta en sus 2 direcciones principalmente por muros confinados.

Tabla N° 12: Vista en planta de la configuración de muros de albañilería y placas de concreto armado



Fuente: Elaboración propia del investigador

Predimensionamiento de elementos estructurales

Losa aligerada de techo:

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, recomienda para sobrecargas menores a 300Kg/m² y luces menores de 7m, en losas aligeradas mantener un espesor de losa de: $h \geq L/21 = 3.65/21 = 0.173\text{cm}$
Pero arquitectónicamente y por criterio usamos una losa de 20 cm de espesor.

Dónde:

h=Espesor de la losa

L= Luz entre apoyos

Espesor efectivo de Muro:

Para la zona sísmica 4, el espesor efectivo mínimo es:

$$t = \frac{h}{20} = \frac{240}{20} = 12.00 \text{ cm}$$

Con lo cual, se utilizara muros en aparejo de soga con espesor efectivo igual a 13 cm (15 cm tarrajados).

Columnas

La dimensiones de las columnas se consideran según la cantidad mínima indicada en el reglamento nacional de edificaciones E070; posteriormente al cálculo se reformula la dimensión, que considerara el ancho de los muros para aspectos estructurales.

Vigas dinteles

Las vigas dinteles se encuentran ubicadas en los vano correspondientes a las puertas y ventanas, tienen un peralte de 0.40 m según la ubicación de los muros de albañilería y un ancho igual al de los muros colindantes (0.13 m en el caso de albañilería confinada y 0.15 m en el caso de placas de concreto).

Metrado de cargas

El peso de la edificación se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinó de la siguiente manera:

- En edificaciones de categoría C, se tomara el 25% de la carga viva.

Tabla N°13: Muros en la dirección Y-Y

Muro	L (m)	t (m)	Área de Muro (m ²)	H (m)	Área Tributaria	P.Espcf.
Y1	4.350	0.130	0.5655	2.400	5.555	1.9
Y2	4.350	0.130	0.5655	2.400	11.263	1.9
Y3	3.150	0.130	0.4095	2.400	7.410	1.9
Y4	3.200	0.130	0.416	2.400	6.509	2.4
Y5	1.400	0.230	0.322	2.400	0.000	1.9
Y6	3.150	0.130	0.4095	2.400	8.400	1.9
Y7	0.000	0.000	0	2.400	0.000	1.9
Y8	1.650	0.130	0.2145	2.400	2.168	1.9
Y9	3.200	0.230	0.736	2.400	5.853	1.9
Y10	2.300	0.130	0.299	2.400	4.137	1.9
Y11	3.800	0.130	0.494	2.400	8.653	1.9
Y12	1.000	0.150	0.13	2.400	3.558	2.4
Y13	1.550	0.230	0.3565	2.400	1.031	1.9
Y14	2.200	0.130	0.286	2.400	3.595	1.9

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°14: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Peso Muro (Ton)	Peso Losa (Ton)	Peso Acab. (Ton)	Peso Solera (Ton)	Sobrecarga (Ton/m ²)
Y1	2.57868	1.66641	0.55547	0.40716	0.2
Y2	2.57868	3.37902	1.12634	0.40716	0.2
Y3	1.86732	2.22303	0.74101	0.29484	0.2
Y4	2.7648	1.95273	0.65091	0.3456	0.2
Y5	1.46832	0	0	0.23184	0.2
Y6	1.86732	2.52003	0.84001	0.29484	0.2
Y7	0	0	0	0	0.2
Y8	0.97812	0.65046	0.21682	0.15444	0.2
Y9	3.35616	1.75584	0.58528	0.52992	0.2
Y10	1.36344	1.24101	0.41367	0.21528	0.2
Y11	2.25264	2.59599	0.86533	0.35568	0.2
Y12	0.864	1.06734	0.35578	0.108	0.2
Y13	1.62564	0.30924	0.10308	0.25668	0.2
Y14	1.30416	1.07841	0.35947	0.20592	0.2

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°15: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Piso Típico	Cuarto piso	Piso Típico		Servicio	Cuarto piso	
	P. Viva (Ton)	P. Viva (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)	P.D. +P.L. (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)
Y1	1.111	0.833	5.208	1.111	6.32	6.605	0.833
Y2	2.253	1.690	7.491	2.253	9.74	7.491	1.690
Y3	1.482	1.112	5.126	1.482	6.61	5.126	1.112
Y4	1.302	0.976	5.714	1.302	7.02	5.299	0.976
Y5	0.000	0.000	1.700	0.000	1.70	1.700	0.000
Y6	1.680	1.260	5.522	1.680	7.20	5.522	1.260
Y7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Y8	0.434	0.325	2.000	0.434	2.43	2.963	0.325
Y9	1.171	0.878	6.227	1.171	7.40	6.227	0.878
Y10	0.827	0.621	3.233	0.827	4.06	4.454	0.621
Y11	1.731	1.298	6.070	1.731	7.80	6.070	1.298
Y12	0.712	0.534	2.395	0.712	3.11	2.266	0.534
Y13	0.206	0.155	2.295	0.206	2.50	2.722	0.155
Y14	0.719	0.539	2.948	0.719	3.67	2.948	0.539

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°16: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Servicio	N° Pisos Típico 1°-3°	Pisos Típico 4°	Total Muro	Pg=PD+0.25PL
	P.D. + P.L. (Ton)			P.D. + P.L. (Ton)	
Y1	7.438	3	1	26.394	23.269
Y2	9.181	3	1	38.412	32.077
Y3	6.238	3	1	26.062	21.894
Y4	6.276	3	1	26.079	22.418
Y5	1.700	3	1	6.801	6.801
Y6	6.782	3	1	28.389	23.664
Y7	0.000	3	1	0.000	0.000
Y8	3.288	3	1	10.589	9.369
Y9	7.105	3	1	29.298	26.006
Y10	5.074	3	1	17.256	14.929
Y11	7.368	3	1	30.769	25.901
Y12	2.799	3	1	11.730	9.729
Y13	2.877	3	1	11.663	11.083
Y14	3.487	3	1	14.488	12.466

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°17: Muros en la dirección Y-Y

Muro	L (m)	t (m)	Área de Muro (m ²)	H (m)	Área Tributaria	P.Espcf.
Y1"	4.350	0.130	0.5655	2.400	5.555	1.9
Y2"	4.350	0.130	0.5655	2.400	11.263	1.9
Y3"	3.150	0.130	0.4095	2.400	7.410	1.9
Y4"	3.200	0.130	0.48	2.400	6.509	2.4
Y5"	0.000	0.000	0	0.000	0.000	1.9
Y6"	3.150	0.130	0.4095	2.400	8.400	1.9
Y7"	0.000	0.130	0	2.400	0.000	1.9
Y8"	1.650	0.130	0.2145	2.400	2.168	1.9
Y9"	0.000	0.000	0	0.000	0.000	1.9
Y10"	2.300	0.130	0.299	2.400	4.137	1.9
Y11"	3.800	0.130	0.494	2.400	8.653	1.9
Y12"	1.000	0.130	0.15	2.400	3.558	2.4
Y13"	0.000	0.000	0	2.400	0.000	1.9
Y14"	2.200	0.130	0.286	2.400	3.595	1.9

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°18: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Peso Muro (Ton)	Peso Losa (Ton)	Peso Acab. (Ton)	Peso Solera (Ton)	Sobrecarga (Ton/m ²)
Y1"	2.57868	1.66641	0.55547	0.40716	0.2
Y2"	2.57868	3.37902	1.12634	0.40716	0.2
Y3"	1.86732	2.22303	0.74101	0.29484	0.2
Y4"	2.7648	1.95273	0.65091	0.3456	0.2
Y5"	0	0	0	0	0.2
Y6"	1.86732	2.52003	0.84001	0.29484	0.2
Y7"	0	0	0	0	0.2
Y8"	0.97812	0.65046	0.21682	0.15444	0.2
Y9"	0	0	0	0	0.2
Y10"	1.36344	1.24101	0.41367	0.21528	0.2
Y11"	2.25264	2.59599	0.86533	0.35568	0.2
Y12"	0.864	1.06734	0.35578	0.108	0.2
Y13"	0	0	0	0	0.2
Y14"	1.30416	1.07841	0.35947	0.20592	0.2

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°19: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Piso Típico	Cuarto piso	Piso Típico		Servicio	Cuarto piso	
	P. Viva (Ton)	P. Viva (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)	P.D. +P.L. (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)
Y1"	1.111	0.833	5.208	1.111	6.32	6.605	0.833
Y2"	2.253	1.690	7.491	2.253	9.74	7.491	1.690
Y3"	1.482	1.112	5.126	1.482	6.61	5.126	1.112
Y4"	1.302	0.976	5.714	1.302	7.02	5.299	0.976
Y5"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Y6"	1.680	1.260	5.522	1.680	7.20	5.522	1.260
Y7"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Y8"	0.434	0.325	2.000	0.434	2.43	2.963	0.325
Y9"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Y10"	0.827	0.621	3.233	0.827	4.06	4.454	0.621
Y11"	1.731	1.298	6.070	1.731	7.80	6.070	1.298
Y12"	0.712	0.534	2.395	0.712	3.11	2.266	0.534
Y13"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
Y14"	0.719	0.539	2.948	0.719	3.67	2.948	0.539

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°20: Muros en la dirección Y-Y

Muro	Servicio	N° Pisos Típico 1°-3°	Pisos Típico 4°	Total Muro	Pg=PD+0.25PL
	P.D. + P.L. (Ton)			P.D. +P.L. (Ton)	
Y1"	6.041	3	1	26.394	23.269
Y2"	9.181	3	1	38.412	32.077
Y3"	6.238	3	1	26.062	21.894
Y4"	6.690	3	1	26.079	22.418
Y5"	0.000	3	1	0.000	0.000
Y6"	6.782	3	1	28.389	23.664
Y7"	0.000	3	1	0.000	0.000
Y8"	2.325	3	1	10.589	9.369
Y9"	0.000	3	1	0.000	0.000
Y10"	3.854	3	1	17.256	14.929
Y11"	7.368	3	1	30.769	25.901
Y12"	2.929	3	1	11.730	9.729
Y13"	0.000	3	1	0.000	0.000
Y14"	3.487	3	1	14.488	12.466

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°21: Muros en la dirección X-X

Muro	L (m)	t (m)	Área de Muro (m ²)	H (m)	Área Tributaria	P.Espcf.
X1	2.330	0.130	0.3029	2.400	1.335	1.9
X2	2.250	0.130	0.2925	2.400	1.229	1.9
X3	2.100	0.150	0.315	2.400	0.728	2.4
X4	2.900	0.130	0.377	2.400	3.193	1.9
X5	3.150	0.150	0.4725	2.400	3.234	2.4
X6	3.350	0.130	0.4355	2.400	2.862	1.9
X7	2.900	0.130	0.377	2.400	4.324	1.9
X8	2.900	0.130	0.377	2.400	4.198	1.9
X9	2.580	0.130	0.3354	2.400	3.794	1.9
X10	3.250	0.130	0.4225	2.400	2.734	1.9
X11	3.950	0.130	0.5135	2.400	2.020	1.9
X12	3.630	0.130	0.4719	2.400	2.030	1.9
X13	3.600	0.130	0.468	2.400	1.945	1.9
X14	2.450	0.130	0.3185	2.400	1.537	1.9

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°22: Muros en la dirección X-X

Muro	Peso Muro (Ton)	Peso Losa (Ton)	Peso Acab. (Ton)	Peso Solera (Ton)	Sobrecarga (Ton/m ²)
X1	1.381224	0.40047	0.13349	0.218088	0.2
X2	1.3338	0.3687	0.1229	0.2106	0.2
X3	1.8144	0.21828	0.07276	0.2268	0.2
X4	1.71912	0.95778	0.31926	0.27144	0.2
X5	2.7216	0.97014	0.32338	0.3402	0.2
X6	1.98588	0.8586	0.2862	0.31356	0.2
X7	1.71912	1.29705	0.43235	0.27144	0.2
X8	1.71912	1.25946	0.41982	0.27144	0.2
X9	1.529424	1.13832	0.37944	0.241488	0.2
X10	1.9266	0.82008	0.27336	0.3042	0.2
X11	2.34156	0.60588	0.20196	0.36972	0.2
X12	2.151864	0.60894	0.20298	0.339768	0.2
X13	2.13408	0.58344	0.19448	0.33696	0.2
X14	1.45236	0.46095	0.15365	0.22932	0.2

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°23: Muros en la dirección X-X

Muro	Piso Típico	Cuarto piso	Piso Típico		Servicio	Cuarto piso	
	P. Viva (Ton)	P. Viva (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)	P.D. +P.L. (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)
X1	0.267	0.200	2.133	0.267	2.40	3.402	0.200
X2	0.246	0.184	2.036	0.246	2.28	3.153	0.184
X3	0.146	0.109	2.332	0.146	2.48	2.580	0.109
X4	0.639	0.479	3.268	0.639	3.91	3.268	0.479
X5	0.647	0.485	4.355	0.647	5.00	3.456	0.485
X6	0.572	0.429	3.444	0.572	4.02	3.444	0.429
X7	0.865	0.649	3.720	0.865	4.58	3.720	0.649
X8	0.840	0.630	3.670	0.840	4.51	3.670	0.630
X9	0.759	0.569	3.289	0.759	4.05	3.289	0.569
X10	0.547	0.410	3.324	0.547	3.87	3.324	0.410
X11	0.404	0.303	3.519	0.404	3.92	4.787	0.303
X12	0.406	0.304	3.304	0.406	3.71	4.421	0.304
X13	0.389	0.292	3.249	0.389	3.64	4.315	0.292
X14	0.307	0.230	2.296	0.307	2.60	2.296	0.230

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°24: Muros en la dirección X-X

Muro	Servicio			Total Muro	Pg=PD+0.25PL
	P.D. + P.L. (Ton)	N° Pisos Típico 1°-3°	Pisos Típico 4°	P.D. +P.L. (Ton)	
X1	3.602	3	1	10.803	10.052
X2	3.338	3	1	10.183	9.492
X3	2.690	3	1	8.989	8.580
X4	3.746	3	1	15.465	13.669
X5	3.941	3	1	16.248	14.429
X6	3.874	3	1	15.923	14.314
X7	4.368	3	1	18.122	15.690
X8	4.300	3	1	17.828	15.467
X9	3.858	3	1	16.000	13.866
X10	3.734	3	1	15.347	13.810
X11	5.09	3	1	16.860	15.724
X12	4.725	3	1	15.854	14.712
X13	4.607	3	1	15.520	14.427
X14	2.527	3	1	10.337	9.473

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°25: Muros en la dirección X-X

Muro	L (m)	t (m)	Área de Muro (m ²)	H (m)	Área Tributaria	P.Espcf.
X1"	2.330	0.130	0.3029	2.400	1.335	1.9
X2"	2.250	0.130	0.2925	2.400	1.229	1.9
X3"	2.100	0.150	0.315	2.400	0.728	2.4
X4"	2.900	0.130	0.377	2.400	3.193	1.9
X5"	0.000	0.000	0	2.400	0.000	0
X6"	3.350	0.130	0.4355	2.400	2.862	1.9
X7"	2.900	0.130	0.377	2.400	4.324	1.9
X8"	2.900	0.130	0.377	2.400	4.198	1.9
X9"	2.580	0.130	0.3354	2.400	3.794	1.9
X10"	0.000	0.130	0	2.400	0.000	1.9
X11"	3.950	0.130	0.5135	2.400	2.020	1.9
X12"	3.630	0.130	0.4719	2.400	2.030	1.9
X13"	3.600	0.130	0.468	2.400	1.945	1.9
X14"	2.450	0.130	0.3185	2.400	1.537	1.9

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°26: Muros en la dirección X-X

Muro	Peso Muro (Ton)	Peso Losa (Ton)	Peso Acab. (Ton)	Peso Solera (Ton)	Sobrecarga (Ton/m ²)
X1"	1.381224	0.40047	0.13349	0.218088	0.2
X2"	1.3338	0.3687	0.1229	0.2106	0.2
X3"	1.8144	0.21828	0.07276	0.2268	0.2
X4"	1.71912	0.95778	0.31926	0.27144	0.2
X5"					
X6"	1.98588	0.8586	0.2862	0.31356	0.2
X7"	1.71912	1.29705	0.43235	0.27144	0.2
X8"	1.71912	1.25946	0.41982	0.27144	0.2
X9"	1.529424	1.13832	0.37944	0.241488	0.2
X10"					
X11"	2.34156	0.60588	0.20196	0.36972	0.2
X12"	2.151864	0.60894	0.20298	0.339768	0.2
X13"	2.13408	0.58344	0.19448	0.33696	0.2
X14"	1.45236	0.46095	0.15365	0.22932	0.2

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°27: Muros en la dirección X-X

Muro	Piso Típico	Cuarto piso	Piso Típico		Servicio	Cuarto piso	
	P. Viva (Ton)	P. Viva (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)	P.D. +P.L. (Ton)	P.D. (Ton)	P.L. (Ton)
X1"	0.267	0.200	2.133	0.267	2.40	3.402	0.200
X2"	0.246	0.184	2.036	0.246	2.28	3.153	0.184
X3"	0.146	0.109	2.332	0.146	2.48	2.58	0.109
X4"	0.639	0.479	3.268	0.639	3.91	3.268	0.479
X5"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
X6"	0.572	0.429	3.444	0.572	4.02	3.444	0.429
X7"	0.865	0.649	3.720	0.865	4.58	3.720	0.649
X8"	0.840	0.630	3.670	0.840	4.51	3.670	0.630
X9"	0.759	0.569	3.289	0.759	4.05	3.289	0.569
X10"	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000
X11"	0.404	0.303	3.519	0.404	3.92	4.787	0.303
X12"	0.406	0.304	3.304	0.406	3.71	4.421	0.304
X13"	0.389	0.292	3.249	0.389	3.64	4.315	0.292
X14"	0.307	0.230	2.296	0.307	2.60	2.296	0.230

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°28: Muros en la dirección X-X

Muro	Servicio			Total Muro	
	P.D. + P.L. (Ton)	N° Pisos Típico 1°-3°	Pisos Típico 4°	P.D. +P.L. (Ton)	Pg=PD+0.25PL
X1"	3.602	3	1	10.803	10.052
X2"	3.338	3	1	10.183	9.492
X3"	2.69	3	1	8.989	8.580
X4"	3.746	3	1	15.465	13.669
X5"	0.000	3	1	0.000	0.000
X6"	3.874	3	1	15.923	14.314
X7"	4.368	3	1	18.122	15.690
X8"	4.300	3	1	17.828	15.467
X9"	3.858	3	1	16.000	13.866
X10"	0.000	3	1	0.000	0.000
X11"	5.09	3	1	16.860	15.724
X12"	4.725	3	1	15.854	14.712
X13"	4.607	3	1	15.520	14.427
X14"	2.527	3	1	10.337	9.473

Fuente: Elaboración propia del investigador

Peso total de la estructura = 883.465 ton

Densidad de muros

La densidad mínima de muro confinado se determina de la siguiente expresión del artículo 19.2 de la NTE E.070

$$\frac{\sum L_t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Tabla N°29: Parámetros de densidad

EDIFICIO	Z	U	S	N	Densidad mínima de muros
Edificio v.	0.45	1	1.1	4	0.035

Fuente: Elaboración propia del investigador

Dónde:

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo intervienen muros con L > 1.2 m)

t = espesor efectivo = 0.13 m

A_p = área de la planta típica el edificio está ubicado en la zona sísmica 4 (Norma E.030)

U = el edificio es de uso común, destinado a vivienda (Norma E.030)

S = parámetro del suelo (Norma E.030)

N = 4 número de pisos del edificio

Tabla N°30: Sección transformada

SECCION TRANSFORMADA	L (m)	t (m)	t *n	Área
Muros Y-Y (placa Y4)	3.2	0.13	0.85	2.7 m ²
Muros Y-Y (placa Y4")	3.2	0.13	0.85	2.7 m ²
Muros Y-Y (placa Y12)	1	0.13	0.85	0.8 m ²
Muros Y-Y (placa Y12")	1	0.13	0.85	0.8 m ²

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°31: Densidad de muros XX

DENSIDAD DE MUROS REFORZADOS					
Dirección X-X					
Muro	L (m)	t(m)	Ac (m ²)	N	Ac*N
X1	2.33	0.13	0.303	2	0.6058
X2	2.25	0.13	0.293	2	0.585
X3	2.1	0.13	0.273	2	0.546
X4	2.9	0.13	0.377	2	0.754
X5	3.15	0.13	0.410	1	0.4095
X6	3.35	0.13	0.436	2	0.871
X7	2.9	0.13	0.377	2	0.754
X8	2.9	0.13	0.377	2	0.754
X9	2.58	0.13	0.335	2	0.6708
X10	3.25	0.13	0.423	1	0.4225
X11	3.95	0.13	0.514	2	1.027
X12	3.63	0.13	0.472	2	0.9438
X13	3.6	0.13	0.468	2	0.936
X14	2.45	0.13	0.319	2	0.637
$\Sigma =$					15.1717
$(L*t)/Ap$					0.06021

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°32: Densidad de muros YY

DENSIDAD DE MUROS REFORZADOS					
Dirección Y-Y					
Muro	L (m)	t(m)	Ac (m ²)	N	Ac*N
Y1	4.35	0.13	0.566	2	1.131
Y2	4.35	0.13	0.566	2	1.131
Y3	3.15	0.13	0.410	2	0.819
Y4	3.2	0.13	0.416	2	0.832
Y5	1.4	0.23	0.322	1	0.322
Y6	3.15	0.13	0.410	2	0.819
Y7	0	0	0.000	0	0
Y8	1.65	0.13	0.215	2	0.429
Y9	3.2	0.23	0.736	1	0.736
Y10	2.3	0.13	0.299	2	0.598
Y11	3.8	0.13	0.494	2	0.988
Y12	1	0.13	0.130	2	0.26
Y13	1.55	0.23	0.357	1	0.3565
Y14	2.2	0.13	0.286	2	0.572
$\Sigma =$					17.3168
$\Sigma(L*t)/Ap =$					0.0687

Fuente: Elaboración propia del investigador

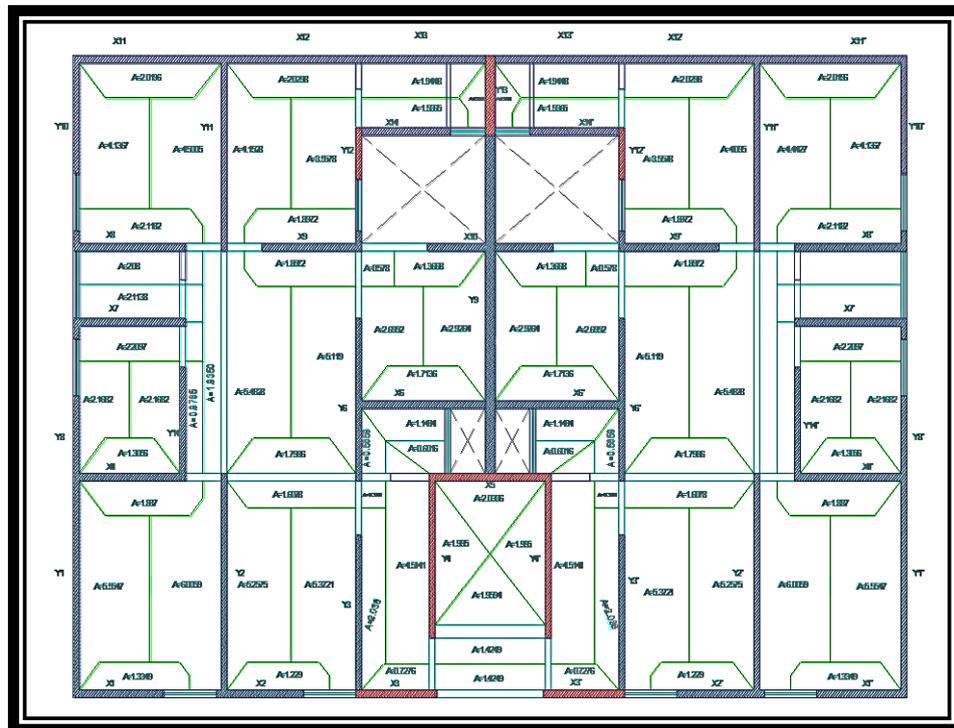
Análisis en (X-X) $\rightarrow \sum (L^*t)/Ap = 0.039 > 0.035$ OK

Análisis en (Y-Y) $\rightarrow \sum (L^*t)/Ap = 0.0687 > 0.035$ OK

Áreas tributarias

Las siguientes áreas tributarias han sido obtenidas de acuerdo a la distribución de los muros de albañilería y de la distribución del aligerado.

Tabla N°33: Áreas tributarias



Fuente: Elaboración propia del investigador

Calculo de esfuerzos actuantes

Análisis de muro por carga vertical

Muro de sogá:

$$Fa = 0.20 f' m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$Fa = 0.20(650) \left[1 - \left(\frac{2.40}{35 \times 0.13} \right)^2 \right]$$

$$F_a = 93.83 \text{ ton/m}^2 \leq 0.15 f'm$$

El esfuerzo admisible no debe superar a: $0.15 f'm = 0.15 \times 650 = 97.50$ ton/m², gobierna $F_a = 93.83$ ton/m²

Muro de cabeza:

$$F_a = 0.20 f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$F_a = 0.20(650) \left[1 - \left(\frac{2.40}{35 \times 0.23} \right)^2 \right]$$

$$F_a = 118.44 \text{ ton/m}^2 \geq 0.18 f'm$$

El esfuerzo admisible no debe superar a: $0.18 f'm = 0.18 \times 650 = 117.00$ ton/m², gobierna $F_a = 118.44$ ton/m²

Tabla N°34: Esfuerzo axial máximo YY

Límite de la Norma E070				
Esfuerzo de Compresión		$0.2 \cdot f'm \cdot (1 - (h/35t)^2)$	$0.15 \cdot f'm$	Esfuerzo Máximo
Muro	σ (Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	
Y1	46.67	93.83	97.5	conforme
Y2	67.93	93.83	97.5	conforme
Y3	63.64	93.83	97.5	conforme
Y4	62.69	102.83	97.5	conforme
Y5	21.12	118.44	97.5	conforme
Y6	69.33	93.83	97.5	conforme
Y7				
Y8	49.37	93.83	97.5	conforme
Y9	39.81	118.44	97.5	conforme
Y10	57.71	93.83	97.5	conforme
Y11	62.28	93.83	97.5	conforme
Y12	90.23	102.83	97.5	conforme
Y13	32.71	118.44	97.5	conforme
Y14	50.66	93.83	97.5	conforme

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°35: Esfuerzo axial máximo YY

Límite de la Norma E070				
Esfuerzo de compresión		$0.2 \cdot f' \cdot m \cdot (1 - (h/35t)^2)$	$0.15 \cdot f' \cdot m$	Esfuerzo máximo
Muro	σ (Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	
Y1"	46.67	93.83	97.5	conforme
Y2"	67.93	93.83	97.5	conforme
Y3"	63.64	93.83	97.5	conforme
Y4"	62.69	102.83	97.5	conforme
Y6"	69.33	93.83	97.5	conforme
Y7"				
Y8"	49.37	93.83	97.5	conforme
Y10"	57.71	93.83	97.5	conforme
Y11"	62.28	93.83	97.5	conforme
Y12"	90.23	102.83	97.5	conforme
Y14"	50.66	93.83	97.5	conforme

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°36: Esfuerzo axial máximo XX

Límite de la Norma E070				
Esfuerzo de compresión		$0.2 \cdot f' \cdot m \cdot (1 - (h/35t)^2)$	$0.15 \cdot f' \cdot m$	Esfuerzo máximo
Muro	σ (Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	
X1	35.66	93.83	97.5	conforme
X2	34.81	93.83	97.5	conforme
X3	28.54	93.83	97.5	conforme
X4	41.02	93.83	97.5	conforme
X5	39.68	93.83	97.5	conforme
X6	36.56	93.83	97.5	conforme
X7	48.07	93.83	97.5	conforme
X8	47.29	93.83	97.5	conforme
X9	47.71	93.83	97.5	conforme
X10	36.32	93.83	97.5	conforme
X11	32.83	93.83	97.5	conforme
X12	33.60	93.83	97.5	conforme
X13	33.16	93.83	97.5	conforme
X14	32.46	93.83	97.5	conforme

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°37: Esfuerzo axial máximo XX

Límite de la Norma E070				
Esfuerzo de compresión		$0.2 \cdot f' \cdot m \cdot (1 - (h/35t)^2)$	$0.15 \cdot f' \cdot m$	Esfuerzo máximo
Muro	σ (Ton/m ²)	(Ton/m ²)	(Ton/m ²)	
X1"	35.66	93.83	97.5	conforme
X2"	34.81	93.83	97.5	conforme
X3"	28.54	93.83	97.5	conforme
X4"	41.02	93.83	97.5	conforme
X5"				
X6"	36.56	93.83	97.5	conforme
X7"	48.07	93.83	97.5	conforme
X8"	47.29	93.83	97.5	conforme
X9"	47.71	93.83	97.5	conforme
X10"				
X11"	32.83	93.83	97.5	conforme
X12"	33.60	93.83	97.5	conforme
X13"	33.16	93.83	97.5	conforme
X14"	32.46	93.83	97.5	conforme

Fuente: Elaboración propia del investigador

Cálculo del centro de masa

En el centro de masa de cada nivel, se concentra la fuerza sísmica

Centro de masa

$$X_{cm} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad Y_{cm} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i}$$

Tabla N°38: Centro de masa

Muro	Longitud	Pesos t*h*l*1800	x m	y m	Px	Py
X1	2.33	1308.53	1.165	0.075	1,524	98
X2	2.25	1263.60	4.805	0.075	6,072	95
X3	2.10	1360.80	8.325	0.075	11,329	102
X4	2.90	1628.64	1.450	4.275	2,362	6,962
X5	3.15	2041.20	10.755	4.255	21,953	8,685
X6	3.35	1881.36	8.950	5.675	16,838	10,677
X7	2.90	1628.64	1.450	7.275	2,362	11,848
X8	2.90	1628.64	1.450	8.725	2,362	14,210
X9	2.58	1448.93	6.140	8.725	8,896	12,642
X10	3.25	1825.20	10.755	8.725	19,630	15,925
X11	3.95	2218.32	1.975	12.375	4,381	27,452
X12	3.63	2038.61	5.615	12.375	11,447	25,228
X13	3.60	2021.76	9.080	12.375	18,358	25,019
X14	2.45	1375.92	8.505	10.975	11,702	15,101

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°39: Centro de masa

Muro	Longitud	Pesos t*h*l*1800	x m	y m	Px	Py
X1"	2.33	1308.53	20.345	0.075	26,622	98
X2"	2.25	1263.60	16.705	0.075	21,108	95
X3"	2.10	1360.80	13.175	0.075	17,929	102
X4"	2.90	1628.64	20.050	4.275	32,654	6,962
X5"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
X6"	3.35	1881.36	11.550	5.675	21,730	10,677
X7"	2.90	1628.64	20.050	7.275	32,654	11,848
X8"	2.90	1628.64	20.050	8.725	32,654	14,210
X9"	2.58	1448.93	15.370	8.725	22,270	12,642
X10"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
X11"	3.95	2218.32	19.525	12.375	43,313	27,452
X12"	3.63	2038.61	15.895	12.375	32,404	25,228
X13"	3.60	2021.76	12.430	12.375	25,130	25,019
X14"	2.45	1375.92	13.005	10.975	17,894	15,101

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°40: Centro de masa

Muro	Longitud	Pesos t*h*l*1800	x m	y m	Px	Py
Y1	4.35	2442.96	0.075	2.175	183	5,313
Y2	4.35	2442.96	3.800	2.175	9,283	5,313
Y3	3.15	1769.04	7.355	1.575	13,011	2,786
Y4	3.20	2073.60	9.255	2.750	19,191	5,702
Y5	1.40	1391.04	10.755	5.050	14,961	7,025
Y6	3.15	1769.04	7.355	5.775	13,011	10,216
Y7	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
Y8	1.65	926.64	0.075	5.025	69	4,656
Y9	3.20	3179.52	10.755	7.200	34,196	22,893
Y10	2.30	1291.68	0.075	11.300	97	14,596
Y11	3.80	2134.08	3.875	10.550	8,270	22,515
Y12	1.00	648.00	7.355	10.550	4,766	6,836
Y13	1.55	1540.08	10.755	11.675	16,564	17,980
Y14	2.20	1235.52	2.825	5.300	3,490	6,548

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°41: Centro de masa

Muro	Longitud	Pesos t*h*l*1800	x m	y m	Px	Py
Y1"	4.35	2442.96	21.305	2.175	52,047	5,313
Y2"	4.35	2442.96	17.625	2.175	43,057	5,313
Y3"	3.15	1769.04	14.155	1.575	25,041	2,786
Y4"	3.20	2073.60	12.255	2.750	25,412	5,702
Y5"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
Y6"	3.15	1769.04	14.155	5.775	25,041	10,216
Y7"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
Y8"	1.65	926.64	21.305	5.025	19,742	4,656
Y9"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
Y10"	2.30	1291.68	21.305	11.300	27,519	14,596
Y11"	3.80	2134.08	17.625	10.550	37,613	22,515
Y12"	1.00	648.00	14.155	10.550	9,172	6,836
Y13"	0.00	0.00	0.000	0.000	0	0
Y14"	2.20	1235.52	18.675	5.300	23,073	6,548

Fuente: Elaboración propia del investigador

$$X_{cm} = 10.721$$

$$Y_{cm} = 6.506$$

Determinación de la rigidez

$$X_{cr} = \frac{\sum K_{iy}X_i}{\sum k_{iy}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum K_{ix}Y_i}{\sum k_{ix}}$$

Tabla N°42: Calculo de rigidez YY

MURO	Kiy	Xi	KiyXi
Y1	181,568	7.500	1,361,761
Y2	181,568	380.000	68,995,876
Y3	104,196	735.500	76,636,242
Y4	828,079	925.500	766,386,810
Y5	29,552	1,075.500	31,783,095
Y6	104,196	735.500	76,636,242
Y7	0	0.000	0
Y8	25,340	7.500	190,051
Y9	189,841	1,075.500	204,174,286
Y10	55,048	7.500	412,856
Y11	145,566	387.500	56,406,817
Y12	52,172	735.500	38,372,723
Y13	256,462	1,075.500	275,824,935
Y14	49,907	282.500	14,098,613

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°43: Calculo de rigidez YY

MURO	Kiy	Xi	KiyXi
Y1"	181,568	2,130.500	386,830,825
Y2"	181,568	1,762.500	320,013,767
Y3"	104,196	1,415.500	147,489,600
Y4"	828,079	1,225.500	1,014,810,412
Y5"	0	0.000	0
Y6"	104,196	1,415.500	147,489,600
Y7"	0	0.000	0
Y8"	25,340	2,130.500	53,987,083
Y9"	0	0.000	0
Y10"	55,048	2,130.500	117,278,739
Y11"	145,566	1,762.500	256,560,037
Y12"	52,172	1,415.500	73,849,884
Y13"	0	0.000	0
Y14"	49,907	1,867.500	93,200,564

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°44: Calculo de rigidez XX

MURO	Kix	Yi	KixYi
X1	56,623	7.500	424,675
X2	52,455	7.500	393,413
X3	51,865	7.500	2,601,672
X4	88,947	427.500	38,024,918
X5	804,113	425.500	342,149,998
X6	116,710	567.500	66,233,127
X7	88,947	727.500	64,709,071
X8	88,947	872.500	77,606,411
X9	70,293	872.500	61,330,804
X10	110,423	872.500	96,344,157
X11	155,330	1,237.500	192,221,118
X12	134,575	1,237.500	166,536,541
X13	132,645	1,237.500	164,148,619
X14	63,071	1,097.500	69,219,992

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°45: Calculo de rigidez XX

MURO	Kix	Yi	KixYi
X1"	56,623	7.500	424,675
X2"	52,455	7.500	393,413
X3"	51,865	7.500	2,601,672
X4"	88,947	427.500	38,024,918
X5"	0	0.000	0
X6"	116,710	567.500	66,233,127
X7"	88,947	727.500	64,709,071
X8"	88,947	872.500	77,606,411
X9"	70,293	872.500	61,330,804
X10"	0	0.000	0
X11"	155,330	1,237.500	192,221,118
X12"	134,575	1,237.500	166,536,541
X13"	132,645	1,237.500	164,148,619
X14"	63,071	1,097.500	69,219,992

Fuente: Elaboración propia del investigador

$$X_{cr} = 10.742 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = 8.02 \text{ m}$$

Análisis sísmico estático de la edificación Norma E.030

La fuerza cortante en la base (Análisis estático)

Tabla N°46: Fuerza cortante

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

Fuente: Elaboración del Inv.

Tabla N°47: Evaluación de la fuerza sísmica

Factor: Zona Sísmica (Z)	Factor Uso (U)	Factor A.(C)	Factor Suelo (S)
Z1 = 0.10	A (Esenc) 1.5	C = 2.5 (Tp/T)1.25 1225 C < 2.5 => 2.5	S1 = 1.0
Z2 = 0.25	B (Import) 1.3		S2 = 1.05
Z3 = 0.35	C (Comun) 1.0		S3 = 1.1
Z4 = 0.45	D (Menor) 1.0		S0=

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°48: Periodo fundamental

Factor que depende del tipo de estructura
Ct = 35 Pórticos de concreto
Ct = 45 Combinación de pórticos
Ct = 60 Estruc. de mampostería

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°49: Factor de Reducción

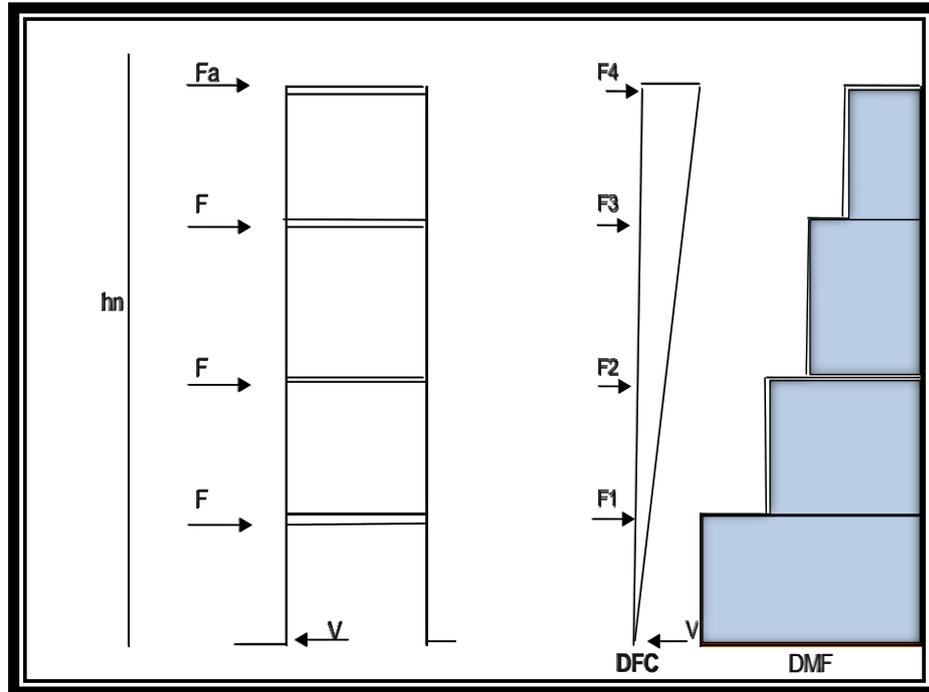
Factor R. (R)
Sismo Severo R = 3
Sismo Moderado R = 6
C/R ≥ 0.125

Fuente: Elaboración propia del investigador

V = 182,215 Kg Fuerza cortante en la base

Distribución de la Fuerzas sísmica

Tabla N°50: Fuerza sísmica por altura



Fuente: Elaboración propia del investigador

$$\begin{aligned}
 h_n &= 10.4 \text{ m} \\
 C_t &= 60 \text{ Para albañilería} \\
 T &= h_n / C_t \\
 T &= 0.1733 \text{ seg.} \\
 T_p &= 1 \text{ Tabla \#4} \\
 T_L &= 1.6 \text{ Tabla \#4} \\
 T &= 0.204 \text{ Periodo informático} \\
 C/R &= 0.417 > 0.125
 \end{aligned}$$

Fuerza sísmica ante sismo moderado Norma E.030

Tabla N°51: Fuerza sísmica por niveles

Nivel	altura (hi)	peso (Pi)	Pi*hi	Fi	% V
4	10.40	228,667	2,378,138	74930.85	41.1
3	7.80	218,266	1,702,473	53641.86	29.4
2	5.20	218,266	1,134,982	35761.24	19.6
1	2.60	218,266	567,491	17880.62	9.8
Total		843,465	5,783,085	182214.56	100.00

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diagrama Cortante por sismo

$$\begin{aligned}
 V_4 &= F_4 &&= 74,931 \text{ Cuarto piso} \\
 V_3 &= F_3 + F_4 &&= 128,573 \text{ Tercer piso} \\
 V_2 &= F_2 + F_3 + F_4 &&= 164,334 \text{ Segundo piso} \\
 V_1 &= F_1 + F_2 + F_3 + F_4 &&= 182,215 \text{ Primer piso}
 \end{aligned}$$

Calculo de excentricidades

Tabla N°52: Excentricidad

Sismo actua en la dirección "	Real ex=	Xcm - Xcr	-0.021
	eacc x =	0.05Ldirec.x	1.075
Sismo actúa en la dirección "	Real ey=	Ycm - Ycr	-1.514
	eacc y =	0.05Ldirec.y	0.62

Fuente: Elaboración propia del investigador

Cálculo de cortante de diseño (estático)

Tabla N°53: Cortante de diseño

Muro	V final (kg)	Muro	V final (kg)
X1	4,244	X1"	4,244
X2	3,931	X2"	3,931
X3	3,887	X3"	3,887
X4	6,666	X4"	6,666
X5	9,010	X5"	0
X6	8,746	X6"	8,746
X7	6,666	X7"	6,666
X8	6,666	X8"	6,666
X9	5,268	X9"	5,268
X10	8,275	X10"	0
X11	11,640	X11"	11,640
X12	10,085	X12"	10,085
X13	9,940	X13"	9,940
X14	4,724	X14"	4,727

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°54: Cortante de diseño

Muro	V final (kg)	Muro	V final (kg)
Y1	8,418	Y1"	9,395
Y2	8,587	Y2"	9,225
Y3	5,022	Y3"	5,202
Y4	40,310	Y4"	40,942
Y5	1,450	Y5"	0
Y6	5,022	Y6"	5,202
Y7	0	Y7"	0
Y8	1,175	Y8"	1,311
Y9	9,314	Y9"	0
Y10	2,552	Y10"	2,848
Y11	6,887	Y11"	7,396
Y12	2,514	Y12"	2,605
Y13	12,582	Y13"	0
Y14	2,348	Y14"	2,549

Fuente: Elaboración propia del investigador

Resistencia al corte y control de fisuración

Tabla N°55: Control de fisuración

Muro	$\alpha = V_e * L / M_e$	α final	Etabs	Etabs	Etabs
			Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)
Y1	2.35	1.000	23.27	6.55	12.13
Y2	1.16	1.000	32.08	4.8	18.01
Y3	1.11	1.000	21.89	3.00	8.5
Y4	0.98	1.000	22.42	19.50	63.55
Y5	2.89	1.000	6.80	3.34	1.62
Y6	0.96	0.984	23.66	2.80	9.23
Y8	1.81	1.000	9.37	2.03	1.85
Y9	8.65	1.000	26.01	10.85	4.01
Y10	1.03	1.000	14.93	2.08	4.65
Y11	1.45	1.000	25.90	4.72	12.36
Y12	1.76	1.000	9.73	1.77	1.01
Y13	11.97	1.000	11.08	9.96	1.29
Y14	0.98	0.998	12.47	1.59	3.58

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°56: Control de fisuración

Muro	Vm (ton)	0.55*Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm	Resistencia del Del edificio Severo $\sum V_m > V_E$
			Fisuración	
Y1	28.25	15.54	cumple	
Y2	30.28	16.65	cumple	
Y3	21.62	11.89	cumple	
Y4	24.24	13.33	placa de concreto	
Y5	14.61	8.03	cumple	
Y6	21.29	11.71	cumple	
Y8	10.84	5.96	cumple	
Y9	35.79	19.68	cumple	
Y10	15.54	8.55	cumple	
Y11	25.96	14.28	cumple	
Y12	8.31	4.57	cumple	
Y13	16.99	9.34	placa de concreto	
Y14	14.18	7.80	cumple	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°57: Control de fisuración

	Vm1/Ve1		Vu (ton)	Mu (ton-m)
Muro	$2 < (Vm1/Ve1) < 3$	(Vm1/Ve1) Final	$Vu = Ve(Vm1/Ve1)$	$Mu = Me(Vm1/Ve1)$
Y1	4.31	3.0	19.66	36.39
Y2	6.31	3.0	14.40	54.03
Y3	7.21	3.0	9.00	25.50
Y4	1.24	2.0	39.00	127.10
Y5	4.37	3.0	10.02	4.85
Y6	7.60	3.0	8.40	27.68
Y7				
Y8	5.33	3.0	6.10	5.55
Y9	3.30	3.0	32.55	12.04
Y10	7.47	3.0	6.24	13.95
Y11	5.50	3.0	14.16	37.05
Y12	4.70	3.0	5.31	3.02
Y13	1.71	2.0	19.92	2.58
Y14	8.92	3.0	4.77	10.74

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°58: Control de fisuración

			Etabs	Etabs	Etabs
Muro	$\alpha = Ve \cdot L / Me$	α final	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)
Y1"	2.47	1.000	23.27	7.58	13.33
Y2"	1.35	1.000	32.08	5.71	18.44
Y3"	1.19	1.000	21.89	3.27	8.65
Y4"	0.98	0.977	24.42	19.80	64.85
Y6"	1.00	1.000	23.66	3.04	9.53
Y8"	1.93	1.000	9.37	2.45	2.09
Y10"	1.05	1.000	14.93	2.42	5.29
Y11"	2.36	1.000	25.90	6.17	9.93
Y12"	0.50	0.502	9.73	1.67	3.33
Y13"			0.00		
Y14"	0.97	0.967	12.47	1.78	4.04

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°59: Control de fisuración

Muro	Vm (ton)	0.55*Vm (ton)	Ve ≤ 0.55Vm	Resistencia Del edificio Severo ΣVm > VE
			Fisuración	
Y1"	28.25	15.54	cumple	
Y2"	30.28	16.65	cumple	
Y3"	21.62	11.89	cumple	
Y5"	0.00		cumple	
Y6"	22.03	12.12	cumple	
Y8"	10.84	5.96	cumple	
Y9"	0.00		cumple	
Y10"	15.54	8.55	cumple	
Y11"	25.96	14.28	cumple	
Y12"	5.28	2.91	cumple	
Y13"	0.00			
Y14"	14.07	7.74	cumple	
Σ = 466.89				182.66

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°60: Control de fisuración

Muro	Vm1/Ve1	(Vm1/Ve1) final	Vu (ton)	Mu (ton-m)
	2 < (Vm1/Ve1) < 3		Vu = Ve(Vm1/Ve1)	Mu = Me(Vm1/Ve1)
Y1"	3.73	3.0	22.74	39.99
Y2"	5.30	3.0	17.13	55.32
Y3"	6.62	3.0	9.80	25.95
Y4"	1.22	2.0	39.60	129.70
Y6"	7.25	3.0	9.11	28.58
Y8"	4.43	3.0	7.35	6.27
Y9"			0.00	0.00
Y10"	6.43	3.0	7.26	15.87
Y11"	4.21	3.0	18.51	29.79
Y12"	3.16	3.0	5.01	9.99
Y13"			0.00	0.00
Y14"	7.92	3.0	5.33	12.13

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°61: Control de fisuración

Muro	$\alpha = V_e * L / M_e$	α final	Etabs		
			Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)
X1	1.83	1.000	10.05	6.15	7.82
X2	1.41	1.000	9.49	5.11	8.15
X3	1.36	1.000	8.58	4.45	6.85
X4	1.52	1.000	13.67	4.87	9.29
X5	5.42	1.000	14.43	8.23	4.78
X6	3.72	1.000	14.31	9.20	8.28
X7	0.94	0.939	15.69	3.05	9.42
X8	1.57	1.000	15.47	3.77	6.96
X9	1.21	1.000	13.87	2.84	6.04
X10	1.05	1.000	13.81	3.88	11.96
X11	4.91	1.000	15.72	8.82	7.10
X12	11.42	1.000	14.71	9.08	2.89
X13	13.97	1.000	14.43	8.54	2.20
X14	1.71	1.000	9.47	3.15	4.50

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°62: Control de fisuración

Muro	Vm (ton)	0.55*Vm (ton)	Resistencia del Del edificio	
			Ve ≤ 0.55Vm	Severo $\sum V_m > V_e$
			Fisuración	
X1	14.58	8.02	cumple	
X2	14.03	7.72	cumple	
X3	14.73	8.10	cumple	
X4	18.41	10.13	cumple	
X5	22.45	12.35	cumple	
X6	20.93	11.51	cumple	
X7	17.95	9.87	cumple	
X8	18.83	10.35	cumple	
X9	16.77	9.23	cumple	
X10	20.29	11.16	cumple	
X11	24.41	13.43	cumple	
X12	22.50	13.79	cumple	
X13	22.27	12.25	cumple	
X14	15.08	8.29	cumple	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N° 63: Control de fisuración

Muro	Vm1/Ve1	(Vm1/Ve1) final	Vu (ton)	Mu (ton-m)
	$2 < (Vm1/Ve1) < 3$		$Vu = Ve (Vm1/Ve1)$	$Mu = Me (Vm1/Ve1)$
X1	2.37	2.4	14.58	18.54
X2	2.70	2.7	14.03	22.38
X3	3.31	3.0	13.35	20.55
X4	3.78	3.0	14.61	27.87
X5	2.73	2.7	22.45	13.06
X6	2.27	2.3	20.93	18.84
X7	5.89	3.0	9.15	28.25
X8	4.99	3.0	11.31	20.87
X9	5.91	3.0	8.52	18.12
X10	5.23	3.0	11.64	35.88
X11	2.77	2.8	24.41	19.64
X12	2.48	2.5	22.50	7.15
X13	2.61	2.6	22.27	5.74
X14	4.78	3.0	9.46	13.51

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N° 64: Control de fisuración

Muro	$\alpha = Ve * L / Me$	α final	Etabs	Etabs	Etabs
			Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)
X1"	1.76	1.000	10.05	6.02	7.95
X2"	1.39	1.000	9.49	5.07	8.19
X3"	1.34	1.000	8.58	4.44	6.97
X4"	1.68	1.000	13.67	5.21	9.00
X5"			0.00		
X6"	3.64	1.000	14.31	9.10	8.36
X7"	1.03	1.000	15.69	3.03	8.55
X8"	1.77	1.000	15.47	3.86	6.32
X9"	1.76	1.000	13.87	6.38	9.37
X10"			0.00		
X11"	5.11	1.000	15.72	8.90	6.88
X12"	10.44	1.000	14.71	8.99	3.13
X13"	13.71	1.000	14.43	6.59	1.73
X14"	1.74	1.000	9.47	3.19	4.48

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°65: Control de fisuración

Muro	Vm (ton)	0.55*Vm (ton)	Fisuración	Resistencia Del edificio
				Severo $\sum Vm > VE$
X1"	14.58	8.02	cumple	
X2"	14.03	7.72	cumple	
X3"	14.73	8.10	cumple	
X4"	18.41	10.13	cumple	
X5"	0.00		cumple	
X6"	20.93	11.51	cumple	
X7"	18.88	10.38	cumple	
X8"	18.83	10.35	cumple	
X9"	16.77	9.23	cumple	
X11"	24.41	13.43	cumple	
X12"	22.50	13.50	cumple	
X13"	22.27	12.25	cumple	
X14"	15.08	8.29	cumple	
0				
$\Sigma =$	481.68			

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°66: Control de fisuración

Muro	Vm1/Ve1	(Vm1/Ve1) final	Vu (ton)	Mu (ton-m)
	$2 < (Vm1/Ve1) < 3$		$Vu = Ve(Vm1/Ve1)$	$Mu = Me(Vm1/Ve1)$
X1"	2.42	2.4	14.58	19.26
X2"	2.77	2.8	14.03	22.66
X3"	3.32	3.0	13.32	20.90
X4"	3.53	3.0	15.63	26.99
X5"			0.00	0.00
X6"	2.30	2.3	20.93	19.24
X7"	6.23	3.0	9.10	25.65
X8"	4.87	3.0	11.59	18.96
X9"	2.63	2.6	16.77	24.62
X11"	2.74	2.7	24.41	18.88
X12"	2.50	2.5	22.50	7.82
X13"	3.38	3.0	19.77	5.19
X14"	4.73	3.0	9.57	13.44

Fuente: Elaboración propia del investigador

Análisis Dinámico de la edificación

Alcance del análisis sísmico dinámico:

El análisis dinámico se realizó en base a lo estipulado en la norma E030, numeral 18.2 (b).

Los parámetros definidos en el numeral 18.2 (b) se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la gravedad.

Tabla N°67: Parámetros definidos

Z =	0.45	Factor de Zona
U =	1.0	Categoría de edificación
S =	1.1	Factor de Suelo
Tp =	1.0	Periodo de Suelo
TL=	1.6	
Rx =	6	Sistema estructural
Ry =	6	Sistema estructural
Hn =	10.40 m	Altura de Edificación

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°68: periodo fundamental

Tx =	0.17s	Período Fundamental de la Estructura
Ty =	0.17s	Período Fundamental de la Estructura
C =	$2.5*(Tp/T) \leq$	Factor de Amplificación Sísmica
V =	$(ZUCS/R)*P$	Fuerza Cortante en la Base
Vx =	$(0.20625)*P$	C/R x = 0.42
Vy =	$(0.20625)*P$	C/R y = 0.42
Fax =	--	Fuerza concentrada
Fay =	--	Fuerza concentrada
V'x =	--	
V'y =	--	
Sa =	$(ZUCS/R)*g$	Aceleración Espectral

Fuente: Elaboración propia del investigador

Modos de vibración:

El análisis modal es una técnica utilizada para determinar las características vibratorias de una estructura con comportamiento elástico y lineal, nos suministra las frecuencias y formas naturales con las que vibra una estructura. Es el tipo de análisis dinámico más importante, y debe de hacerse siempre antes de cualquier otro análisis, pues las características vibratorias de una estructura determinan como responde ante las cargas dinámicas.

Se deben de considerar mínimo tres modos de vibrar por piso.

Tabla N°69: Periodos y frecuencias

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		Sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.204	4.9	30.7891	947.9696
Modal	2	0.171	5.856	36.7946	1353.8429
Modal	3	0.135	7.414	46.5863	2170.2819
Modal	4	0.062	16.189	101.7204	10347.0375
Modal	5	0.061	16.49	103.6067	10734.3445
Modal	6	0.06	16.706	104.9673	11018.129
Modal	7	0.053	18.86	118.5023	14042.7905
Modal	8	0.053	18.971	119.1998	14208.59
Modal	9	0.053	18.974	119.219	14213.1715
Modal	10	0.052	19.084	119.9109	14378.6271
Modal	11	0.052	19.328	121.44	14747.6645
Modal	12	0.051	19.726	123.9418	15361.5636

Fuente: Elaboración propia del investigador

Aceleración espectral:

Las fuerzas sísmicas se pueden calcular mediante la relación entre el peso de la edificación y la aceleración generada por la vibración del sismo. Partiendo de estos datos, se han definido unas curvas llamadas espectros de diseño, las cuales recogen el conjunto de los máximos valores de aceleración que pueden afectar diferentes edificaciones de acuerdo a sus características vibratorias, estas dependen de su rigidez y número de pisos, entre otras variables.

Un espectro de diseño, entonces, es la herramienta, que permite calcular las construcciones, teniendo en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características de la estructura (periodo de vibración).

Cuando un ingeniero estructural debe diseñar una edificación, se localiza en una de las zonas establecida en la microzonificación de acuerdo con el área de la ciudad donde está ubicado el edificio, calcula el período de vibración de la estructura basado en las características de la misma, y con el espectro definido para esa zona, define la fuerza sísmica que le debe ampliar para el diseño ⁴

⁴ <http://www.col.ops-oms.org/desastres/docs/pereira/06espectro.htm>

Tabla N°70: Aceleración espectral

T	C	Sax (cm ² /s)	Say (cm ² /s)
0.00	2.5	0.2063	0.2063
0.02	2.5	0.2063	0.2063
0.04	2.5	0.2063	0.2063
0.06	2.5	0.2063	0.2063
0.08	2.5	0.2063	0.2063
0.10	2.5	0.2063	0.2063
0.12	2.5	0.2063	0.2063
0.14	2.5	0.2063	0.2063
0.16	2.5	0.2063	0.2063
0.18	2.5	0.2063	0.2063
0.20	2.5	0.2063	0.2063
0.25	2.5	0.2063	0.2063
0.30	2.5	0.2063	0.2063
0.35	2.5	0.2063	0.2063
0.40	2.5	0.2063	0.2063
0.45	2.5	0.2063	0.2063
0.50	2.5	0.2063	0.2063
0.55	2.5	0.2063	0.2063
0.60	2.5	0.2063	0.2063
0.65	2.5	0.2063	0.2063
0.70	2.5	0.2063	0.2063
0.75	2.5	0.2063	0.2063
0.80	2.5	0.2063	0.2063
0.85	2.5	0.2063	0.2063
0.90	2.5	0.2063	0.2063
0.95	2.5	0.2063	0.2063
1.00	2.5	0.2063	0.2063
1.60	1.5625	0.1289	0.1289
2.00	1.0000	0.0825	0.0825
2.50	0.64	0.0528	0.0528
3.00	0.4444	0.0367	0.0367
4	0.25	0.0206	0.0206
5	0.16	0.0132	0.0132
6	0.1111	0.0092	0.0092
7	0.08163	0.0067	0.0067
8	0.0625	0.0052	0.0052
9	0.049383	0.0041	0.0041
10	0.04	0.0033	0.0033

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño del acero de refuerzo

Tabla N°71: Fuerzas internas

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	Vc (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{Vm1 * Lm}{L(Nc + 1)}$	$Vm1 * \left(\frac{h}{L}\right) - Pc$	$Pc - \frac{Vm1 * h}{2 * L}$
Exterior	$1.5 * \frac{Vm1 * Lm}{L(Nc + 1)}$	F - Pc	Pc + F

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones 2015

Tabla N°72: Fuerzas internas en columnas

Muro	C-Interior		Columna exterior	
	C-3	C-1	C-2	
	Pt-3	Pt-1	Pt-2	
Y1		2.195	3.4175	
Y2		0	2.0925	
Y3		0	2.367	
Y5		4.5075	7.15	
Y6	3.577	0	0	
Y8	0	0	3.4175	
Y9	0	3.4525	7.155	
Y10	0	0	3.615	
Y11	0	0	7.0125	
Y14	0	0	3.4175	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°73: Fuerzas internas en columnas

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA DE CONFINAMIENTO					
Muro	Pc	Lm	Nc	M	F
Y1	10.94	4.35	2	2.87	0.66
Y2	16.04	4.35	2	17.69	4.07
Y3	10.95	3.15	2	-0.44	-0.14
Y5	3.40	1.40	2	-12.68	-9.05
Y6	7.89	3.15	3	2.13	0.68
Y8	4.20	1.65	2	-7.19	-4.36
Y9	13.00	3.20	2	-30.91	-9.66
Y10	6.85	2.30	2	-4.37	-1.90
Y11	12.95	3.80	2	5.89	1.55
Y13	4.69	1.55	2	-17.80	-11.49
Y14	6.23	2.20	2	-6.28	-2.86

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°74: Fuerzas internas en columnas

Muro	Vc (Fuerza corte)		T (tracción)		
	Vc (Exterior)	Vc (Interior)	T-1	T-2	T-3
			Ext. C-1	Ext. C-2	Interior
Y1	13.97		-12.47	-13.69	0
Y2	15.14		-11.97	-14.06	0
Y3	10.81		-11.09	-13.46	0
Y5	7.30		-16.96	-19.60	0
Y6	7.99	2.662	-7.21	-7.21	4.759
Y8	5.31		-8.56	-11.98	
Y9	17.89		-26.11	-29.82	
Y10	7.63		-8.75	-12.37	
Y11	12.98		-11.40	-18.41	
Y12	4.16		-11.82	-14.19	
Y13	8.49		-17.03	-23.71	
Y14	7.09		-9.09	-12.51	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°75: Fuerzas internas en columnas

Muro	C (compresión)		
	Exterior-C-1	Exterior-C-2	Interior
Y1	11.60	11.60	
Y2	20.11	20.11	
Y3	10.81	10.81	
Y4	41.84	41.84	
Y5	-5.65	-5.65	
Y6	8.56	8.56	-0.224
Y7		0.00	
Y8	-0.16	-0.16	
Y9	3.34	3.34	
Y10	4.96	4.96	
Y11	14.50	14.50	
Y12	-2.09	-2.09	
Y13	-5.95	-5.95	
Y14	3.38	3.38	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°76: Fuerzas internas en columnas

Muro	C-Interior		Columna exterior	
	C-3	C-1	C-2	
	Pt-3	Pt-1	Pt-2	
Y1"		2.195	3.4175	
Y2"		0	2.0925	
Y3"		0	2.367	
Y5"		0	0	
Y6"	3.577	0	0	
Y8"	0	0	3.4175	
Y9"	0	0	0	
Y10"	0	0	3.615	
Y11"	0	0	7.0125	
Y12"	0	0	2.367	
Y13"	0	0	0	
Y14"	0	0	3.4175	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°77: Fuerzas internas en columnas

Muro	FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA DE CONFINAMIENTO				
	Pc	Lm	Nc	M	F
Y1"	10.94	4.35	2	6.47	1.49
Y2"	16.04	4.35	2	18.98	4.36
Y3"	10.95	3.15	2	0.01	0.00
Y4"	12.04	3.20	2	100.26	31.33
Y5"	0.00	0.00	2	0.00	
Y6"	7.89	3.15	3	2.14	0.68
Y7"					
Y8"	4.20	1.65	2	-6.48	-3.93
Y9"	0.00	0.00	2	0.00	
Y10"	6.85	2.30	2	-2.45	-1.06
Y11"	12.95	3.80	2	-1.36	-0.36
Y12"	5.12	1.00	2	3.51	3.51
Y13"	0.00	0.00	1	0.00	
Y14"	6.23	2.20	2	-4.75	-2.16

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°78: Fuerzas internas en columnas

Muro	Vc (Fuerza corte)		T (tracción)		
	Vc (Exterior)	Vc (Interior)	T-1	T-2	T-3
	Ext. C-1	Ext. C-2	Interior		
Y1"	13.97		-11.64	-12.87	
Y2"	15.14		-11.67	-13.77	
Y3"	10.81		-10.95	-13.31	
Y4"	12.27		19.29	14.79	
Y5"			0.00	0.00	
Y6"	8.26	2.753	-7.21	-7.21	5.318
Y7"			0.00	0.00	
Y8"	5.31		-8.13	-11.55	
Y9"			0.00	0.00	
Y10"	7.63		-7.92	-11.53	
Y11"	12.98		-13.31	-20.32	
Y12"	2.70		-1.62	-3.99	
Y13"			0.00	0.00	
Y14"	7.03		-8.39	-11.81	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°79: Fuerzas internas en columnas

Muro	C (compresión)		
	Exterior-C-1	Exterior-C-2	Interior
Y1"	12.42	12.42	
Y2"	20.40	20.40	
Y3"	10.95	10.95	
Y4"	43.37	43.37	
Y5"	0.00	0.00	
Y6"	8.57	8.57	-0.503
Y7"		0.00	
Y8"	0.28	0.28	
Y9"	0.00	0.00	
Y10"	5.79	5.79	
Y11"	12.59	12.59	
Y12"	8.63	8.63	
Y13"	0.00	0.00	
Y14"	4.07	4.07	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N° 80: Fuerzas internas en columnas

Muro	C-Interior		Columna exterior	
	C-3	C-1	C-2	
	Pt-3	Pt-1	Pt-2	
X1		5.468	0	
X2		0	8.01925	
X3		0	5.4735	
X4		3.1165	7.5695	
X5				
X6	0	5.916	8.20175	
X7	0	0	0	
X8	0	0	0	
X9	0	0	0	
X10	6.5015	0	0	
X11	0	6.475	3.427	
X12	0	6.475	0	
X13	0	2.343	0	
X14	0	0	2.562	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°81: Fuerzas internas en columnas

Muro	FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA DE CONFINAMIENTO				
	Pc	Lm	Nc	M	F
X1	4.39	2.33	2	1.03	0.44
X2	4.19	2.25	2	5.44	2.42
X3					
X4	6.83	2.90	2	5.78	1.99
X5					
X6	4.77	3.35	3	-6.28	-1.87
X7	7.85	2.90	2	6.71	2.31
X8	7.73	2.90	2	-1.72	-0.59
X9	6.93	2.58	2	-2.01	-0.78
X10	6.90	3.25	2	11.54	3.55
X11	7.23	3.95	2	-9.54	-2.42
X12	6.80	3.63	2	-19.62	-5.40
X13	6.68	3.60	2	-20.75	-5.77
X14	4.74	2.45	2	-4.58	-1.87

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°82: Fuerzas internas en columnas

Muro	Vc (Fuerza corte)		T (tracción)		
	Vc (Exterior)	Vc (Interior)	T-1	T-2	T-3
	Ext. C-1	Ext. C-2	Interior		
X1	7.14		-9.42	-3.95	0
X2	6.89		-1.77	-9.79	0
X3	7.29		-2.53	-8.00	
X4	9.21		-7.96	-12.41	0
X5					
X6	7.85		-12.56	-14.85	
X7	8.98		-5.53	-5.53	
X8	9.41		-8.33	-8.33	
X9	8.39		-7.71	-7.71	
X10	10.14	3.381	-3.35	-3.35	1.575
X11	12.06		-16.12	-13.07	
X12	11.12		-18.68	-12.20	
X13	11.01		-14.79	-12.45	
X14	7.54		-6.61	-9.17	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°83: Fuerzas internas en columnas

Muro	C (compresión)		
	Exterior-C-1	Exterior-C-2	Interior
X1	4.83	4.83	
X2	6.60	6.60	
X3	5.43		
X4	8.83	8.83	
X5			
X6	2.90	2.90	
X7	10.16	10.16	
X8	7.14	7.14	
X9	6.16	6.16	
X10	10.45	10.45	-0.586
X11	4.81	4.81	
X12	1.39	1.39	
X13	0.92	0.92	
X14	2.87	2.87	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°84: Fuerzas internas en columnas

Muro	C-Interior		Columna exterior	
	C-3	C-1	C-2	
	Pt-3	Pt-1	Pt-2	
X1"		5.468	0	
X2"		0	8.01925	
X3"		0	5.4735	
X4"		3.1165	7.5695	
X5"				
X6"	0	5.916	8.20175	
X7"	0	0	0	
X8"	0	0	0	
X9"	0	0	0	
X10"				
X11"	0	6.475	3.427	
X12"	0	6.475	0	
X13"	0	2.343	0	
X14"	0	0	2.562	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°85: Fuerzas internas en columnas

Muro	FUERZAS INTERNAS EN COLUMNA DE CONFINAMIENTO				
	Pc	Lm	Nc	M	F
X1"	4.39	2.33	2	1.73	0.74
X2"	4.19	2.25	2	5.72	2.54
X3"	3.98	2.10	2	3.40	1.62
X4"	6.83	2.90	2	4.89	1.69
X5"					
X6"	4.77	3.35	3	-5.88	-1.76
X7"	7.85	2.90	2	3.00	1.03
X8"	7.73	2.90	2	-3.63	-1.25
X9"	6.93	2.58	2	4.50	1.74
X10"					
X11"	7.23	3.95	2	-10.29	-2.61
X12"	6.80	3.63	2	-18.95	-5.22
X13"	13.36	3.60	1	-21.24	-5.90
X14"	4.74	2.45	2	-4.65	-1.90

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°86: Fuerzas internas en columnas

Muro	T (tracción)				
	Vc (Fuerza corte)		T-1	T-2	T-3
	Vc (Exterior)	Vc (Interior)	Ext. C-1	Ext. C-2	Interior
X1"	7.14		-9.12	-3.65	
X2"	6.89		-1.65	-9.66	
X3"	7.29		-2.36	-7.83	
X4"	9.21		-8.26	-12.72	
X6"	7.85		-12.44	-14.73	
X7"	9.44		-6.81	-6.81	
X8"	9.41		-8.99	-8.99	
X9"	8.39		-5.19	-5.19	
X11"	12.06		-16.31	-13.26	
X12"	11.12		-18.49	-12.02	
X13"	16.52		-21.60	-19.26	
X14"	7.54		-6.64	-9.20	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°87: Fuerzas internas en columnas

Muro	C (compresión)		
	Exterior-C-1	Exterior-C-2	Interior
X1"	5.13	5.13	
X2"	6.73	6.73	
X3"	5.60	5.60	
X4"	8.52	8.52	
X6"	3.02	3.02	
X7"	8.88	8.88	
X8"	6.48	6.48	
X9"	8.68	8.68	
X11"	4.62	4.62	
X12"	1.58	1.58	
X13"	7.46	7.46	
X14"	2.84	2.84	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°88: Formula para el diseño del extremo superior de la columna

$$Asf = \frac{Vc}{\phi * u * fy} \quad Ast = \frac{T}{\phi * fy} \quad As = Asf + Ast \geq \frac{0.1 * fc * Ac}{fy}$$

Fuente: Diseño y construcción de estructuras sismorresistente de albañilería
 “Ángel san Bartolomé”

Tabla N°89: Confinamiento de las columnas

Muro	Columna Exterior			As mínimo		As diseño
	Corte Fricción	Tracción	Refuerzo Vertical	0.1*fc*Ac/fy	As	
	Asf	Ast	As			
Y1	4.89	0.000	4.89	2.0	4.89	6 1/2"
Y2	5.30	0.000	5.30	2.1	5.30	6 1/2"
Y3	3.79	0.000	3.79	1.5	3.79	6 1/2"
Y5	2.56	0.000	2.56	1.7	2.56	6 1/2"
Y6	2.80	0.000	2.80	1.1	2.80	6 1/2"
Y7				0.0	0.00	6 1/2"
Y8	1.86	0.000	1.86	1.0	1.86	6 1/2"
Y9	6.27	0.000	6.27	2.5	6.27	6 1/2"
Y10	2.67	0.000	2.67	1.1	2.67	6 1/2"
Y11	4.55	0.000	4.55	1.8	4.55	6 1/2"
Y12	1.46	0.000	1.46	1.1	1.48	6 1/2"
Y14	2.48	0.000	2.48	1.0	2.48	6 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°90: Confinamiento de las columnas

Muro	Columna Exterior			As mínimo		
	Corte Fricción	Tracción	Refuerzo Vertical	0.1*f'c	As	As diseño
	Asf	Ast	As	*Ac/fy	As	As diseño
Y1"	4.89	0.000	4.89	2.0	4.89	6 1/2"
Y2"	5.30	0.000	5.30	2.1	5.30	6 1/2"
Y3"	3.79	0.000	3.79	1.5	3.79	6 1/2"
Y5"	0.00	0.000	0.00	0.0	0.00	6 1/2"
Y6"	2.89	0.000	2.89	1.2	2.89	6 1/2"
Y8"	1.86	0.000	1.86	1.0	1.86	6 1/2"
Y9"	0.00	0.000	0.00	0.0	0.00	6 1/2"
Y10"	2.67	0.000	2.67	1.1	2.67	6 1/2"
Y11"	4.55	0.000	4.55	1.8	4.55	6 1/2"
Y12"	0.96	0.000	0.96	1.1	1.13	6 1/2"
Y13"	0.00	0.000	0.00	0.0	0.00	6 1/2"
Y14"	2.46	0.000	2.53	1.0	2.53	6 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°91: Confinamiento de las columnas

Muro	Columna Exterior			As mínimo		
	Corte Fricción	Tracción	Refuerzo Vertical	0.1*f'c*Ac /fy	As (cm2)	As diseño
	Asf	Ast	As			
X1	2.50	0.000	2.50	1.0	2.50	6 1/2"
X2	2.41	0.000	2.41	1.0	2.41	6 1/2"
X3	2.55	0.000	2.55	1.1	2.55	6 1/2"
X4	3.22	0.000	3.22	1.3	3.22	6 1/2"
X5	0.00	0.000	0.00	1.1	1.13	6 1/2"
X6	2.75	0.000	2.75	1.1	2.75	6 1/2"
X7	3.14	0.000	3.14	1.3	3.14	6 1/2"
X8	3.30	0.000	3.30	1.3	3.30	6 1/2"
X9	2.94	0.000	2.94	1.2	2.94	6 1/2"
X10	3.55	0.000	3.55	1.4	3.55	6 1/2"
X11	4.22	0.000	4.22	1.7	4.22	6 1/2"
X12	3.89	0.000	3.89	1.6	3.89	6 1/2"
X13	3.86	0.000	3.86	1.5	3.86	6 1/2"
X14	2.64	0.000	2.64	1.1	2.64	6 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°92: Confinamiento de las columnas

Muro	Columna Exterior			As mínimo		
	Corte Fricción	Tracción	Refuerzo Vertical	$0.1 \cdot f'c \cdot Ac / fy$	As (cm2)	As diseño
	Asf	Ast	As			
X1"	2.50	0.000	2.50	1.0	2.50	6 1/2"
X2"	2.41	0.000	2.41	1.0	2.41	6 1/2"
X3"	2.55	0.000	2.55	1.1	2.55	6 1/2"
X4"	3.22	0.000	3.22	1.3	3.22	6 1/2"
X5"						
X6"	2.75	0.000	2.75	1.1	2.75	6 1/2"
X7"	3.30	0.000	3.30	1.3	3.30	6 1/2"
X8"	3.30	0.000	3.30	1.3	3.30	6 1/2"
X9"	2.94	0.000	2.94	1.2	2.94	6 1/2"
X11"	4.22	0.000	4.22	1.7	4.22	6 1/2"
X12"	3.89	0.000	3.89	1.6	3.89	6 1/2"
X13"	5.78	0.000	5.78	2.3	5.78	6 1/2"
X14"	2.64	0.000	2.64	1.1	2.64	6 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} - A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot g \cdot f'c}$$

Tabla N°93: Área neta de compresión

Muro	Diseño por Compresión				
	As (tanteo)	C (ton)	Ø	δ	An (cm ²)
Y1	7.62	11.60	0.7	1	78.87
Y2	7.62	20.11	0.7	1	10.76
Y3	7.62	10.81	0.7	1	85.19
Y4	7.62	41.84	0.7	1	163.15
Y5	7.62	-5.65	0.7	1	216.92
Y6	7.62	8.56	0.7	1	103.13
Y7	7.62				
Y8	7.62	-0.16	0.7	1	172.92
Y9	7.62	3.34	0.7	1	144.91
Y10	7.62	4.96	0.7	1	132.00
Y11	7.62	14.50	0.7	1	55.62
Y12	7.62	-2.09	0.7	1	188.40
Y13	7.62	-5.95	0.7	1	219.26
Y14	7.62	3.38	0.7	1	144.64

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°94: Área neta de compresión

Muro	Diseño por Compresión				
	As (tanteo)	C (ton)	Ø	δ	An (cm ²)
Y1"	7.62	12.42	0.7	1	-72.25
Y2"	7.62	20.40	0.7	1	-8.39
Y3"	7.62	10.95	0.7	1	-84.05
Y4"	7.62	43.37	0.7	1	175.43
Y5"	7.62	0.00	0.7	1	-171.67
Y6"	7.62	8.57	0.7	1	-103.10
Y7"	7.62				
Y8"	7.62	0.28	0.7	1	-169.46
Y9"	7.62	0.00	0.7	1	-171.67
Y10"	7.62	5.79	0.7	1	-125.32
Y11"	7.62	12.59	0.7	1	-70.90
Y12"	7.62	8.63	0.7	1	-102.61
Y13"	7.62	0.00	0.7	1	-171.67
Y14"	7.62	4.07	0.7	1	-139.07

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°95: Área neta de compresión

Muro	Diseño por Compresión				
	As (tanteo)	C (ton)	Ø	δ	An (cm2)
X1	7.62	4.83	0.7	1	132.99
X2	7.62	6.60	0.7	1	118.82
X3	7.62	5.43	0.7	1	128.24
X4	7.62	8.83	0.7	1	101.04
X5	7.62	0.00	0.7	1	171.67
X6	7.62	2.90	0.7	1	148.49
X7	7.62	10.16	0.7	1	90.37
X8	7.62	7.14	0.7	1	114.52
X9	7.62	6.16	0.7	1	122.41
X10	7.62	10.45	0.7	1	88.00
X11	7.62	4.81	0.7	1	133.16
X12	7.62	1.39	0.7	1	160.52
X13	7.62	0.92	0.7	1	164.35
X14	7.62	2.87	0.7	1	148.73

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°96: Área neta de compresión

Muro	Diseño por Compresión				
	As (tanteo)	C (ton)	Ø	δ	An (cm2)
X1"	7.62	5.13	0.7	1	-130.59
X2"	7.62	6.73	0.7	1	-117.82
X3"	7.62	5.60	0.7	1	-126.89
X4"	7.62	8.52	0.7	1	-103.47
X5"					
X6"	7.62	3.02	0.7	1	-147.54
X7"	7.62	8.88	0.7	1	-100.62
X8"	7.62	6.48	0.7	1	-119.81
X9"	7.62	8.68	0.7	1	-102.24
X10"					
X11"	7.62	4.62	0.7	1	-134.68
X12"	7.62	1.58	0.7	1	-159.06
X13"	7.62	7.46	0.7	1	-111.97
X14"	7.62	2.84	0.7	1	-148.96

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°97: Sección y refuerzo

Muro	Diseño por Corte y Fricción				Mín.	Sin	Área	sección
						Tarrajeo	Columna	
	Vc (ton)	Ø	Acf (cm ²)	15*T	h= cm	Ac (cm ²)	b X h	
Y1	13.97	0.85	391	195	30.09	391.22	13X35	
Y2	15.14	0.85	424	195	32.62	424.10	13X35	
Y3	10.81	0.85	303	195	23.29	302.81	13X30	
Y5	7.30	0.85	205	345	15.00	345.00	13X30	
Y6	7.99	0.85	229	195	17.59	223.68	13X30	
Y7						0.00		
Y8	5.31	0.85	149	195	15.00	195.00	13X30	
Y9	17.89	0.85	501	345	21.79	501.25	13X40	
Y10	7.63	0.85	214	195	16.44	213.76	13X30	
Y11	12.98	0.85	364	195	27.97	363.64	13X30	
Y12	4.16	0.85	116	225	15.00	225.00	13X30	
Y13	8.49	0.85	232	345	15.00	345.00	13X30	
Y14	7.09	0.85	199	195	15.55	198.67	13X30	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°98: Sección y refuerzo

Muro	Diseño por Corte y Fricción				Mín.	Sin	Área	Sección
						Tarrajeo	Columna	
	Vc (ton)	Ø	Acf (cm ²)	15*T	h= cm	Ac (cm ²)	b X h	
Y1"	13.97	0.85	391	195	30.09	391.22	13X30	
Y2"	15.14	0.85	424	195	32.62	424.10	13X40	
Y3"	10.81	0.85	303	195	23.29	302.81	13X30	
Y5"	0.00	0.85	0	0		0.00		
Y6"	8.26	0.85	231	195	17.80	231.38	13X30	
Y7"						0.00		
Y8"	5.31	0.85	149	195	15.00	195.00	13X30	
Y9"	0.00	0.85	0	0		0.00		
Y10"	7.63	0.85	214	195	16.44	213.76	13X30	
Y11"	12.98	0.85	364	195	27.97	363.64	13X30	
Y12"	2.74	0.85	76	225	15.00	225.00	13X30	
Y13"	0.00	0.85	0	0		0.00		
Y14"	7.03	0.85	197	195	15.57	197.02	13X30	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°99: Sección y refuerzo

Muro	Diseño por Corte y Fricción				Min.	Sin	Área	Sección
	Vc (ton)	Ø	Acf (cm2)	15*T	Tarrajeo	Columna	b X h	
					h= cm	Ac (cm2)		
X1	7.14	0.85	200	195	15.39	200.11	13X35	
X2	6.89	0.85	193	195	15.00	195.00	13X35	
X4	9.21	0.85	258	195	19.84	257.88	13X40	
X6	7.85	0.85	220	195	16.91	219.85	13X30	
X8	9.41	0.85	264	195	20.28	263.67	13X30	
X9	8.39	0.85	235	195	18.07	234.91	13X40	
X10	10.14	0.85	284	195	21.86	284.14	13X30	
X11	12.06	0.85	338	195	25.99	337.84	13X30	
X12	11.12	0.85	311	195	23.96	311.47	13X30	
X13	11.01	0.85	309	195	23.73	308.50	13X30	
X14	7.54	0.85	211	195	16.24	211.18	13X30	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°100: Sección y refuerzo

Muro	Diseño por Corte y Fricción				Min.	Sin	Área	Sección
	Vc (ton)	Ø	Acf (cm2)	15*T	Tarrajeo	Columna	b X h	
					h= cm	Ac (cm2)		
X1"	7.14	0.85	200	195	15.39	200.11	13X30	
X2"	6.89	0.85	193	195	15.00	195.00	13X40	
X3"	0.00	0.85	0	225	15.00	225.00	13X30	
X4"	9.21	0.85	258	195	19.84	257.88	13X40	
X5"	0.00	0.85	0	0		0.00		
X6"	7.85	0.85	220	195	16.91	219.85	13X30	
X7"						0.00		
X8"	9.41	0.85	264	195	20.28	263.67	13X30	
X9"	8.39	0.85	235	195	18.07	234.91	13x31	
X11"	12.06	0.85	338	195	25.99	337.84	13X30	
X12"	11.12	0.85	311	195	23.96	311.47	13X30	
X13"	16.52	0.85	463	195	35.60	462.75	13x31	
X14"	7.54	0.85	211	195	16.24	211.18	13X30	

Fuente: Elaboración propia del investigador

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

$$As = \frac{Ts}{\emptyset * fy} \geq \frac{0.1 * f'c * Acs}{fy}$$

Tabla N°101: Diseño de soleras

Muro	Diseño de soleras			As mínimo		Acero a diseñar
	Ts	∅	As	0.1*f'c*Acs	As (cm2)	
Y1	13966.7	0.9	3.69	fy	5.08	4 1/2"
Y2	15140.2	0.9	4.01	1.95	5.08	4 1/2"
Y3	10810.2	0.9	2.86	1.95	5.08	4 1/2"
Y5	7302.6	0.9	1.93	3.45	5.08	4 1/2"
Y6	10647.0	0.9	2.82	1.95	5.08	4 1/2"
Y8	5310.3	0.9	1.40	1.95	5.08	4 1/2"
Y9	17894.7	0.9	4.73	3.45	5.08	4 1/2"
Y10	7631.3	0.9	2.02	1.95	5.08	4 1/2"
Y11	12982.1	0.9	3.43	1.95	5.08	4 1/2"
Y12	4156.4	0.9	1.10	2.25	5.08	4 1/2"
Y13	8493.7	0.9	2.25	3.45	5.08	4 1/2"
Y14	7092.4	0.9	1.88	1.95	5.08	4 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°102: Diseño de soleras

Muro	Diseño de soleras			As mínimo		Acero a diseñar
	Ts	∅	As	0.1*f'c*Acs	As (cm2)	
Y1"	13966.7	0.9	3.69	fy	5.08	4 1/2"
Y2"	15140.2	0.9	4.01	1.95	5.08	4 1/2"
Y3"	10810.2	0.9	2.86	1.95	5.08	4 1/2"
Y5"						4 1/2"
Y6"	11013.7	0.9	2.91	1.95	5.08	4 1/2"
Y7"						4 1/2"
Y8"	5310.3	0.9	1.40	1.95	5.08	4 1/2"
Y9"						4 1/2"
Y10"	7631.3	0.9	2.02	1.95	5.08	4 1/2"
Y11"	12982.1	0.9	3.43	1.95	5.08	4 1/2"
Y12"	2701.8	0.9	0.71	2.25	5.08	4 1/2"
Y14"	7033.6	0.9	1.86	1.95	5.08	4 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°103: Diseño de soleras

Muro	Diseño de soleras			As mínimo	As (cm ²)	Acero a diseñar
	Ts	Ø	As	0.1*f'c*Acs fy		
X1	7143.8	0.9	1.89	1.95	5.08	4 1/2"
X2	6886.2	0.9	1.82	1.95	5.08	4 1/2"
X4	9206.2	0.9	2.44	1.95	5.08	4 1/2"
X6	10464.9	0.9	2.77	1.95	5.08	4 1/2"
X7	9438.7	0.9	2.50	1.95	5.08	4 1/2"
X8	9412.9	0.9	2.49	1.95	5.08	4 1/2"
X9	8386.5	0.9	2.22	1.95	5.08	4 1/2"
X10	10143.7	0.9	2.68	1.95	5.08	4 1/2"
X11	12060.7	0.9	3.19	1.95	5.08	4 1/2"
X12	11119.4	0.9	2.94	1.95	5.08	4 1/2"
X13	11013.5	0.9	2.91	1.95	5.08	4 1/2"
X14	7539.0	0.9	1.99	1.95	5.08	4 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°104: Diseño de soleras

Muro	Diseño de soleras			As mínimo	As (cm ²)	Acero a diseñar
	Ts	Ø	As	0.1*f'c*Acs fy		
X1"	7143.8	0.9	1.89	1.95	5.08	4 1/2"
X2"	6886.2	0.9	1.82	1.95	5.08	4 1/2"
X4"	9206.2	0.9	2.44	1.95	5.08	4 1/2"
X6"	10464.9	0.9	2.77	1.95	5.08	4 1/2"
X7"	9438.7	0.9	2.50	1.95	5.08	4 1/2"
X8"	9412.9	0.9	2.49	1.95	5.08	4 1/2"
X9"	8386.5	0.9	2.22	1.95	5.08	4 1/2"
X10"						
X11"	12060.7	0.9	3.19	1.95	5.08	4 1/2"
X12"	11119.4	0.9	2.94	1.95	5.08	4 1/2"
X13"	11013.5	0.9	2.91	1.95	5.08	4 1/2"
X14"	7539.0	0.9	1.99	1.95	5.08	4 1/2"

Fuente: Elaboración propia del investigador

$$s1 = \frac{Av * fy}{0.3tn * f'c * \left(\frac{Ac}{An} - 1\right)}$$

$$s2 = \frac{Av * fy}{0.12tn * f'c}$$

$$s4 = 10 \text{ cm}$$

$$s3 = \frac{d}{4}$$

Tabla N°105: Diseño por corte y fricción

Muro	Av	An	Ac	Tn	d	S1	S2	S3	S
Y1	0.63	309.0	391.22	9cm	31	17.6	11.7	7.75	7.75
Y2	0.63	336.8	424.10	9cm	31	18.1	11.7	7.75	7.75
Y3	0.63	234.2	302.81	9cm	31	16	11.7	7.75	7.75
Y4	0.63	268.3	339.56	9cm	31	17.7	11.7	7.75	7.75
Y5	0.63	273.0	345.00	23cm	31	6.96	4.59	7.75	4.59
Y6	0.63	167.3	223.68	9cm	31	13.9	11.7	7.75	7.75
Y7									
Y8	0.63	143.0	195.00	9cm	31	12.9	11.7	7.75	7.75
Y9	0.63	415.7	501.25	23cm	31	8.92	4.59	7.75	4.59
Y10	0.63	158.9	213.76	9cm	31	13.6	11.7	7.75	7.75
Y11	0.63	285.7	363.64	9cm	31	17.2	11.7	7.75	7.75
Y12	0.63	169.0	225.00	9cm	31	14.2	11.7	7.75	7.75
Y13	0.63	273.0	345.00	23cm	31	6.96	4.59	7.75	4.59
Y14	0.63	146.1	198.67	9cm	31	13	11.7	7.75	7.75

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°106: Diseño por corte y fricción

Diseño por Corte y Fricción									
Muro	Av	An	Ac	Tn	d	S1	S2	S3	S
Y1"	0.62	309.0	391.2	9	31	17.2	11.5	7.75	7.75
Y2"	0.62	336.8	424.1	9	31	17.7	11.5	7.75	7.75
Y3"	0.62	234.2	302.8	9	31	15.6	11.5	7.75	7.75
Y5"									
Y6"	0.62	173.8	231.3	9	31	13.8	11.5	7.75	7.75
Y7"		4.0	0.00						
Y8"	0.62	143.0	195.0	9	31	12.6	11.5	7.75	7.75
Y9"									
Y10"	0.62	158.9	213.7	9	31	13.2	11.5	7.75	7.75
Y11"	0.62	285.7	363.6	9	31	16.8	11.5	7.75	7.75
Y14"	0.62	147.2	197.02	9	31	12.9	11.5	7.75	7.75

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°107: Diseño por corte y fricción

Muro	Av	An	Ac	Tn	d	S1	S2	S3	S
X1	0.62	147.3	200.11	9	31	12.8	11.5	7.75	7.75
X2	0.62	143.0	195.00	9	31	12.6	11.5	7.75	7.75
X4	0.62	196.2	257.88	9	31	14.6	11.5	7.75	7.75
X6	0.62	164.0	219.85	9	31	13.5	11.5	7.75	7.75
X7	0.62	201.7	264.39	9	31	14.8	11.5	7.75	7.75
X8	0.62	201.1	263.67	9	31	14.8	11.5	7.75	7.75
X9	0.62	176.8	234.91	9	31	14	11.5	7.75	7.75
X10	0.62	218.4	284.14	9	31	15.3	11.5	7.75	7.75
X11	0.62	263.9	337.84	9	31	16.4	11.5	7.75	7.75
X12	0.62	241.5	311.47	9	31	15.9	11.5	7.75	7.75
X13	0.62	239.0	308.50	9	31	15.8	11.5	7.75	7.75
X14	0.62	156.7	211.18	9	31	13.2	11.5	7.75	7.75

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°108: Diseño por corte y fricción

Muro	Av	An	Ac	Tn	d	S1	S2	S3	S
X1"	0.62	147.3	200.11	9	31	12.818	11.5	7.75	7.75
X2"	0.62	143.0	195.00	9	31	12.63	11.5	7.75	7.75
X4"	0.62	196.2	257.88	9	31	14.611	11.5	7.75	7.75
X6"	0.62	164.0	219.85	9	31	13.495	11.5	7.75	7.75
X7"	0.62	201.7	264.39	9	31	14.781	11.5	7.75	7.75
X8"	0.62	201.1	263.67	9	31	14.762	11.5	7.75	7.75
X9"	0.62	176.8	234.91	9	31	13.964	11.5	7.75	7.75
X10"									
X11"	0.62	263.9	337.84	9	31	16.381	11.5	7.75	7.75
X12"	0.62	241.5	311.47	9	31	15.866	11.5	7.75	7.75
X13"	0.62	369.6	462.75	9	31	18.212	11.5	7.75	7.75
X14"	0.62	156.7	211.18	9	31	13.207	11.5	7.75	7.75

Fuente: Elaboración propia del investigador

Estribos de confinamiento solera y columna

Ø 1/4" : 1 @ 5; 8 @ 5 ----; r @ 25 cm

Viga dintel

En estructuras de albañilería confinada, las vigas no están solicitadas por cargas sísmicas, ya que los elementos que absorben todos los esfuerzos producidos por fuerzas laterales producto del sismo son los muros portantes. Las vigas solo están ⁵

Tabla N°109: Viga Dintel

	-	+	-
Mu	2360	1988	2640
fy	4200	4200	4200
f'c	210	210	210
h	40	40	40
b	13	13	13
rec+db/2	3.61	3.61	3.61
d	36.39	36.39	36.39
Ru	13.7090	11.5481	15.3354
p (tabla 5.2)	0.00382	0.00318	0.00427
pbal	0.02125	0.02125	0.02125
0.75 pbal	0.0159375	0.0159375	0.0159375
As = p*b*d	1.81	1.50	2.02
As min	1.58	1.58	1.58
As (diseño)	1.81	1.58	2.02
6 mm	0	0	0
Q#2	0	0	0
Q#3	0	0	0
Q#4	3	3	3
Q#5	0	0	0
As	3.87	3.87	3.87
d	36.39	36.39	36.39
a	7.00	7.00	7.00
p	0.0082	0.0082	0.0082
ØMn ton-m	4.7	4.7	4.7
Ø de acero utilizado	3Ø 1/2	2Ø 1/2	3Ø 1/2
	2Ø 1/2	3Ø 1/2	2Ø 1/2
As utilizado (cm2)	(-) 3.80	(-) 2.53	(-) 3.80
	(+) 2.53	(+) 3.80	(+) 2.53

Fuente: Elaboración propia del investigador

⁵ Ing. Flavio Abanto Castillo, análisis y diseño de albañilería confinada.

Diseño por fuerza cortante

Tabla N°110: Diseño por fuerza cortante en viga dintel

Dintel 1	
L	4.30 m
Mni	2.36 ton-m
Mnd	1.99 ton-m
Vp.	1.01 ton
Vest. Etabs	3.44 ton
Vu	4.45 ton
2h	80 cm
Av	0.71 cm ²
ØVc	3.09 ton

$V_u > \phi V_c$
 Se r. Estribos

Vn	4.69 ton
Vs	1.60 ton
S	135.37 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Finalmente se colocarán estribos de la siguiente manera:

Ø 3/8 " : 1 @.05, Rto .20

Tabla N°111: Viga Dintel

	-	+	-
Mu	2753	1760	2740
fy	4200	4200	4200
f'c	210	210	210
h	40	40	40
b	13	13	13
rec+db/2	3.61	3.61	3.61
d	36.39	36.39	36.39
Ru	15.9919	10.2236	15.9163
p (tabla 5.2)	0.00447	0.00279	0.00444
pbal	0.02125	0.02125	0.02125
0.75 pbal	0.0159375	0.0159375	0.0159375
As = p*b*d	2.11	1.32	2.10
As min	1.58	1.58	1.58
As (diseño)	2.11	1.58	2.10
6 mm	0	0	0
Q#2	0	0	0
Q#3	0	0	0
Q#4	3	2	3
Q#5	0	0	0
Q#6	0	0	0
Q#8	0	0	0
As	3.87	2.58	3.87
d	36.39	36.39	36.39
a	7.00	4.67	7.00
p	0.0082	0.0055	0.0082
ØMn ton-m	4.7	4.9	4.7
Ø de acero utilizado	3Ø 1/2	2Ø 1/2	3Ø 1/2
	2Ø 1/2	3Ø 1/2	2Ø 1/2
As utilizado (cm2)	(-) 3.80	(-) 2.53	(-) 3.80
	(+) 2.53	(+) 3.80	(+) 2.53

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por fuerza cortante

Tabla N°112: Diseño por fuerza cortante en la viga dintel

	Dintel 2
L	3.3 m
Mni	2.75 ton-m
Mnd	1.76 ton-m
Vp	1.36 ton
Vest. Etabs	3.68 ton
Vu.	5.04 ton
2h	80 cm
Av	0.71 cm ²
ØVc	3.09 ton

$V_u > \phi V_c$
 Se r. Estribos

Vn	5.38 ton
Vs	2.29 ton
S	94.75 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Finalmente se colocarán estribos de la siguiente manera:

\emptyset 3/8 " : 1 @.05, Rto .20

Tabla N°113: Viga Dintel

	-	+	-
Mu	470	490	920
fy	4200	4200	4200
fc	210	210	210
h	40	40	40
b	13	13	13
rec+db/2	3.61	3.61	3.61
d	36.39	36.39	36.39
Ru	2.7302	2.8464	5.3442
p (tabla 5.2)	0.00200	0.00200	0.00200
pbal	0.02125	0.02125	0.02125
0.75 pbal	0.0159375	0.0159375	0.0159375
As = p*b*d	0.95	0.95	0.95
As min	1.58	1.58	1.58
As (diseño)	1.58	1.58	1.58
6 mm	0	0	0
Q#2	0	0	0
Q#3	0	0	0
Q#4	2	2	2
Q#5	0	0	0
Q#6	0	0	0
Q#8	0	0	0
As	2.58	2.58	2.58
d	36.39	36.39	36.39
a	4.67	4.67	4.67
p	0.0055	0.0055	0.0055
ØMn ton-m	4.9	4.9	4.9
Ø de acero utilizado	3Ø 1/2	2Ø 1/2	3Ø 1/2
	2Ø 1/2	3Ø 1/2	2Ø 1/2
As utilizado (cm2)	(-) 3.80	(-) 2.53	(-) 3.80
	(+) 2.53	(+) 3.80	(+) 2.53

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por fuerza cortante

Tabla N°114: Diseño por fuerza cortante en la viga dintel

Dintel 3	
L	1.30 m
Mni	0.47 ton-m
Mnd	0.49 ton-m
Vp.	0.74 ton
Vest. Etabs	1.42 ton
Vu	2.16 ton
2h	80 cm
Av	0.71 cm ²
ØVc	3.09 ton

$V_u < \phi V_c$
 no necesitan
 Estribos

Vn	1.99 ton
Vs	-1.09 ton
S	-198.38 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Finalmente se colocarán estribos de la siguiente manera:

\emptyset 3/8 " : 1 @.05, Rto .20

Tabla N°115: Viga Dintel

	-	+	-
Mu	210	160	210
fy	4200	4200	4200
f'c	210	210	210
h	40	40	40
b	13	13	13
rec+db/2	3.61	3.61	3.61
d	36.39	36.39	36.39
Ru	1.2199	0.9294	1.2199
p (tabla 5.2)	0.00200	0.00200	0.00200
pbal	0.02125	0.02125	0.02125
0.75 pbal	0.0159375	0.0159375	0.0159375
As = p*b*d	0.95	0.95	0.95
As min	1.58	1.58	1.58
As (diseño)	1.58	1.58	1.58
6 mm	0	0	0
Q#2	0	0	0
Q#3	0	0	0
Q#4	2	2	2
Q#5	0	0	0
Q#6	0	0	0
Q#8	0	0	0
As	2.58	2.58	2.58
d	36.39	36.39	36.39
a	4.67	4.67	4.67
p	0.0055	0.0055	0.0055
ØMn ton-m	3.3	3.3	3.3
Ø de acero utilizado	3Ø 1/2	2Ø 1/2	3Ø 1/2
	2Ø 1/2	3Ø 1/2	2Ø 1/2
As utilizado (cm2)	(-) 2.53	(-) 2.53	(-) 2.53
	(+) 2.53	(+) 2.53	(+) 2.53

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por fuerza cortante

Tabla N°116: Diseño por fuerza cortante en la viga dintel

	Dintel 4
L	1.7 m
Mni	0.21 ton-m
Mnd	0.16 ton-m
Vp.	0.22 ton
Vest. Etabs	3.44 ton
Vu	3.66 ton
2h	80 cm
Av	0.71 cm ²
ØVc	3.09 ton

$V_u > \phi V_c$
 Se r. Estribos

Vn	3.76 ton
Vs	0.67 ton
S	324.05 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Finalmente se colocarán estribos de la siguiente manera:

Ø 3/8 " : 1 @.05, Rto .20

Diseño de la cimentación para la edificación

Diseño de la cimentación:

Para dimensionar el ancho de la cimentación se utilizó la fórmula:

$$q = \frac{P_s}{B * L}$$

Donde P_s es la carga de servicio ($PD + 0.25PL$), B es el ancho de la cimentación, L es la longitud de la cimentación

La cimentación consta de cimientos corridos y sobrecimientos .para el

cálculo se determinara primero la carga que soporta el cimiento incluso su peso propio. Para no dificultar el cálculo y como desconocemos las dimensiones del cimiento porque es precisamente lo que deseamos conocer, se estima provisionalmente dicho peso propio en un 10 % de la carga total que recibe el cimiento.

Tabla N°117: Diseño por cargas de servicio

Muro	Ps			Peso p.		σ adm (ton/m ²)	Ev.
	PD+PL	B	H	L	(Ton)		
Y1	26.394	0.9	0.8	4.35	33.60	8.58168	11 ok
Y2	38.412	1.3	0.8	4.35	48.82	8.63263	11 ok
Y3	26.062	1.2	0.8	3.15	33.02	8.73481	11 ok
Y5	6.801	0.9	0.8	1.40	9.12	7.23733	11 ok
Y6	28.389	1.4	0.8	3.15	36.50	8.27739	11 ok
Y7							
Y8	10.589	0.9	0.8	1.65	13.32	8.97051	11 ok
Y9	29.298	1	0.8	3.20	35.19	10.9958	11 ok
Y10	17.256	1.15	0.8	2.30	22.12	8.36412	11 ok
Y11	30.769	1.25	0.8	3.80	39.51	8.31759	11 ok
Y14	14.488	1	0.8	2.20	18.54	8.42539	11 ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°118: Diseño por cargas de servicio

Muro	Ps			Peso p.		σ adm (ton/m ²)	Ev.
	PD+PL	B	H	L	(Ton)		
Y1"	26.394	0.9	0.8	4.35	33.60	8.58168	11 ok
Y2"	38.412	1.3	0.8	4.35	48.82	8.63263	11 ok
Y3"	26.062	1.2	0.8	3.15	33.02	8.73481	11 ok
Y5"	0.000			0.00	0.00		11
Y6"	28.389	1.4	0.8	3.15	36.50	8.27739	11 ok
Y7"							
Y8"	10.589	0.95	0.8	1.65	13.47	8.59522	11 ok
Y9"	0.000			0.00	0.00		11
Y10"	17.256	1.2	0.8	2.30	22.33	8.09228	11 ok
Y11"	30.769	1.1	0.8	3.80	38.46	9.20089	11 ok
Y14"	14.488	1.05	0.8	2.20	18.74	8.1118	11 ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°119: Diseño por cargas de servicio

Muro	Ps			Peso p.		σ adm (ton/m ²)	Ev.
	PD+PL	B	H	L	(Ton)		
X1	10.803	1.1	0.8	2.33	15.52	6.05483	11 ok
X2	10.183	1.2	0.8	2.25	15.15	5.61155	11 ok
X3	8.989	5	0.8	2.10	28.31	2.69608	11 ok
X4	15.465	1	0.8	2.90	20.80	7.17271	11 ok
X5	16.248	4	0.8	3.15	39.43	3.12953	11 ok
X6	15.923	0.9	0.8	3.35	21.47	7.12141	11 ok
X7	18.122	1.2	0.8	2.90	24.53	7.0476	11 ok
X8	17.828	1	0.8	2.90	23.16	7.98759	11 ok
X9	16.000	1	0.8	2.58	20.75	8.04174	11 ok
X10	15.347	1	0.8	3.25	21.33	6.5622	11 ok
X11	16.860	0.9	0.8	3.95	23.40	6.58248	11 ok
X12	15.854	0.8	0.8	3.63	21.20	7.29936	11 ok
X13	15.520	0.8	0.8	3.60	20.82	7.22906	11 ok
X14	10.337	0.9	0.8	2.45	14.39	6.52821	11 ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°120: Diseño por cargas de servicio

Muro	Ps			Peso p.		σ adm (ton/m ²)	Ev.
	PD+PL	B	H	L	(Ton)		
X1"	10.803	1.1	0.8	2.33	15.52	6.05483	11 ok
X2"	10.183	1.2	0.8	2.25	15.15	5.61155	11 ok
X3"	8.989	6	0.8	2.10	32.17	2.5534	11 ok
X4"	15.465	1	0.8	2.90	20.80	7.17271	11 ok
X5"							
X6"	15.923	0.9	0.8	3.35	21.47	7.12141	11 ok
X7"	18.122	1	0.8	2.90	23.46	8.08913	11 ok
X8"	17.828	1	0.8	2.90	23.16	7.98759	11 ok
X9"	16.000	1.35	0.8	2.58	22.41	6.43388	11 ok
X10"							
X11"	16.860	0.9	0.8	3.95	23.40	6.58248	11 ok
X12"	15.854	0.8	0.8	3.63	21.20	7.29936	11 ok
X13"	15.520	0.8	0.8	3.60	20.82	7.22906	11 ok
X14"	10.337	0.9	0.8	2.45	14.39	6.52821	11 ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño de la cimentación con sismo estático:

$$q \text{ max/min} = \frac{P}{(B \times L)} \pm \frac{6M}{(B \times L^2)}$$

Tabla N°121: Diseño por sismo estático

Muro	σ adm min	M-sismo	Peso p.			Sismo 30%	Max	Min
	kg/cm ²	Ms	(Ton)	q máx.	q min	σ adm		
Y1	11	12.13	33.60	12.86	4.31	14.30	ok	ok
Y2	11	18.01	48.82	13.03	4.24	14.30	ok	ok
Y3	11	8.5	33.02	13.02	4.45	14.30	ok	ok
Y5	11	1.617	9.12	12.74	1.74	14.30	ok	ok
Y6	11	9.2281	36.50	12.26	4.29	14.30	ok	ok
Y8	11	1.851	13.32	13.5	4.44	14.30	ok	ok
Y9	11	4.013	35.19	13.35	8.64	14.30	ok	ok
Y10	11	4.65	22.12	12.95	3.78	14.30	ok	ok
Y11	11	12.35	39.51	12.42	4.21	14.30	ok	ok
Y14	11	3.58	18.54	12.86	3.99	14.30	ok	ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°122: Diseño por sismo estático

Muro	σ adm min	M-sismo	Peso p.			Sismo 30%	Max	Min
	kg/cm ²	Ms	(Ton)	q máx.	q min	σ adm		
Y1"	11	13.33	33.60	13.28	3.89	14.30	ok	ok
Y2"	11	18.44	48.82	13.13	4.13	14.30	ok	ok
Y3"	11	8.65	33.02	13.09	4.38	14.30	ok	ok
Y6"	11	9.5257	36.50	12.39	4.16	14.30	ok	ok
Y8"	11	2.089	13.47	13.44	3.75	14.30	ok	ok
Y10"	11	5.29	22.33	13.09	3.09	14.30	ok	ok
Y11"	11	9.9314	38.46	12.95	5.45	14.30	ok	ok
Y14"	11	4.0431	18.74	12.89	3.34	14.30	ok	ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°123: Diseño por sismo estático

Muro	σ adm min	M-sismo Ms	Peso p. (Ton)	Sismo 30%		σ adm	Max	Min
	kg/cm2			q máx.	q min			
X1	11	7.8213	15.52	13.91	-1.80	14.30	ok	ok
X2	11	8.15	15.15	13.66	-2.44	14.30	ok	ok
X3	11	6.85	28.31	4.56	0.83	14.30	ok	ok
X4	11	9.29	20.80	13.8	0.54	14.30	ok	ok
X5	11	4.7844	39.43	3.853	2.41	14.30	ok	ok
X6	11	8.28	21.47	12.04	2.20	14.30	ok	ok
X7	11	9.4167	24.53	12.65	1.45	14.30	ok	ok
X8	11	6.958	23.16	12.95	3.02	14.30	ok	ok
X9	11	6.0405	20.75	13.49	2.60	14.30	ok	ok
X10	11	11.961	21.33	13.36	-0.23	14.30	ok	ok
X11	11	7.0986	23.40	9.616	3.55	14.30	ok	ok
X12	11	2.887	21.20	8.943	5.66	14.30	ok	ok
X13	11	2.202	20.82	8.503	5.95	14.30	ok	ok
X14	11	4.5047	14.39	11.53	1.53	14.30	ok	ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°124: Diseño por sismo estático

Muro	σ adm min	M-sismo Ms	Peso p. (Ton)	Sismo 30%		σ adm	Max	Min
	kg/cm2			q max	q min			
X1"	11	7.9496	15.52	14.04	-1.93	14.30	ok	ok
X2"	11	8.188	15.15	13.7	-2.48	14.30	ok	ok
X3"	11	6.968	32.17	4.133	0.97	14.30	ok	ok
X4"	11	8.9958	20.80	13.59	0.75	14.30	ok	ok
X6"	11	8.3607	21.47	12.09	2.15	14.30	ok	ok
X7"	11	8.55	23.46	14.19	1.99	14.30	ok	ok
X8"	11	6.3198	23.16	12.5	3.48	14.30	ok	ok
X9"	11	9.3724	22.41	12.69	0.18	14.30	ok	ok
X11"	11	6.879	23.40	9.522	3.64	14.30	ok	ok
X12"	11	3.1261	21.20	9.079	5.52	14.30	ok	ok
X13"	11	1.73	20.82	8.23	6.23	14.30	ok	ok
X14"	11	4.4807	14.39	11.5	1.55	14.30	ok	ok

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por carga perpendicular al plano del muro

Muros portantes:

Todos los muros portantes de la edificación cumplen con los requisitos para evitar a su diseño ante cargas sísmicas perpendiculares al plano.

- 1.- Se encuentran arriostrados en sus 4 bordes.
- 2.- Su espesor efectivo es mayor que $h/20$
- 3.- El esfuerzo axial producido por la carga de gravedad máxima es menor que F_a .

Por tanto, sólo se diseñaran por carga perpendicular al plano los alfeizares de ventana aislados de la estructura principal.

Elementos de concreto armado

Diseño de vigas por flexión

En el Diseño por flexión se calcula el refuerzo longitudinal que requiere la viga para soportar los momentos flectores que se producen en el elemento.

Para el cálculo del refuerzo por flexión, al igual que para las viguetas de una losa aligerada, se utiliza la siguiente expresión:

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

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

Donde:

$\phi = 0.9$ (Factor de reducción de capacidad)

d = peralte efectivo.

b = Ancho de vigueta.

a = Altura del rectángulo de esfuerzos.

Cuantía balanceada de refuerzo

La cuantía balanceada, es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, es decir el concreto alcanza su deformación máxima en compresión y simultáneamente el refuerzo en tracción llega a su estado de fluencia.

$$\rho_b = \frac{0.85 (f_c) \beta_1 \times 0.003 (E_s)}{f_y \quad 0.003 E_s + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 (210) 0.85 \times 6000}{4,200 \quad 6000 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.02125$$

Cuantía Máxima de refuerzo

La norma E.060 indica que la cuantía máxima de refuerzo en elementos sometidos a flexión es:

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

Por lo tanto el área de refuerzo máxima es:

$$A_s.\max. = 0.75 \rho_b (b) (d)$$

Donde:

ρ_b = Cuantía Balanceada.

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

Cuantía Mínima de Refuerzo

La norma E.060 indica que el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con la siguiente fórmula:

$$A_{s_{\min}} = 0.70 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b * d$$

Pero no deberá ser menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} x b x d \quad (\text{A.C.I.})$$

DISEÑO POR CORTANTE

Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en vigas sismorresistente.

En vigas que forman parte del sistema sismorresistente, se debe asegurar un comportamiento dúctil para lo cual el refuerzo debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8" con gancho estándar a 135°.
- Se usarán estribos de 3/8" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y estribos de 1/2" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras de diámetros mayores.
- La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del apoyo al centro de la luz.

$$l_c = 2h$$

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento "Sc" que no excederá el menor de los siguientes valores.

$$S_c \leq 0.25d$$

$$S_c \leq 8d_{b(\text{menor})}$$

$$S_c \leq 30 \text{ cm.}$$

Donde:

Lc = Longitud de confinamiento.

H = Peralte total de la viga.

Sc = Espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento.

d = Peralte efectivo de la viga.

db(menor) = Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

El primer estribo deberá situarse a la mitad del espaciamiento Sc o 5 cm.

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d.

Tabla N°125: Diseño de vigas por flexión

Viga		Descripción	Peralte Total h (cm)	Ancho de la Viga b (cm)	dc (cm)	Peralte Efectivo d (cm)	Momentos de Diseño		Condición de Diseño	Viga Simplemente Armada				Viga Doblemente Armada							
							Acero en Tracción	Concreto	d (cm)	As mín (cm ²)	Ru	P	P	As (cm ²)	A's (cm ²)	p mín	As ₂ (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As (cm ²)	A's (cm ²)	
Proyecto: Ante Proyecto Tesis Projectistas: Bach. Henry Quispe Gutierrez																					
DISEÑO DE VIGAS POR FLEXIÓN										Factores de Reducción de Capacidad		Resistencia del Concreto : 210.00 kg/cm ²		ρ _h = 0.02125							
										Por Flexión : φ = 0.90		Resistencia del Concreto : 4200.00 kg/cm ²		ρ _{mín} = 0.01594							
										Cuantía Mínima : ACI 14 / fy		β ₁ = 0.85		ω _{mín} = 0.519							
										ρ _{mín} = 0.0033				Kc = 54.35							
VP	101	Apoyo	30.00	15.00	9.00	21.00	0.12	3.24	9.00	1.05	1.8141	0.0020	0.00200	1.05	1.05						
		Tramo	30.00	15.00	9.00	21.00	1.00	3.24	6.00	1.05	0.0842	0.0020	0.00421	1.33	1.05						
		Apoyo	30.00	15.00	9.00	21.00	1.81	3.24	9.00	1.05	0.1396	0.0020	0.00799	2.52	1.05						
VP	102	Apoyo	30.00	15.00	6.00	24.00	0.65	4.23	9.00	1.20	0.0406	0.0020	0.00204	1.20	1.20						
		Tramo	30.00	15.00	6.00	24.00	0.37	4.23	6.00	1.20	0.0226	0.0020	0.00114	1.20	1.20						
		Apoyo	30.00	15.00	6.00	24.00	1.87	4.23	9.00	1.20	0.1235	0.0020	0.00617	2.22	1.20						

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°126: Diseño de vigas por flexión

Viga		Descripción	Acero Calculado		Acero en Tracción As (cm ²)								ldh (cm)	Acero en Compresión A's (cm ²)					
			As (cm ²)	A's (cm ²)	Nº de Refuerzos	φ	Nº de Refuerzos	φ	Nº de Refuerzos	φ	Tolerancia (%)	As Total (cm ²)	Nº de Refuerzos	φ	Nº de Refuerzos	φ	Tolerancia (%)	A's Total (cm ²)	
Proyecto: Ante Proyecto Tesis Projectistas: Bach. Henry Quispe Gutierrez																			
VP	101	Apoyo	1.05	1.05	0.0	1/2	0.0	1/2	4.0	1/2	382.58	5.07	15.00	4.0	1/2			382.58	5.07
		Tramo	1.33	1.05	0.0	1/2	0.0	3/4	4.0	1/2	282.31	5.07	20.00	2.0	3/4			442.90	5.70
		Apoyo	2.52	1.05	0.0	1/2	0.0	1/2	4.0	1/2	101.34	5.07	15.00	4.0	1/2			382.58	5.07
VP	102	Apoyo	1.20	1.20	0.0	1/2	0.0	1/2	4.0	1/2	322.26	5.07	15.00	4.0	1/2			322.26	5.07
		Tramo	1.20	1.20	0.0	1/2	0.0	3/4	4.0	1/2	322.26	5.07	20.00	2.0	1/2			111.13	2.53
		Apoyo	2.22	1.20	0.0	1/2	0.0	1/2	4.0	1/2	127.96	5.07	15.00	4.0	1/2			322.26	5.07

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°127: Calculo de la resistencia nominal

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LAS VIGAS EN FLEXIÓN		Resistencia del Concreto : 210.00 Kglcm ² $\rho_{s,c} = 0.02125$		Resistencia del Acero : 4200.00 Kglcm ² $\rho_{s,a} = 0.01594$		$\alpha = 1.25$															
		$\beta_1 = 0.85$				$f_s = \alpha \cdot f_r$															
Viga	As (cm ²)	A's (cm ²)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	ρ	ρ'	ρ_{min}	ρ'_{min}	C (cm)	f _s (Kglcm ²)	f _s (Kglcm ²)	M _n (Tn.m)	Tipo de Falla	M _{pr} ⁻ (Tn.m)	M _{pr} ⁺ (Tn.m)	V _{tr} (Tn)	L _n (m)	V _{ij} (Tn.m)	M _{pr} (Tn.m)
VP - 101	5.07	5.07	15.00	30.00	21.00	9.00	0.01609	0.01609	0.06769	0.03734	9.14	95.60	4200.00	3.62	Falla por Tracción (f _s < f _r + f _s = f _r)	4.26	4.26	1.82	2.85	4.93	4.02
	5.07	5.70	15.00	30.00	21.00	9.00	0.01609	0.01800	0.06970	0.03925	9.13	87.17	4200.00	3.62	Falla por Tracción (f _s < f _r + f _s = f _r)	4.26	4.61	0.60		3.59	4.02
VP - 102	5.07	5.07	15.00	30.00	21.00	9.00	0.01609	0.01609	0.06769	0.03734	9.14	95.60	4200.00	3.62	Falla por Tracción (f _s < f _r + f _s = f _r)	4.26	4.26	1.99	2.73	4.44	4.02
	5.07	2.53	15.00	30.00	21.00	9.00	0.01609	0.00804	0.05965	0.02925	9.20	132.60	4200.00	3.62	Falla por Tracción (f _s < f _r + f _s = f _r)	4.26	2.46	1.70		4.80	4.02

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°128: Diseño de vigas por corte

DISEÑO DE VIGAS POR CORTE		f _c = 210.00 Kglcm ²		f _y = 4200.00 Kglcm ²		Espaciamientos Considerando Zona de Alto Riesgo Sismico														
Viga	Luz Libre Ln (m)	Condición de Viga	V _u (Tn)	Características de la Sección				Consideraciones en Zonas de alto Riesgo Sismico						Espaciamientos Considerando Zona de Alto Riesgo Sismico						
				h (cm)	b (cm)	dc (cm)	d (cm)	V _n (Tn)	V _s (Tn)	S _{min} o (cm)	V _n sh (Tn)	S _{min} (cm)	L _o (m)	S _{máx} o (cm)	S _{máx} conf. (cm)					
VP	101	2.85 Tramo	4.93	30.00	15.00	9.00	21.00	5.80	3.38	37.00	3.36	133.00	0.60	5.00	10.00	1 @ 5.00	12 @ 5.00	R @ 10.00 / extr.		
VP	102	2.75 Tramo	4.80	30.00	15.00	9.00	21.00	5.65	3.23	38.00	3.18	164.00	0.60	5.00	10.00	1 @ 5.00	12 @ 5.00	R @ 10.00 / extr.		
VP		0.00 Tramo	0.00	0.00	30.00	9.00	-9.00	0.00	2.07	-25.00	#####	#####	0.00	-2.00	-4.00	#####	###	#####	#####	#DIV/0!

Fuente: Elaboración propia del investigador

Placas de concreto armado:

Los muros de corte, también conocido como placa de concreto armado la cual proporcionan gran resistencia y rigidez lateral ante los movimientos sísmicos; son elementos sometidos a flexo compresión y a esfuerzo cortante.

Las placas de concreto armado tienen un diseño semejante al de las columnas, pero con otras consideraciones para análisis y diseño. Tanto las placas de concreto armado y vigas dinteles, deben diseñarse ante la acción de sismo moderado, amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un factor de carga $FC = 1.25$, de tal forma que se inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura.⁶

Parámetros para la placa Y4:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 260 \text{ cm} \quad r = 2.5 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$L = 3.2 \text{ m} \quad t = 15 \text{ cm (espesor efectivo)}$$

$$h_m = 10.40 \text{ m}$$

Según las especificaciones de la norma de concreto armado E.060
Esbeltez = altura total / longitud = $h_m/L = 10.4/3.2 = 3.3 > 1.0 \rightarrow$
muro esbelto.

Área axial bruta Momento de inercia

$$A = 4800.0 \text{ cm}^2 \quad I = 40960000 \text{ cm}^4$$

Fuerzas internas en el primer piso

$$P_g = 22.42 \text{ ton} \quad V_e = 19.50 \text{ ton} \quad M_e = 63.55 \text{ ton-m}$$

La situación más crítica para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima ($F_c=0.9$) y momento flector máximo ($F_c=1.25$), de este modo, las combinaciones de carga última son:

$$P_u = 20.18 \text{ ton} \quad V_u = 24.375 \text{ ton} \quad M_u = 79.4375 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 28.03 \text{ ton} \quad V_u = 24.375 \text{ ton} \quad M_u = 79.4375 \text{ ton-m}$$

Diseño por compresión pura:

$$P_D = 21.196 \text{ ton} \quad P_L = 4.882 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4 * P_D + 1.7 * P_L$$

⁶ Luis miguel Alexis Hernández pinedo

$$P_u = 37.9738 \text{ ton}$$

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

Donde:

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

P_n = Resistencia nominal a compresión pura

$K = 1.0$ Para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

$h = 260$ altura de primer piso

$t = 15 \text{ cm}$

$\phi P_n = 274.2163 \text{ ton} > P_u = 37.9738$ se cumple

Verificación de la necesidad de confinar los bordes:

Tabla N°129: Ingreso de datos

$f_y =$	4200.0	kg/cm ²
$L_x =$	15.0	Cm
$L_y =$	320.0	Cm
$d =$	316.3	Cm
$e_{cu} =$	0.0030	
$e_y =$	0.00210	
$f'c =$	210.0	kg/cm ²
$A_s t =$	38.7	cm ²

Fuente: Elaboración propia del investigador

Compresión pura $\phi = 0.70$

$$P_o = 0.85 * F'c * (A_g - A_{st}) + (f_y * A_{st})$$

$$P_o = 1012512.48 \text{ kg}$$

$$P_o = 708.8 \text{ ton}$$

$$F_c = 0.85 * f'c * a_b * h$$

$$F_c = 423399.769$$

$$F_c = 423.4 \text{ ton}$$

$$M_c = F_c * (L/2 - 0.85 * c_b/2)$$

$$M_c = 342.67 \text{ ton-m}$$

Falla balanceada

$$\frac{\epsilon_{cu}}{Cb} = \frac{\epsilon_y}{d - cb}$$

Reemplazando valores tenemos

Tabla N°130: Ingreso de datos

ey/ecu =	0.70000
Cb =	186.0382
ab =	158.133

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°131: Cálculo de Fs

X (cm)	es	φ	Cantidad	As (cm ²)	fs (kg/cm ²)
3.35	0.0029	1/2	2	2.580	5891.96
17.35	0.0027	3/8	2	1.420	5440.44
32.5	0.0025	3/8	2	1.420	4951.83
46.71	0.0022	1/2	2	2.580	4493.54
53.13	0.0021	3/8	2	1.420	4286.48
68.13	0.0019	3/8	2	1.420	3802.71
83.13	0.0017	3/8	2	1.420	3318.94
98.13	0.0014	3/8	2	1.420	2835.17
113.13	0.0012	3/8	2	1.420	2351.40
128.13	0.0009	3/8	2	1.420	1867.62
143.13	0.0007	3/8	2	1.420	1383.85
153.06	0.0005	3/8	2	1.420	1063.60
166.94	0.0003	3/8	2	1.420	615.95
176.87	0.0001	3/8	2	1.420	295.69
191.87	-0.0001	3/8	2	1.420	-188.08
206.87	-0.0003	3/8	2	1.420	-671.85
221.87	-0.0006	3/8	2	1.420	-1155.63
236.87	-0.0008	3/8	2	1.420	-1639.40
251.87	-0.0011	3/8	2	1.420	-2123.17
266.87	-0.0013	3/8	2	1.420	-2606.94
273.3	-0.0014	1/2	2	2.580	-2814.32
287.5	-0.0016	3/8	2	1.420	-3272.29
302.5	-0.0019	3/8	2	1.420	-3756.06
316.65	-0.0021	1/2	2	2.580	-4212.42
Ast =				38.720	

Fuente: del investigador

Tabla N°132: cálculo de Ms

fs (kg/cm ²)	Fs (ton)	Brazo	Ms (tn-m)
4200.0	10.84	156.7	16.97
4200.0	5.96	142.7	8.51
4200.0	5.96	127.5	7.60
4200.0	10.84	113.3	12.28
4200.0	5.96	106.9	6.37
3802.7	5.40	91.9	4.96
3318.9	4.71	76.9	3.62
2835.2	4.03	61.9	2.49
2351.4	3.34	46.9	1.56
1867.6	2.65	31.9	0.85
1383.9	1.97	16.9	0.33
1063.6	1.51	6.9	0.10
615.9	0.87	-6.9	-0.06
295.7	0.42	-16.9	-0.07
-188.1	-0.27	-31.9	0.09
-671.9	-0.95	-46.9	0.45
-1155.6	-1.64	-61.9	1.02
-1639.4	-2.33	-76.9	1.79
-2123.2	-3.01	-91.9	2.77
-2606.9	-3.70	-106.9	3.96
-2814.3	-7.26	-113.3	8.23
-3272.3	-4.65	-127.5	5.92
-3756.1	-5.33	-142.5	7.60
-4200.0	-10.84	-156.7	16.97
$\sum Fs =$	24.48	$\sum Ms =$	114.31

Fuente: del investigador

Luego:

$$P_b = F_c + \sum F_s$$

$$M_b = M_c + \sum M_s$$

$$P_b = 447.88 \text{ ton}$$

$$M_b = 456.99 \text{ ton-m}$$

$$\phi P_b = 313.52 \text{ ton}$$

$$\phi M_b = 319.89 \text{ ton-m}$$

Flexión pura ($\phi = 0.90$)

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot h$$

$$C = 45.825$$

$$F_c = 104292 \text{ kg}$$

$$F_c = 104.29 \text{ ton}$$

$$M_c = F_c \cdot (L/2 - 0.85 \cdot c/2)$$

$$M_c = 142.97 \text{ ton-m}$$

Tabla N°133: Cálculo de Fs

X (cm)	es	φ	Cantidad	As (cm ²)	fs (kg/cm ²)
3.35	0.0028	1/2	2	2.580	5561.37
17.35	0.0019	3/8	2	1.420	3728.31
32.5	0.0009	3/8	2	1.420	1744.68
46.71	-0.0001	1/2	2	2.580	-115.87
53.13	-0.0005	3/8	2	1.420	-956.46
68.13	-0.0015	3/8	2	1.420	-2920.46
83.13	-0.0024	3/8	2	1.420	-4884.45
98.13	-0.0034	3/8	2	1.420	-6848.44
113.13	-0.0044	3/8	2	1.420	-8812.44
128.13	-0.0054	3/8	2	1.420	-10776.43
143.13	-0.0064	3/8	2	1.420	-12740.42
153.06	-0.0070	3/8	2	1.420	-14040.59
166.94	-0.0079	3/8	2	1.420	-15857.94
176.87	-0.0086	3/8	2	1.420	-17158.10
191.87	-0.0096	3/8	2	1.420	-19122.09
206.87	-0.0105	3/8	2	1.420	-21086.09
221.87	-0.0115	3/8	2	1.420	-23050.08
236.87	-0.0125	3/8	2	1.420	-25014.07
251.87	-0.0135	3/8	2	1.420	-26978.07
266.87	-0.0145	3/8	2	1.420	-28942.06
273.3	-0.0149	1/2	2	2.580	-29783.96
287.5	-0.0158	3/8	2	1.420	-31643.20
302.5	-0.0168	3/8	2	1.420	-33607.20
316.65	-0.0177	1/2	2	2.580	-35459.90
			Ast =	38.720	

Fuente: del investigador

Tabla N°134: Cálculo de Ms

fs (kg/cm ²)	Fs (ton)	Brazo	Ms (tn-m)
4200.0	10.84	156.7	16.97
3728.3	5.29	142.7	7.55
1744.7	2.48	127.5	3.16
-115.9	-0.30	113.3	-0.34
-956.5	-1.36	106.9	-1.45
-2920.5	-4.15	91.9	-3.81
-4200.0	-5.96	76.9	-4.58
-4200.0	-5.96	61.9	-3.69
-4200.0	-5.96	46.9	-2.80
-4200.0	-5.96	31.9	-1.90
-4200.0	-5.96	16.9	-1.01
-4200.0	-5.96	6.9	-0.41
-4200.0	-5.96	-6.9	0.41
-4200.0	-5.96	-16.9	1.01
-4200.0	-5.96	-31.9	1.90
-4200.0	-5.96	-46.9	2.80
-4200.0	-5.96	-61.9	3.69
-4200.0	-5.96	-76.9	4.58
-4200.0	-5.96	-91.9	5.48
-4200.0	-5.96	-106.9	6.37
-4200.0	-10.84	-113.3	12.28
-4200.0	-5.96	-127.5	7.60
-4200.0	-5.96	-142.5	8.50
-4200.0	-10.84	-156.7	16.97
$\sum Fs =$	-104.29	$\sum Ms =$	79.29

Fuente: del investigador

Luego:

$$P_b = F_c + \sum F_s$$

$$M_b = M_c + \sum M_s$$

$$P_b = 0.00 \text{ ton}$$

$$M_b = 222.26 \text{ ton-m}$$

$$\phi P_b = 0.00 \text{ ton}$$

$$\phi M_b = 155.58 \text{ ton-m}$$

De acuerdo a la norma E-O60, los muros de concreto armado no se confinan cuando se cumple la relación: $c < L / [600(\Delta/hm)]$

$c =$ profundidad de eje neutro
 $L =$ 3.2 m m
 $h_m =$ 10.40 m
 $De =$ 0.0003
 $\Delta =$ 0.00135

De acuerdo a la formula se obtiene

$C < 0.76$ m

Dada la evaluación no es necesario confinar los bordes ya que C resulta menor.

La norma E060 especifica que Δ / h_m debe ser mayor o igual a 0.007
 El valor mínimo para que proviene de flexión pura:

$C = 50$ cm

Diagrama de interacción:

Tabla N°135: Resultado de fuerza interna

Story	Primer piso placa Y4	Load Case /Combo	Location	P	V2	M2	M3
				tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
		1.4CM +1.7CV	Bottom	-65.16	-0.33	0.19	7.94
		1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	-40.91	4.99	0.74	30.02
		1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-73.77	-5.72	-0.41	-15.71
		1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-17.93	19.12	0.27	70.71
		1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-96.75	-19.85	0.06	-56.39
		0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	-18.17	5.03	0.67	27.06
		0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-51.03	-5.68	-0.49	-18.67
		0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	4.81	19.16	0.19	67.75
		0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-74.01	-19.81	-0.01	-59.36

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°136: Diagrama de Interacción
Curve #1 0 deg

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	810.0634	0	0.00E+00
2	810.0634	0.00E+00	174.5291
3	776.0257	0.00E+00	280.3085
4	673.7218	0.00E+00	361.1818
5	565.0901	0.00E+00	418.6196
6	446.7278	0.00E+00	454.8139
7	328.0917	0.00E+00	454.0654
8	211.174	-5.19E-07	408.8846
9	92.6325	-6.89E-07	321.7675
10	-29.7705	-5.04E-07	189.5632
11	-162.6622	0	0.00E+00

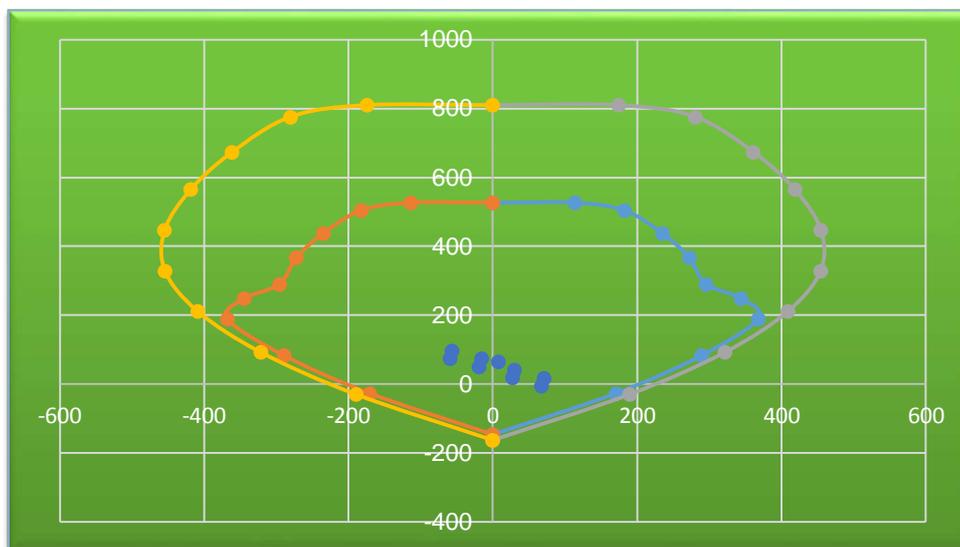
Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°137: Diagrama de Interacción
Curve #13 180 deg

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	810.0634	0	0.00E+00
2	810.0634	0.00E+00	-174.5291
3	776.0257	5.47E-07	-280.3085
4	673.7218	0.00E+00	-361.1818
5	565.0901	0.00E+00	-418.6196
6	446.7278	0.00E+00	-454.8139
7	328.0917	0.00E+00	-454.0654
8	211.174	0.00E+00	-408.8846
9	92.6325	0.00E+00	-321.7675
10	-29.7705	0.00E+00	-189.5632
11	-162.6622	0	0.00E+00

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°138: Diagrama de Interacción



Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño en flexocompresión:

Para tanteara un área de acero preliminar en los bordes de la placa de concreto armado, podemos estimar:

$$M_u = \phi A_s F_y \cdot 0.9 \cdot L$$

$$42.6535 = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 2.1$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2$$

Diseño por fuerza cortante:

Tabla N°139: Entrada de Datos

MURO Y4					
PISO	h entrepiso	Lm	em	f'c	
1	2.60	3.2	0.15	210	
2	2.60	3.2	0.15	210	
3	2.60	3.2	0.15	210	
4	2.60	3.2	0.15	210	

Fuente: Elaboración propia del investigador

RNE-E.060: 21.9.5.3

$$V_u > V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

RNE-E.060: 11.10.5

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c \text{ max} = A_c w * (\infty \sqrt{f'c})$$

RNE-E.060: 11.5.7.9

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

RNE-E.060: 21.9.4.3

En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

- El espesor del muro sea mayor o igual a 20 cm
- Cuando la fuerza cortante V_u exceda $0.17 * A_c w * \text{raíz}(f'c)$

RNE-E.060: 11.10.7 acero mínimo.

Donde V_u sea menor que $0.27 * \text{raíz}(f'c) * A_c w$ el refuerzo será:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

Donde V_u sea mayor que $0.27 * \text{raíz}(f'c) * A_c w$ el refuerzo será:

- E.060 :11.10.10

RNE-E.060: 11.10.10.1

Donde V_u exceda la resistencia al corte

$$V_s = A_c w * p_h * f_y$$

RNE-E.060: 11.10.4

La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n < 2.6 * \text{raíz}(f'c) * A_c w$$

RNE-E.060: 11.10.10.3

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, p_v , no debe ser menor que:

$$P_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_m/l_m)(p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

RNE-E.060: 21.9.7.6

Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8 para barras longitudinales de 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Tabla N°140: Entrada de Datos

PISO	Vua	Mua	Mur	Mur/Mua	Vu diseño
1	18.85	70.711	201	3.0000	66.53
2	17.82	41.1	201	4.8905	102.53
3	12.4	17.7	201	6.0000	87.53
4	5.6	8.6	201	6.0000	39.53

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°141: Diseño por corte y fricción

PISO	Vc (ton)	Vn = Vc + Vs		
		Hm/Lm	αc	Vc máx.(ton)
1	29.493	3.25	0.53	36.87
2	29.493	2.44	0.53	36.87
3	29.493	1.63	0.8	55.65
4	29.493	0.81	0.8	55.65

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°142: Diseño por corte y fricción

PISO	Vs (ton)	Vs máx. (ton)	Vs Máx. ??	N° hileras	$0.27 \cdot \text{raíz}(f'c) \cdot A_{cw}$
1	37.0366	116.86	37.04	2	18.78
2	73.0353	116.86	73.04	2	18.78
3	58.0366	116.86	58.04	2	18.78
4	10.0366	116.86	10.04	2	18.78

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°143: Diseño por corte y fricción

PISO	Usar	Refuerzo horizontal		
		ph	ph a usar	Vs final(ton)
1	$V_s = A_{cw} - p_h \cdot f_y$	0.00184	0.00250	50.400
2	$V_s = A_{cw} - p_h \cdot f_y$	0.00362	0.00362	73.035
3	$V_s = A_{cw} - p_h \cdot f_y$	0.00288	0.00288	58.037
4	$V_s = A_{cw} - p_h \cdot f_y$	0.00050	0.00250	50.400

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°144: Diseño por corte y fricción

Refuerzo horizontal							
PISO	Φ	A1 H(cm ²)	Distribución				
1	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50
2	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	25.00
3	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	32.50
4	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°145: Diseño por corte y fricción

Vn				
PISO	Vn real (ton)	Vn máx.(ton)	Vn máx.	pv
1	79.89	180.9	cumple	0.0025
2	102.53	180.9	cumple	0.0025
3	87.53	180.9	cumple	0.0025
4	79.89	180.9	cumple	0.0025

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°146: Diseño por corte y fricción

Refuerzo vertical							
PISO	ϕ	A1V(cm ²)					
1	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50
2	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50
3	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50
4	3/8	0.71	2	ϕ	3/8	@	37.50

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°147: Diseño por corte y fricción

Conclusión		
PISO	Horizontal	Vertical
1	2 ϕ 3/8@ 15 cm	2 ϕ 3/8@ 15 cm
2	2 ϕ 3/8@ 15 cm	2 ϕ 3/8@ 15 cm
3	2 ϕ 3/8@ 15 cm	2 ϕ 3/8@ 15 cm
4	2 ϕ 3/8@ 15 cm	2 ϕ 3/8@ 15 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por deslizamiento RNE. E060 11.10.10.6

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

$$\phi V_n \leq \phi U (N_u + A_v f_y)$$

Donde:

$U = 1$ coeficiente de fricción en juntas de tratamiento

$N_u = 0.9 \cdot P_d = 51.93 \text{ ton}$

$A_v =$ área de acero vertical total

$A_v = 30.2 \text{ cm}^2$

Tabla N°148: Diseño por deslizamiento

$\phi =$	0.85				
$U =$	1.0				
$P_u =$	Nu.	As v	$\phi U(N_u + A_v f_y)$	ϕV_n	Condición
96.75	87.1	38.72	212.24	67.91	No habrá deslizamiento

Fuente: Elaboración propia del investigador

No habrá problemas por deslizamiento.

Parámetros para la placa Y13

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$h = 260 \text{ cm}$ $r = 2.5 \text{ cm}$ (recubrimiento)

$L = 1.55 \text{ m}$ $t = 25 \text{ cm}$ (espesor efectivo)

$h_m = 10.40 \text{ m}$

Según las especificaciones de la norma de concreto armado E.060

Esbeltez = altura total / longitud = $h_m/L = 10.4/1.55 = 6.7 > 1.0 \rightarrow$ muro esbelto.

Área axial bruta

Momento de inercia

$A = 3875.0 \text{ cm}^2$

$I = 7758072.917 \text{ cm}^4$

Fuerzas internas en el primer piso

$P_g = 11.083 \text{ ton}$

$V_e = 20.4 \text{ ton}$

$M_e = 27.8 \text{ ton-m}$

La situación más crítica para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima ($F_c=0.9$) y momento flector máximo ($F_c=1.25$), de este modo, las combinaciones de carga última son:

$$\begin{array}{lll} P_u = 9.97 \text{ ton} & V_u = 25.5 \text{ ton} & M_u = 34.75 \text{ ton-m} \\ P_u = 13.85 \text{ ton} & V_u = 25.5 \text{ ton} & M_u = 34.75 \text{ ton-m} \end{array}$$

Diseño por compresión pura:

$$P_D = 10.888 \text{ ton} \quad P_L = 0.773 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.4 * P_D + 1.7 * P_L$$

$$P_u = 16.557 \text{ ton}$$

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

Donde:

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

$P_n =$ Resistencia nominal a compresión pura

$K = 1.0$ Para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

$h = 260$ altura de primer piso

$t = 25 \text{ cm}$

$\phi P_n = 280.2021 \text{ ton} > P_u = 16.5573$ se cumple

Verificación de la necesidad de confinara los bordes:

Tabla N°149: Ingreso de Datos

$f_y =$	4200.0	kg/cm ²
$L_x =$	25.0	Cm
$L_y =$	155.0	Cm
$d =$	151.3	Cm
$e_{cu} =$	0.0030	
$e_y =$	0.00210	
$f'_c =$	210.0	kg/cm ²
$A_s t =$	33.5	cm ²

Fuente: Elaboración propia del investigador

Compresión pura $\phi = 0.70$

$$P_o = 0.85 \cdot F'_c \cdot (A_g - A_{st}) + (f_y \cdot A_{st})$$

$$P_o = 826568.61 \text{ kg}$$

$$P_o = 578.6 \text{ ton}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot h$$

$$F_c = 337510.031$$

$$F_c = 337.51 \text{ ton}$$

$$M_c = F_c \cdot (L/2 - 0.85 \cdot c_b/2)$$

$$M_c = 133.94 \text{ ton-m}$$

Falla balanceada

$$\frac{\epsilon_{cu}}{C_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b}$$

Reemplazando valores tenemos

Tabla N°150: Ingreso de Datos

$\epsilon_y/\epsilon_{cu} =$	0.70000
$C_b =$	88.97941
$a_b =$	75.633

Fuente: Elaboración propia
del investigador

Tabla N°151: Cálculo de Fs

X (cm)	es	ϕ	Cantidad	As (cm ²)	fs (kg/cm ²)
3.35	0.0029	1/2	2	2.580	5774.11
14.99	0.0025	1/2	2	2.580	4989.20
26.71	0.0021	1/2	2	2.580	4198.91
33.28	0.0019	1/2	2	2.580	3755.89
47.49	0.0014	1/2	2	2.580	2797.69
62.49	0.0009	1/2	2	2.580	1786.22
77.5	0.0004	1/2	2	2.580	774.07
92.51	-0.0001	1/2	2	2.580	-238.07
107.51	-0.0006	1/2	2	2.580	-1249.54
121.72	-0.0011	1/2	2	2.580	-2207.74
128.3	-0.0013	1/2	2	2.580	-2651.44
140	-0.0017	1/2	2	2.580	-3440.39
151.71	-0.0021	1/2	2	2.580	-4230.01
Ast =				33.540	

Fuente: del investigador

Tabla N°152: Cálculo de Ms

fs (kg/cm ²)	Fs (ton)	Brazo	Ms (tn-m)
4200.0	10.84	74.2	8.03
4200.0	10.84	62.5	6.77
4198.9	10.83	50.8	5.50
3755.9	9.69	44.2	4.28
2797.7	7.22	30.0	2.17
1786.2	4.61	15.0	0.69
774.1	2.00	0.0	0.00
-238.1	-0.61	-15.0	0.09
-1249.5	-3.22	-30.0	0.97
-2207.7	-5.70	-44.2	2.52
-2651.4	-6.84	-50.8	3.48
-3440.4	-8.88	-62.5	5.55
-4200.0	-10.84	-74.2	8.04
$\sum Fs =$	19.93	$\sum Ms =$	48.10

Fuente: del investigador

Luego:

$$P_b = F_c + \sum F_s \quad M_b = M_c + \sum M_s$$

$$P_b = 357.44 \text{ ton} \quad M_b = 182.03 \text{ ton-m}$$

$$\phi P_b = 250.21 \text{ ton} \quad \phi M_b = 127.42 \text{ ton-m}$$

Flexión pura ($\phi = 0.90$)

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot h \quad C = 23.585$$

$$F_c = 89461 \text{ kg}$$

$$F_c = 89.46 \text{ ton}$$

$$M_c = F_c \cdot (L/2 - 0.85 \cdot c/2)$$

$$M_c = 58.78 \text{ ton-m}$$

Tabla N°153: Cálculo de F_s

X (cm)	es	ϕ	Cantidad	As (cm ²)	fs (kg/cm ²)
3.35	0.0026	1/2	2	2.580	5147.76
14.99	0.0011	1/2	2	2.580	2186.56
26.71	-0.0004	1/2	2	2.580	-795.00
33.28	-0.0012	1/2	2	2.580	-2466.40
47.49	-0.0030	1/2	2	2.580	-6081.41
62.49	-0.0049	1/2	2	2.580	-9897.39
77.5	-0.0069	1/2	2	2.580	-13715.92
92.51	-0.0088	1/2	2	2.580	-17534.45
107.51	-0.0107	1/2	2	2.580	-21350.43
121.72	-0.0125	1/2	2	2.580	-24965.44
128.3	-0.0133	1/2	2	2.580	-26639.39
140	-0.0148	1/2	2	2.580	-29615.86
151.71	-0.0163	1/2	2	2.580	-32594.87
Ast =				33.540	

Fuente: del investigador

Tabla N°154: Cálculo de Ms

fs (kg/cm2)	Fs (ton)	Brazo	Ms (ton-m)
4200.0	10.84	74.2	8.03
2186.6	5.64	62.5	3.53
-795.0	-2.05	50.8	-1.04
-2466.4	-6.36	44.2	-2.81
-4200.0	-10.84	30.0	-3.25
-4200.0	-10.84	15.0	-1.63
-4200.0	-10.84	0.0	0.00
-4200.0	-10.84	-15.0	1.63
-4200.0	-10.84	-30.0	3.25
-4200.0	-10.84	-44.2	4.79
-4200.0	-10.84	-50.8	5.50
-4200.0	-10.84	-62.5	6.77
-4200.0	-10.84	-74.2	8.04
$\sum Fs =$	-89.46	$\sum Ms =$	32.82

Fuente: del investigador

Luego:

$$P_b = F_c + \sum F_s$$

$$M_b = M_c + \sum M_s$$

$$P_b = 0.00 \text{ ton}$$

$$M_b = 91.60 \text{ ton-m}$$

$$\phi P_b = 0.00 \text{ ton}$$

$$\phi M_b = 64.12 \text{ ton-m}$$

De acuerdo a la norma E-O60, los muros de concreto armado no se confinan cuando se cumple la relación: $c < L/[600(\Delta/hm)]$

$c =$ profundidad de eje neutro

$$L = 1.55 \text{ m}$$

$$hm = 10.40 \text{ m}$$

$$De = 0.0003$$

$$\Delta = 0.00135$$

De acuerdo a la formula se

obtiene

$$C < 0.52 \text{ m}$$

Dada la evaluación no es necesario confinar los bordes ya que C resulta menor.

La norma E060 especifica que Δ / hm no debe tomarse menor 0.005

El valor mínimo para que proviene de flexión pura:

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

Diagrama de interacción:

Tabla N°155: Resultado de fuerza interna

Story	Primer piso placa Y13	Load Case /Combo	Location	P	V2	M2	M3
				tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
		1.4CM +1.7CV	Bottom	-50.17	1.57	0.00	2.95
		1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	-42.51	3.57	1.99	5.49
		1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-44.70	-0.90	-1.99	-0.44
		1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-33.26	20.40	0.13	27.80
		1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-53.95	-17.73	-0.13	-22.76
		0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	-26.32	2.98	1.99	4.41
		0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-28.51	-1.50	-1.99	-1.53
		0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	-17.07	19.80	0.13	26.72
		0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-37.76	-18.32	-0.13	-23.84

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°156: Diagrama de Interacción
Curve #1 0 deg

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	429.0445	0	0
2	429.0445	0	45.1315
3	408.8463	0	72.3879
4	353.6418	0	93.1378
5	295.3451	0	107.7619
6	230.8026	5.85E-07	116.9263
7	195.5928	7.71E-07	135.5751
8	147.0544	1.00E-06	144.4436
9	60.3658	1.07E-06	113.0146
10	-30.631	5.93E-07	65.3495
11	-125.3629	0	0

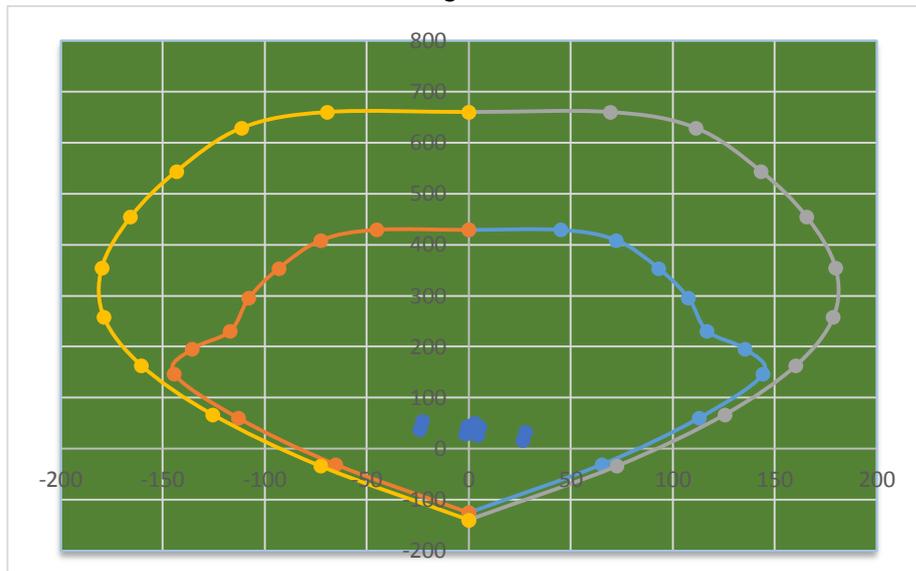
Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°157: Diagrama de Interacción
Curve #13 180 deg

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	429.0445	0	0
2	429.0445	0	-45.1315
3	408.8463	-6.50E-07	-72.3879
4	353.6418	-6.18E-07	-93.1378
5	295.3451	-5.95E-07	-107.7619
6	230.8026	-5.83E-07	-116.9263
7	195.5928	-6.25E-07	-135.5751
8	147.0544	-6.39E-07	-144.4436
9	60.3658	-5.29E-07	-113.0146
10	-30.631	0	-65.3495
11	-125.3629	0	0

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°158: Diagrama de Interacción



Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño en flexocompresión:

Para tanteara un área de acero preliminar en los bordes de la placa de concreto armado, podemos estimar:

$$M_u = \phi A_s F_y \cdot 0.9 \cdot L$$

$$27.80 = 0.9 \cdot A_s \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 2.1$$

$$A_s = 5.27 \text{ cm}^2$$

Diseño por fuerza cortante:

Tabla N°159: Entrada de Datos

MURO Y4					
PISO	h entrepiso	Lm	em	f'c	
1	2.60	1.55	0.15	210	
2	2.60	1.55	0.15	210	
3	2.60	1.55	0.15	210	
4	2.60	1.55	0.15	210	

Fuente: Elaboración propia del investigador

RNE-E.060: 21.9.5.3

$$V_u > V_{ua} \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

RNE-E.060: 11.10.5

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c \text{ max} = A_c w * (\infty \sqrt{f'c})$$

RNE-E.060: 11.5.7.9

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

RNE-E.060: 21.9.4.3

En un muro deben emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

- El espesor del muro sea mayor o igual a 20 cm
- Cuando la fuerza cortante V_u exceda $0.17 * A_{cv} * \text{raíz}(f'c)$

RNE-E.060: 11.10.7 acero mínimo.

Donde V_u sea menor que $0.27 * \text{raíz}(f'c) * A_{cw}$ el refuerzo será:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

Donde V_u sea mayor que $0.27 * \text{raíz}(f'c) * A_{cw}$ el refuerzo será:

- E.060 :11.10.10

RNE-E.060: 11.10.10.1

Donde V_u exceda la resistencia al corte

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

RNE-E.060: 11.10.4

La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n < 2.6 * \text{raíz}(f'c) * A_{cw}$$

RNE-E.060: 11.10.10.3

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$P_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_m/l_m)(p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

RNE-E.060: 21.9.7.6

Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8 para barras longitudinales de 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Tabla N°160: Entrada de Datos

PISO	Vua	Mua	Mur	Mur/Mua	Vu diseño
1	20.4	27.8	110	3.9568	94.96
2	5.37	9.45	110	6.0000	37.91
3	2.71	2.43	110	6.0000	19.13
4	1.476	2.318	110	6.0000	10.42

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°161: Diseño por corte y fricción

PISO	Vc (ton)	Vn = Vc + Vs		
		Hm/Lm	α c	Vc máx.(ton)
1	14.286	6.71	0.53	17.86
2	14.286	5.03	0.53	17.86
3	14.286	3.35	0.53	17.86
4	14.286	1.68	0.8	26.95

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°162: Diseño por corte y fricción

PISO	Vs (ton)	Vs max(ton)	Vs max ??	N° hileras	0.27*raiz(f'c)*Acw
1	80.6784	56.60	56.60	2	9.10
2	23.6203	56.60	23.62	2	9.10
3	4.8438	56.60	4.84	2	9.10
4	-3.8668	56.60	-3.87	2	9.10

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°163: Diseño por corte y fricción

PISO	Usar	Refuerzo horizontal		
		ph	ph a usar	Vs final(ton)
1	$V_s = A_{cw} \cdot ph \cdot f_y$	0.00580	0.00580	56.603
2	$V_s = A_{cw} \cdot ph \cdot f_y$	0.00242	0.00250	24.413
3	$V_s = A_{cw} \cdot ph \cdot f_y$	0.00050	0.00250	24.413
4	$V_s = A_{cw} \cdot ph \cdot f_y$	-0.00040	0.00250	24.413

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°164: Diseño por corte y fricción

PISO	Refuerzo horizontal						
	ϕ	A1 H(cm2)	Distribución				
1	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	27.50
2	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00
3	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00
4	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°165: Diseño por corte y fricción

PISO	Vn			
	Vn real (ton)	Vn max(ton)	Vn max ???	pv
1	70.89	87.6	cumple	0.0025
2	38.70	87.6	cumple	0.0025
3	38.70	87.6	cumple	0.0025
4	38.70	87.6	cumple	0.0025

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°166: Diseño por corte y fricción

PISO	Refuerzo vertical						
	ϕ	A1V(cm2)	Distribución				
1	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00
2	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00
3	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00
4	1/2	1.29	2	ϕ	1/2	@	40.00

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°167: Diseño por corte y fricción

Conclusión		
PISO	Horizontal	Vertical
1	2φ 1/2@ 13 cm	2φ 1/2@ 13 cm
2	2φ 1/2@ 13 cm	2φ 1/2@ 13 cm
3	2φ 1/2@ 13 cm	2φ 1/2@ 13 cm
4	2φ 1/2@ 13 cm	2φ 1/2@ 13 cm

Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño por deslizamiento RNE. E060 11.10.10.6

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

$$\phi V_n \leq \phi u^* (N_u + A_v * f_y)$$

Donde:

U = 1 coeficiente de fricción en juntas de tratamiento

N_u = 0.9* P_d = 51.93 ton

A_v = área de acero vertical total

A_v = 33.54 cm²

Tabla N°168: Diseño por Deslizamiento

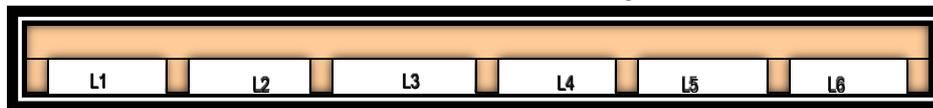
φ =	0.85				
U =	1.0				
P_u =	N_u.	A_{s v}	φ U(N_u+A_v*f_y)	φ V_n	Condición
56.363	50.73	33.54	162.86	60.26	No habrá deslizamiento

Fuente: Elaboración propia del investigador

No habrá problemas por deslizamiento.

Diseño de losa aligerada

Tabla N°169: Losa Aligerada



Fuente: elaboración propia del investigador

Datos

L1	3.65 m
L2	3.33 m
L3	3.20 m
L4	3.20 m
L5	3.33 m
L6	3.65 m
Sobrecarga S/C	250 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Tabiquería	120 kg/m ²
F'c	210 kg/cm ²
Fy	4200 kg/cm ²
Ladrillo hueco 0.30 x 0.30 x 0.12	8 kg/ladr.

Tabla N°170: Entrada de Datos

CALCULO DEL ESPESOR DEL TECHO ALIGERADO			
$e=h = Luz\ mayor / 21$	0.174 m	considerar	0.20 m
ESPESOR DE LA VIGUETA			
$b' =$	0.10 m	considerar	0.10 m
$b \leq 4b'$	0.40 m	considerar	0.40 m
$h \leq 3b'$	0.30 OK	considerar	0.20 m
ESPESOR DE LOSA			
$t \geq b'/2$	0.05 m	considerar	0.05 m
RECUBRIMIENTO			
$r = 0.02 + \phi/2$	0.03 m	considerar	0.03 m
PERALTE			
$d = h - r$			0.17 m

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°171: Metrado de Cargas

METRADO DE CARGAS			
LOSA	t x b x 1.00 x 2400	48.00 kg/vig/m	
VIGUETA	b' x (h - t) x 1.00 x 2400	63.00 kg/vig/m	
LADRILLO	1.00/0.30 x peso ladrillo x 1.00	26.67 kg/vig/m	
		137.67 kg/vig/m	
EN 1.00 m2 DE PROFUNDIDAD			
PP ALIGERADO		344.17	Kg/m2
PISO TERMINADO		100.00	Kg/m2
TABIQUERIA		120.00	Kg/m2
CARGA MUERTA (D)		564.17	Kg/m2
SOBRECARGA			
		250.00	
CARGA VIVA (L)		250.00	Kg/m2

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°172: Cargas Amplificadas

CALCULO DE Wu			
Wu =	1.5(D) + 1.8(L)	1214.83	kg/ml
CALCULO POR VIGUETA DE W'u			
W'u =	Wu / 2.5	485.93	Kg/vig/m
		0.486	Tn/vig/ml

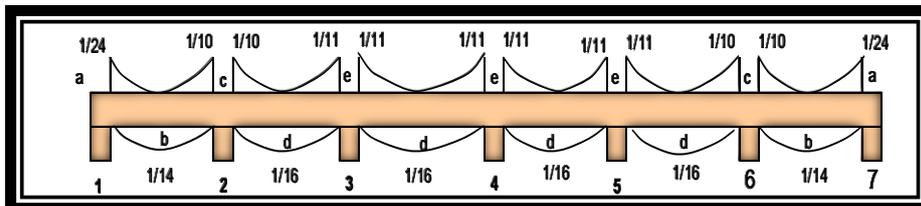
Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°173: Condición de Análisis

COMPROBACION DE LUCES	
(Cuando las luces de dos tramos consecutivos es mas del 20%, es decir L2 / L1 \geq 1.20, no se puede usar el método de los coeficientes, se calcularán estos por el método de CROSS o de KANI.	
L2 / L1 \geq 1.20	0.91 \leq 1.20 VERDADERO
Entonces usamos el método de los coeficientes	

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°174: Diseño por Método de Coeficientes de ACI



Fuente: Elaboración propia del investigador

APOYO 1	1/24	0.04
APOYO 2	1/10	0.10
APOYO 3	1/11	0.09
APOYO 4	1/11	0.09
APOYO 5	1/11	0.09
APOYO 6	1/10	0.10
APOYO 7	1/24	0.04
TRAMO 1-2	1/14	0.07
TRAMO 2-3	1/16	0.06
TRAMO 3-4	1/16	0.06
TRAMO 4-5	1/16	0.06
TRAMO 5-6	1/16	0.06
TRAMO 6-7	1/14	0.07

b) Luces promedio

$$L_n^{(-)} = (L_1 + L_2) / 2$$

$$L_n^{(+)} = \text{Luz del tramo}$$

APOYO 1	3.65	m
APOYO 2	3.49	m
APOYO 3	3.27	m
APOYO 4	3.20	m
APOYO 5	3.20	m
APOYO 6	3.33	m
APOYO 7	3.65	m
TRAMO 1-2	3.65	m

TRAMO 2-3	3.33	m
TRAMO 3-4	3.20	m
TRAMO 4-5	3.20	m
TRAMO 5-6	3.33	m
TRAMO 6-7	3.65	m

c) Factor de momento

$$F_m = W'u * L_2$$

APOYO 1	6.47
APOYO 2	5.92
APOYO 3	5.18
APOYO 4	4.98
APOYO 5	4.98
APOYO 6	5.39
APOYO 7	6.47
TRAMO 1-2	6.47
TRAMO 2-3	5.39
TRAMO 3-4	4.98
TRAMO 4-5	4.98
TRAMO 5-6	5.39
TRAMO 6-7	6.47

d) Momento

$$M_u = \text{Coeficiente} \times \text{Factor de momento}$$

APOYO 1	-0.27
APOYO 2	-0.59
APOYO 3	-0.47
APOYO 4	-0.45
APOYO 5	-0.45

APOYO 6	-0.54
APOYO 7	-0.27
TRAMO 1-2	0.46
TRAMO 2-3	0.34
TRAMO 3-4	0.31
TRAMO 4-5	0.31
TRAMO 5-6	0.34
TRAMO 6-7	0.46

e) $K'u$

$$K'u^{(-)} = Mu \times 10^5 / f'c.b'.d^2$$

$$K'u^{(+)} = Mu \times 10^5 / f'c.b.d^2$$

APOYO 1	-0.0444
APOYO 2	-0.0975
APOYO 3	-0.0776
APOYO 4	-0.0745
APOYO 5	-0.0745
APOYO 6	-0.0888
APOYO 7	-0.0444
TRAMO 1-2	0.0190
TRAMO 2-3	0.0139
TRAMO 3-4	0.0128
TRAMO 4-5	0.0128
TRAMO 5-6	0.0139
TRAMO 6-7	0.0190

f) W

$$\phi W(1-0.59w) = Ku \quad W = (1/0.59 + -((1/0.59)^2 + 4*1*Ku/0.59))^{1/2} / 2 \phi$$

$$\phi = 0.90 \quad W = (1.69 + -((1.69)^2 + 4*1*Ku/0.59))^{1/2} / 2 \times 0.90$$

APOYO 1	0.0509
APOYO 2	0.1158
APOYO 3	0.0909
APOYO 4	0.0871
APOYO 5	0.0871
APOYO 6	0.1048
APOYO 7	0.0509
TRAMO 1-2	0.0210
TRAMO 2-3	0.0153
TRAMO 3-4	0.0142
TRAMO 4-5	0.0142
TRAMO 5-6	0.0153
TRAMO 6-7	0.0210

g) Área de acero

$$As^{(-)} = W.f'c.b'.d / fy$$

$$As^{(+)} = W.f'c.b.d / fy$$

$$As_{\min} = N * b' * d / Fy \quad \text{pero: } N = 14$$

$$As_{\min} = 14 \times 10 \times 17 / 4200 = \boxed{0.57} \text{ cm}^2$$

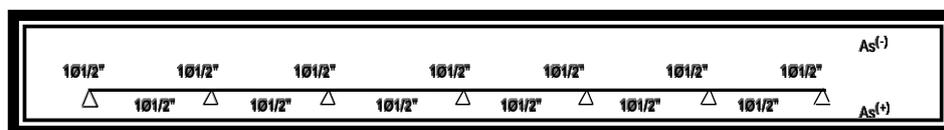
Tabla N°175: Diseño de Refuerzo

	As Calculado	As a usar
APOYO 1	0.433	0.71 cm ²
APOYO 2	0.984	1.27 cm ²
APOYO 3	0.772	0.77 cm ²
APOYO 4	0.740	1.27 cm ²
APOYO 5	0.740	0.74 cm ²
APOYO 6	0.891	0.71 cm ²
APOYO 7	0.433	0.71 cm ²
TRAMO 1-2	0.714	0.71 cm ²
TRAMO 2-3	0.521	0.71 cm ²
TRAMO 3-4	0.482	0.71 cm ²
TRAMO 4-5	0.482	0.71 cm ²
TRAMO 5-6	0.521	0.71 cm ²
TRAMO 6-7	0.714	0.71 cm ²

Fuente: Elaboración propia del investigador

Armadura de acero

Tabla N°176: Distribución del Refuerzo



Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño de la cimentación para los muros de concreto armado (placas)

Ingreso de datos de la placa Y4:

Placa: **Y4, Y4''**

$$P_d = 21196 \text{ Kg}$$

$$P_l = 4882 \text{ Kg}$$

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

$$S/C = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$t_1 = 3.20 \text{ m}$$

$$t_2 = 0.15 \text{ m}$$

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

$$Y_m = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

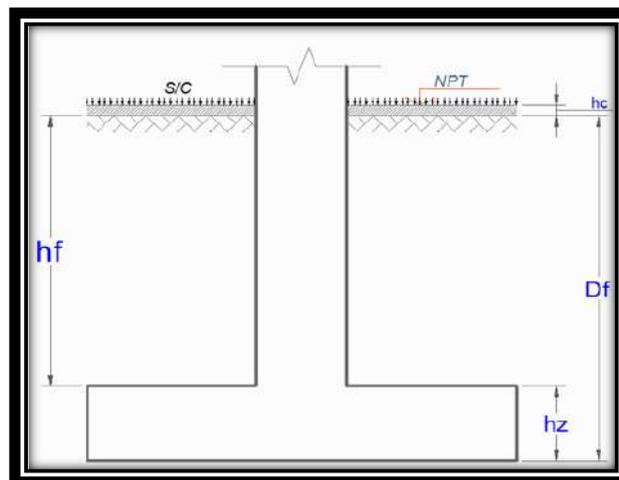
$$\sigma_t = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 177: Detalle de Fundación del Cimiento



Fuente: Elaboración propia del investigador

Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Área de la zapata

Azap= 31958.33 cm

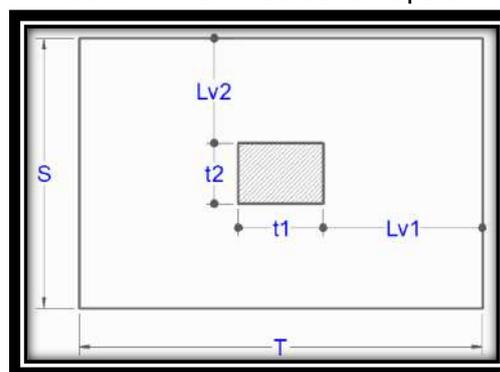
Debe cumplir que Lv1 =Lv2:

T= 3.9 m

S= 0.85

Lv1=Lv2= 0.35 m

Tabla N°178: Área de la Zapata



Fuente: Elaboración propia del investigador

Reacción neta del terreno:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 37973.8 \text{ Kg}$$

$$A_{zap} = 33150 \text{ cm}^2$$

$$W_u = 1.15 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensionando la altura de la zapata

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

Por punzonamiento

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 37973.8 - 1.15(320 + d)(15 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 3.52 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Diámetro de Varilla

$$\phi : 1/2''$$

$$d_{prom} = 61.23 \text{ cm}$$

$$H_z = 70 \text{ cm}$$

Verificación por cortante

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = -2553.981$$

$$\phi V_c = 33977.203$$

$$V_{du} < \phi V_c \text{(Conforme)}$$

Diseño por flexión

$$\phi = 0.85$$

Dirección longitudinal

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Usar 9 ϕ 1/2" @ 8.6 cm

$$M_u = 596.3834 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$R_u = 0.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

$$\rho = 4.954\text{E-}05$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 0.0018 \\
 A_s &= 10.7 \quad \text{cm}^2 \\
 A_v &= 1.27 \quad \text{cm}^2 \\
 \# \text{ var} &= 8.4 \text{ varillas} \\
 \text{Esp. S} &= 8.6 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

Dirección transversal

Usar 39 ϕ 1/2" @ 9.8 cm

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 49.14 \quad \text{cm}^2 \\
 \# \text{ var} &= 38.7 \quad \quad \quad \mathbf{39 \text{ varillas}} \\
 \text{Esp. S} &= 9.8 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna $\phi_n = 0.7$

$$\begin{aligned}
 \text{Sobre la Columna} \quad P_n &= 54248.3 \text{ Kg} \\
 \text{De la Columna} \quad P_{nb} &= 856800 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

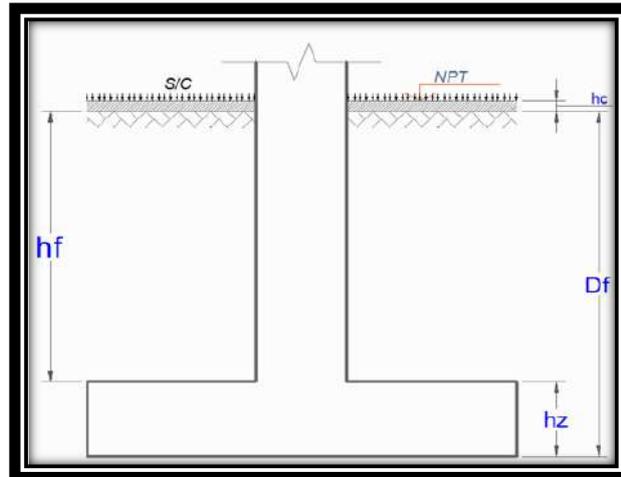
$$A_{smin} = 24.0 \text{ cm}^2$$

Ingreso de datos de la placa Y13:

Placa: **Y13**

$$\begin{aligned}
 P_d &= 10888 \text{ Kg} \\
 P_l &= 773 \text{ Kg} \\
 D_f &= 1.20 \text{ m} \\
 S/C &= 200 \text{ Kg/m}^2 \\
 t_1 &= 1.55 \text{ m} \\
 t_2 &= 0.25 \text{ m} \\
 h_c &= 0.15 \text{ m} \\
 Y_m &= 1900 \text{ Kg/m}^3 \\
 \sigma_t &= 1.10 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tabla N°179: Detalle de Fundación del Cimiento



Fuente: Elaboración propia del investigador

Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Área de la zapata

Azap= 14290.441 cm

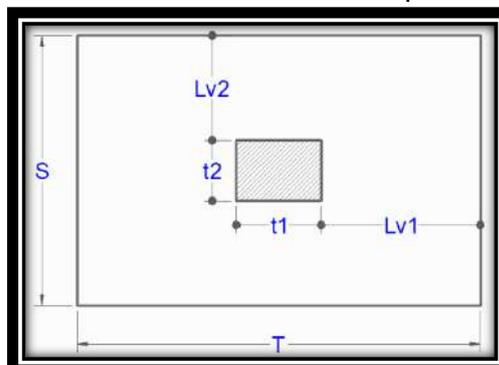
Debe cumplir que Lv1 =Lv2:

T= 2.05 m

S= 0.75

Lv1=Lv2= 0.25 m

Tabla N°180: Área de la Zapata



Fuente: Elaboración propia del investigador

Reacción neta del terreno:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$\begin{aligned}
 P_u &= 16557.3 \text{ Kg} & A_{zap} &= T \times S \\
 A_{zap} &= 15375 \text{ cm}^2 \\
 W_u &= 1.08 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Dimensionando la altura de la zapata

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

Por punzonamiento

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 16557.3 - 1.08(155 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

$$d = 2.49 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Diámetro de Varilla

$$\phi : 1/2''$$

$$d_{prom} = 61.23 \text{ cm}$$

$$H_z = 70 \text{ cm}$$

Verificación por cortante

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = -2926.2$$

$$\phi V_c = 29979.885$$

$$V_{du} < \phi V_c \dots\dots\dots(\text{Conforme})$$

Diseño por flexión

$$\phi = 0.85$$

Dirección longitudinal

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Usar 8 ϕ 1/2" @ 8.4 cm

$$M_u = 252.39787 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$R_u = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

$$\rho = 2.375\text{E-}05$$

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_s = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 7.4 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 8.4 \text{ cm}$$

Dirección transversal

Usar 21 ϕ 1/2" @ 9.4 cm

$$A_{st} = 25.83 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 20.3 \quad \mathbf{21 \text{ varillas}}$$

$$\text{Esp. S} = 9.4 \text{ cm}$$

Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna $\phi_n = 0.7$

$$\text{Sobre la Columna} \quad P_n = 23653.3 \text{ Kg}$$

$$\text{De la Columna} \quad P_{nb} = 691688 \text{ Kg}$$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

$$A_{s\min} = 19.4 \text{ cm}^2$$

Ingreso de datos de la placa Y12:

Y12

Placa:

$$Pd = 9464 \text{ Kg}$$

$$PI = 2670 \text{ Kg}$$

$$Df = 1.20 \text{ m}$$

$$S/C = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$t1 = 1.0 \text{ m}$$

$$t2 = 0.15 \text{ m}$$

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

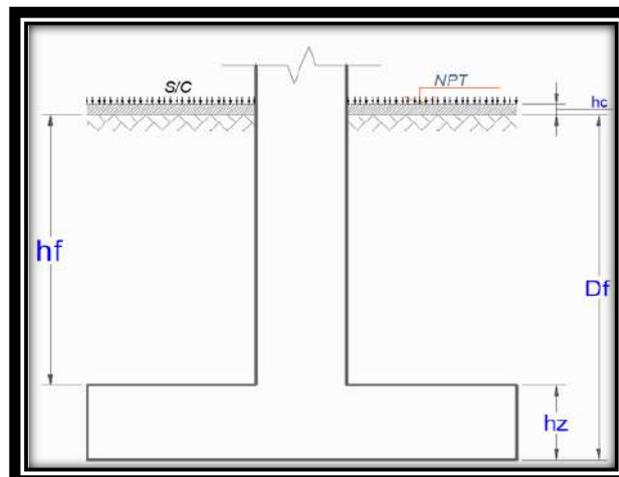
$$Ym = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\sigma_t = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

Tabla N°181: Detalle de Fundación del Cimiento



Fuente: Elaboración propia del investigador

Esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Área de la zapata

$$Azap = 14870.098 \text{ cm}$$

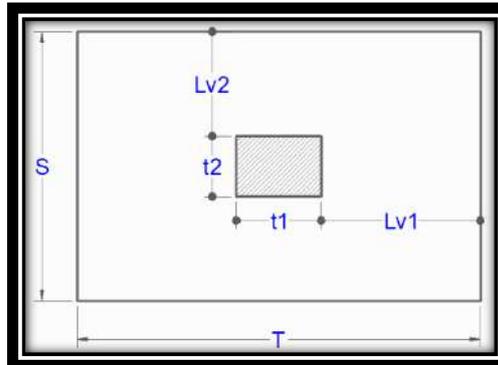
Debe cumplir que $Lv1 = Lv2$:

$$T = 1.75 \text{ m}$$

$$S = 0.90$$

$$Lv1=Lv2= 0.375 \text{ m}$$

Tabla N°182: Área de la Zapata



Fuente: Elaboración propia del investigador

Reacción neta del terreno:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$P_u = 17788.6 \text{ Kg}$$

$$A_{zap} = 15750 \text{ cm}^2$$

$$W_u = 1.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{zap} = T \times S$$

Dimensionando la altura de la zapata

$$V_U \leq \phi \cdot V_C$$

Por punzonamiento

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 17788.6 - 1.13(100 + d)(15 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t1 + d) + 2 \cdot (t2 + d)$$

$$d = 4.8 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Diámetro de

Varilla ϕ : 1/2"

$d_{prom} = 61.23$ cm

$H_z = 70$ cm

Verificación por cortante

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = -2412.134$$

$$\phi V_c = 35975.862$$

$V_{du} < \phi V_c$ (Conforme)

Diseño por flexión

$$\phi = 0.85$$

Dirección longitudinal

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Usar 9 ϕ 1/2" @ 9.2 cm

$$M_u = 714.72054 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$R_u = 0.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

$$\rho = 5.607E-05$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 8.9 \text{ varillas}$$

$$\text{Esp. S} = 9.2 \text{ cm}$$

Dirección transversal

Usar 18 ϕ 1/2" @ 9.5 cm

$$A_{st} = 22.05 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 17.4 \quad \mathbf{18 \text{ varillas}}$$

Esp. S = 9.3 cm

Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna $\phi_n = 0.7$

Sobre la Columna $P_n = 25412.3 \text{ Kg}$
 De la Columna $P_{nb} = 267750 \text{ Kg}$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

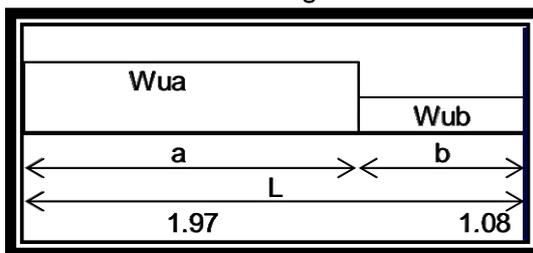
Asmin = 7.5 cm²

Diseño de escalera

Las características para el tramo 1:

F'c=	210.00 Kg/cm ²
Fy=	4,200.00 Kg/cm ²
Sobrecarga=	300 Kg/m ²
Peso acabado=	100 Kg/m ²
Longitud total=	3.05 Mt.
Tramo a=	1.97 Mt.
Tramo b=	1.08 Mt.
Paso=	0.25 Mt.
Contrapaso=	0.175 Mt.
T =	0.153 Asumimos= 0.16 Mt.
Te =	0.28 Mt. espesor equivalente

Tabla N°183: Carga Distribuida



Fuente: Elaboración propia del investigador

Metrado de cargas (1 Mt. de ancho)

Tramo a:

Peso Propio = 0.68 Ton/m

Peso Acabado= 0.10 Ton/m

Peso parapeto concreto= 0.19 Ton/m

Wd= 0.97 Ton/m

Sobrecarga= 0.30 Ton/m

WI= 0.30 Ton/m

Wua 1.87 Ton/m

Tramo b:

Peso Propio = 0.38 Ton/m

Peso Acabado= 0.10 Ton/m

Peso parapeto concreto= 0.19 Ton/m

Wd= 0.68 Ton/m

Sobrecarga= 0.30 Ton/m

WI= 0.30 Ton/m

Wub 1.46 Ton/m

Análisis

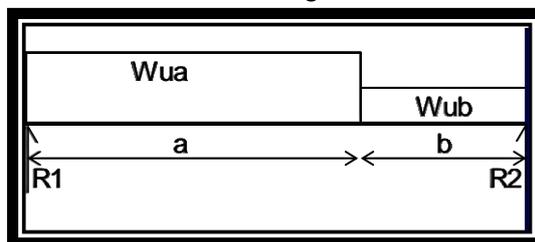
R1= 2.77 Ton.

R2= 2.48 Ton.

Para X= 1.48 Mt. Mumax= 2.05 Ton-m

Para d= 13.37 Cm. Vd= 2.52 Ton

Tabla N°184: Carga Distribuida



Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño

Acero por temperatura

$$A_{st} = 2.9 \text{ cm}^2 \quad 3/8" \text{ cada } 24.7 \text{ Tomamos: } 20 \text{ Cm.}$$

Acero principal positivo

$$M_u = 2.05 \text{ Ton-m.}$$

$$W = 0.063$$

$$A_s = 4.22 \text{ cm}^2 \quad 1/2" \text{ cada } 30.5 \text{ Tomamos: } 25 \text{ Cm.}$$

$$A_{smin} = 3.23 \text{ cm}^2$$

Acero negativo

$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2 \quad 3/8" \text{ cada } 24.7 \text{ Tomamos: } 20 \text{ Cm.}$$

Verificación por corte

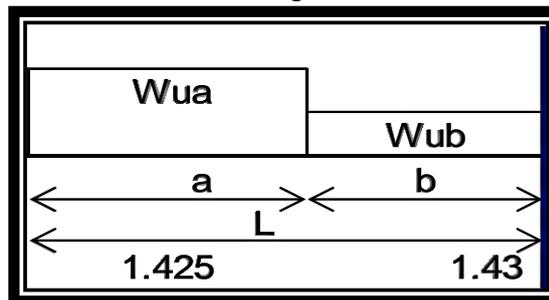
$$v_d = 1.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.16 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{BIEN } v_c > v_d$$

Las características para el tramo 2:

$F'c=$	210.00 Kg/cm ²
$F_y=$	4,200.00 Kg/cm ²
Sobrecarga=	300 Kg/m ²
Peso acabado=	100 Kg/m ²
Longitud total=	2.85 Mt.
Tramo a=	1.425 Mt.
Tramo b=	1.425 Mt.
Paso=	0.25 Mt.
Contrapaso=	0.175 Mt.
$T =$	0.143 Asumimos= 0.15 Mt.
$T_e =$	0.27 Mt. espesor equivalente

Tabla N°185: Longitud de Escalera



Fuente: Elaboración propia del investigador

Metrado de cargas (1 Mt. de ancho)

Tramo a:

Peso Propio =	0.65	Ton/m
Peso Acabado=	0.10	Ton/m
Peso parapeto concreto=	0.19	Ton/m
$W_d=$	0.94	Ton/m
Sobrecarga=	0.30	Ton/m

Wl= 0.30 Ton/m

Wua 1.83 Ton/m

Tramo b:

Peso Propio = 0.36 Ton/m

Peso Acabado= 0.10 Ton/m

Peso parapeto concreto= 0.19 Ton/m

Wd= 0.66 Ton/m

Sobrecarga= 0.30 Ton/m

Wl= 0.30 Ton/m

Wub 1.42 Ton/m

Análisis

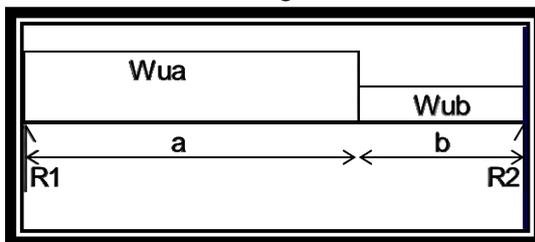
R1= 2.46 Ton.

R2= 2.17 Ton.

Para X= 1.35 Mt. Mumax= 1.66 Ton-m

Para d= 12.37 Cm. Vd= 2.23 Ton

Tabla N°186: Longitud de Escalera



Fuente: Elaboración propia del investigador

Diseño

Acero por temperatura

$A_{st} = 2.7 \text{ Cm}^2$ 3/8" cada 26.3 Tomamos: 20 Cm.

Acero principal positivo

$M_u = 1.66 \text{ Ton-m.}$

$W = 0.059$

$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$ 1/2" cada 34.5 Tomamos: 25 Cm.

$A_{smin} = 2.99 \text{ cm}^2$

Acero negativo

$A_s = 2.70 \text{ Cm}^2$ 3/8" cada 26.3 Tomamos: 20 Cm.

Verificación por corte

$v_d = 1.81 \text{ Kg/cm}^2$

$v_c = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$ BIEN $v_c > v_d$

Diseño de sobrecimiento

Acero mínimo en sobrecimiento

$A_{s \text{ mín}} = (0.80 f_c^{1/2}) \cdot b \cdot d / f_y$

Tabla N°187: Refuerzo de Sobrecimiento

b cm	D Cm	As mín cm ²	Acero Requerido	
			Varillas	As. Vert. Y Horiz.
23.00	40.0	2.54	4 ø 3/8"	2.84
12.50	40.0	1.38	4 ø 3/8"	2.84

Fuente: Elaboración propia del investigador

Procesamiento de la información con el programa de computo Etabs 2015

ETABS es un programa de análisis y diseño de sistema de edificaciones, que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar.

Configuración de unidades en Etabs:

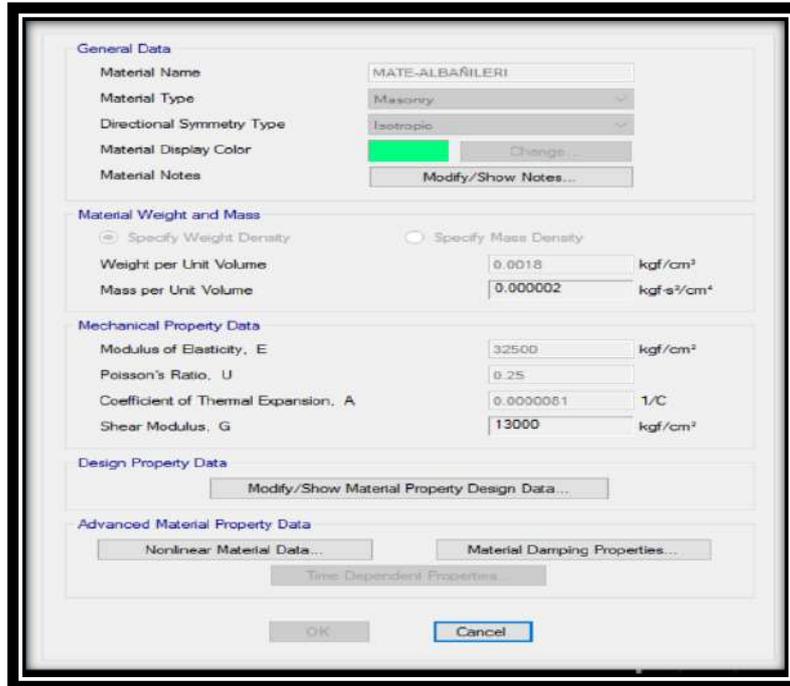
Materiales:

Los datos de materiales han sido en el icono de definir material, determinamos que el material a utilizar es Albañilería y concreto armado cuyas características son definidas por el usuario en este caso adoptamos las siguientes:

- Masa por unidad de volumen del concreto : 0.24 ton/m³
- Peso por unidad de volumen de la albañilería: 0.18ton/m³
- Ladrillos King Kong de arcilla fabricado a máquina Clase IV
- Módulo de elasticidad del concreto: 217370.65 kg/cm²
- Resistencia a la compresión $f'_m = 65$ Kg/cm²
- Razón de poisson: 0.25
- F'_c : 210 kg/cm²
- F_y : 4200 kg/cm²

Tipo de material:

Tabla N°188: Definición de Propiedades de Material

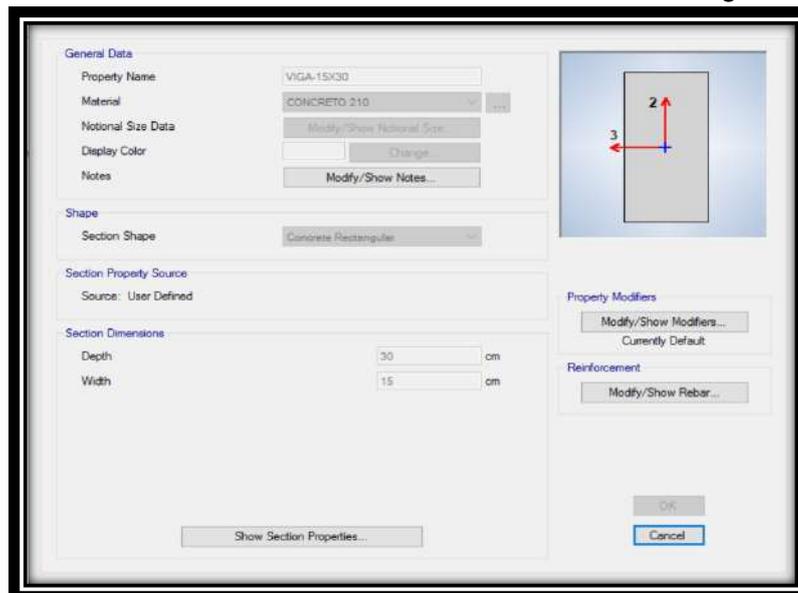


The screenshot shows a software dialog box for defining material properties. The 'General Data' section includes fields for Material Name (MATE-ALBAÑILERIA), Material Type (Masonry), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (green), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (0.0018 kgf/cm³) and Mass per Unit Volume (0.000002 kgf·s²/cm⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes Modulus of Elasticity, E (32500 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.25), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000061 1/C), and Shear Modulus, G (13000 kgf/cm²). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración propia del investigador

Definición de la sección:

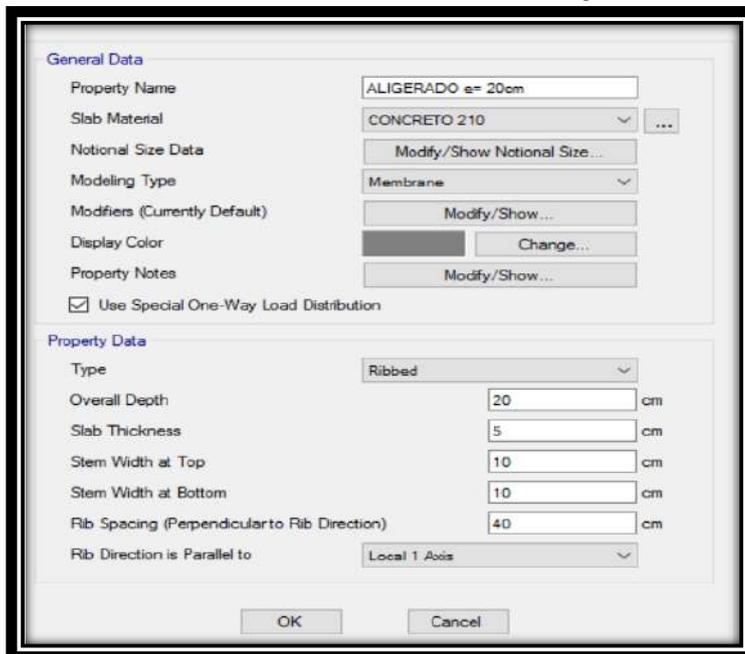
Tabla N°189: Entrada de Datos de la Sección Rectangular



The screenshot shows a software dialog box for entering data for a rectangular section. The 'General Data' section includes Property Name (VIGA-15X30), Material (CONCRETO 210), National Size Data (with 'Modify/Show National Size' button), Display Color (with 'Change' button), and Notes (with 'Modify/Show Notes...' button). The 'Shape' section has a 'Section Shape' dropdown set to 'Concrete Rectangles'. The 'Section Property Source' section has a 'Source' dropdown set to 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section has input fields for Depth (30 cm) and Width (15 cm). On the right, there is a diagram of a rectangular section with coordinate axes 2 (vertical) and 3 (horizontal). Below the diagram are 'Property Modifiers' (with 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default' text) and 'Reinforcement' (with 'Modify/Show Rebar...' button). At the bottom are 'Show Section Properties...', 'OK', and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°190: Entrada de Datos de Aligerado



General Data
 Property Name: ALIGERADO e= 20cm
 Slab Material: CONCRETO 210
 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 Modeling Type: Membrane
 Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 Display Color: Change...
 Property Notes: Modify/Show...
 Use Special One-Way Load Distribution

Property Data
 Type: Ribbed
 Overall Depth: 20 cm
 Slab Thickness: 5 cm
 Stem Width at Top: 10 cm
 Stem Width at Bottom: 10 cm
 Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 40 cm
 Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°191: Entrada de Datos de Muro de Albañilería



General Data
 Property Name: MURO ALBAÑILER-13
 Property Type: Specified
 Wall Material: MATE-ALBAÑILERIA
 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 Modeling Type: Shell-Thin
 Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 Display Color: Change...
 Property Notes: Modify/Show...

Property Data
 Thickness: 13 cm

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°192: Entrada de Datos de Muro de Albañilería

General Data

Property Name	MURO ALBAÑIL-23 cm
Property Type	Specified
Wall Material	MATE-ALBAÑILERI
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	23 cm
-----------	-------

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°193: Entrada de Datos de Placa de Concreto

General Data

Property Name	PLACA 13
Property Type	Specified
Wall Material	CONCRETO 210
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	13 cm
-----------	-------

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia del investigador

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

Agrietamiento: Se produce por deformaciones que inducen esfuerzos en exceso de la resistencia en tracción.

Proyecto: Es una planificación que consiste en un conjunto de actividades que se encuentran interrelacionadas y coordinadas

Vivienda: La vivienda es una edificación cuya principal función es ofrecer refugio y habitación a las personas, protegiéndolas de las inclemencias climáticas y de otras amenazas.

Unidad de albañilería: Ladrillo y bloque de arcilla cocida de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar o tubular.

Mampostería o albañilería: Material estructural compuesto por «unidades de albañilería» asentadas con mortero o por «unidades de albañilería» apiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido

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

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

Centro de masa (CM): Es el centroide de todas las cargas muertas más el porcentaje de carga viva considerada.

Centro de rigidez (CR): Es el centroide de las rigideces de los elementos verticales. En torno a este punto se produce la rotación del edificio cuando no coinciden el CR y CM.

Módulo de elasticidad: Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente a los esfuerzos por tensión o por compresión, inferiores al límite proporcional del material.

Momento de inercia: Es la resistencia que presenta los cuerpos a la rotación.

Muro portante: Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y/o verticales de un nivel al nivel inferior y/o a la cimentación.

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

Viga solera: Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento.

Espesor efectivo (t): Es igual al espesor del muro sin tarrajeo u otros revestimientos descontando la profundidad de bruñas.

Albañilería no reforzada (t): Albañilería sin refuerzo (albañilería simple) o con refuerzo que no cumple con requisitos mínimos de norma E.070 del reglamento nacional de edificaciones del Perú.

CAPÍTULO III

PRESENTACION, ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

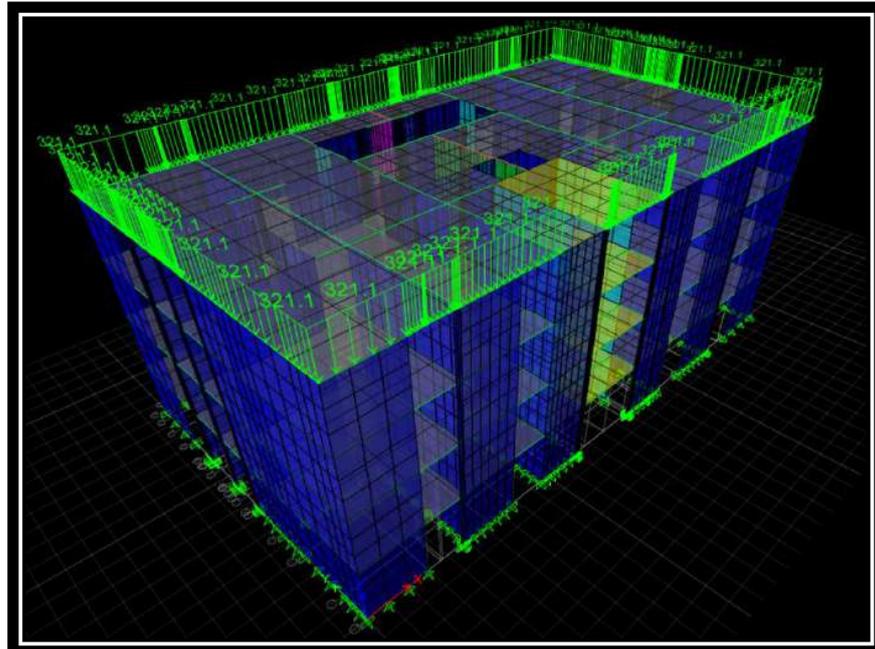
3.1 REVISION GRAFICA DE LOS RESULTADOS

3.1.1 Resultados de Fuerza Sísmica Calculados con Etabs

Después de realizar el análisis, el programa permite visualizar de manera tabular, para los casos de carga elegidos:

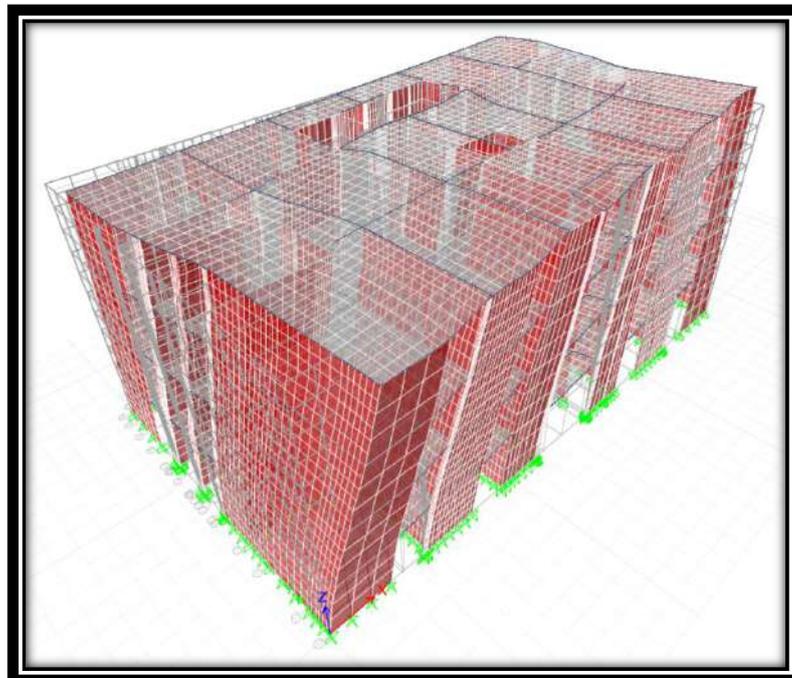
- El desplazamiento de los centros de masa y el desplazamiento en todos los puntos, ya sean traslacionales o rotacionales.
- Las reacciones en los apoyos.
- La información modal, como por ejemplo la razón de masa modal participante, necesaria para identificar los períodos máximos en cada dirección.
- Las fuerzas internas de los elementos de pórtico (vigas y columnas), como la fuerza axial, cortante y momentos flectores.
- Las fuerzas internas de los elementos de área con etiquetas pier

Tabla N°194: Visualización de Deformada



Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°195: Visualización de Deformada



Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°196: Resultado de Fuerza Cortante (ETABS)

TABLE: Pier Forces						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	M3
				tonf	tonf	tonf-m
PISO 1	X1	1.4CM +1.7CV	Bottom	-17.4794	-0.535	-0.3523
PISO 1	X1	1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	3.9956	5.6852	7.5136
PISO 1	X1	1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-34.997	-6.6135	-8.1291
PISO 1	X1	1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-4.4084	0.5691	1.3202
PISO 1	X1	1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-26.5931	-1.4974	-1.9357
PISO 1	X1	0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	9.8558	5.8906	7.6481
PISO 1	X1	0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-29.1367	-6.4081	-7.9945
PISO 1	X1	0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	1.4519	0.7745	1.4547
PISO 1	X1	0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-20.7328	-1.292	-1.8012
PISO 1	X2	1.4CM +1.7CV	Bottom	-26.5878	0.2946	-0.5635
PISO 1	X2	1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	-10.0915	5.363	7.6547
PISO 1	X2	1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-37.1779	-4.8597	-8.6392
PISO 1	X2	1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-15.8004	1.0004	1.0219
PISO 1	X2	1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-31.4689	-0.4972	-2.0064
PISO 1	X2	0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	-0.3376	5.2255	7.8887
PISO 1	X2	0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-27.424	-4.9972	-8.4052
PISO 1	X2	0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	-6.0465	0.863	1.2559
PISO 1	X2	0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-21.715	-0.6346	-1.7724
PISO 1	X3	1.4CM +1.7CV	Bottom	-18.6114	0.2128	-0.221
PISO 1	X3	1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	-7.3368	4.633	6.6562
PISO 1	X3	1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-25.6002	-4.2726	-7.0436
PISO 1	X3	1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-9.1174	0.7925	0.9859
PISO 1	X3	1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-23.8196	-0.4321	-1.3733
PISO 1	X3	0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	-0.771	4.515	6.7406
PISO 1	X3	0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-19.0345	-4.3906	-6.9593
PISO 1	X3	0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	-2.5517	0.6745	1.0702
PISO 1	X3	0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-17.2538	-0.5501	-1.2889
PISO 1	X4	1.4CM +1.7CV	Bottom	-23.0176	-0.0541	0.1358
PISO 1	X4	1.25CM +CV +S_DIN_XX Max	Bottom	-18.7872	4.8434	9.4047
PISO 1	X4	1.25CM +CV +S_DIN_XX Min	Bottom	-22.1177	-4.9109	-9.1761
PISO 1	X4	1.25CM +CV +S_DIN_YY Max	Bottom	-18.8403	1.3861	1.6175
PISO 1	X4	1.25CM +CV +S_DIN_YY Min	Bottom	-22.0647	-1.4535	-1.389
PISO 1	X4	0.9CM + S_DIN_X Max	Bottom	-10.7192	4.9044	9.3323
PISO 1	X4	0.9CM + S_DIN_X Min	Bottom	-14.0497	-4.8499	-9.2485
PISO 1	X4	0.9CM + S_DIN_Y Max	Bottom	-10.7723	1.447	1.5452
PISO 1	X4	0.9CM + S_DIN_Y Min	Bottom	-13.9967	-1.3926	-1.4614
PISO 1	X5	1.4CM +1.7CV	Bottom	-14.5408	0.0295	0.0137

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°197: Coeficiente Estático Informático y Peso de la Estructura

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients							
Load Pattern	Type	Direction	Eccentr.	Story	C	Weight Used	Base Shear
			%	Bottom		tonf	tonf
SISMO X	Seismic	X+Ecc. Y	5	Base	0.2062	853.2	175.9
SISMO Y	Seismic	Y+Ecc. X	5	Base	0.2062	853.2	175.9
SISMO X-e	Seismic	X-Ecc. Y	5	Base	0.2062	853.2	175.9
SISMO Y-e	Seismic	Y-Ecc. X	5	Base	0.2062	853.2	175.9

Fuente: Elaboración propia del investigador

3.1.2 Control de Desplazamiento Laterales Permisibles

Los desplazamientos laterales máximos es producto, de la combinación modal obtenido de los cuatro pisos de la edificación.

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico, han sido multiplicado por $0.75 \cdot R$. Por lo tanto la estructura posee desplazamientos laterales dentro del rango lo permisible.

Tabla N°198: Desplazamiento por Piso

TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			cm	cm	rad
PISO 4	D4 PISO	SISMO X	0.2822	-0.0074	0.000157
PISO 4	D4 PISO	SISMO Y	0.0189	0.261	3.80E-05
PISO 3	D3 TERCER PISO	SISMO X	0.2216	-0.0055	0.000115
PISO 3	D3 TERCER PISO	SISMO Y	0.038	0.1936	2.90E-05
PISO 2	D2-SEGUNDO PISO	SISMO X	0.1435	-0.0026	6.90E-05
PISO 2	D2-SEGUNDO PISO	SISMO Y	0.0079	0.117	1.80E-05
PISO 1	D1-PISO 1	SISMO X	0.0607	-0.0007	2.60E-05
PISO 1	D1-PISO 1	SISMO Y	0.0025	0.044	0.7E-05

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°199: Verificación de Desplazamientos “Y”

D. Elástica D. Inelastica

		D	Ent. cm	d (relativo)	dr/he	0.75*R *dr/he	E-070
PISO 4	SISMO Y	0.261	260	0.0674	0.0003	0.0012	0.005
PISO 3	SISMO Y	0.1936	260	0.0766	0.0003	0.0013	0.005
PISO 2	SISMO Y	0.117	260	0.073	0.0003	0.0013	0.005
PISO 1	SISMO Y	0.044	260	0.044	0.0002	0.001	0.005

Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°200: Verificación de Desplazamientos “X”

		d	Ent. cm	d (relativo)	dr/he	0.75*R *dr/he	E-070
PISO 4	SISMO X	0.2822	260	0.0606	0.0002	0.001	0.005
PISO 3	SISMO X	0.2216	260	0.0781	0.0003	0.0014	0.005
PISO 2	SISMO X	0.1435	260	0.0828	0.0003	0.0014	0.005
PISO 1	SISMO X	0.0607	260	0.0607	0.0002	0.0011	0.005

Fuente: Elaboración propia del investigador

3.2 CONCLUSIONES

- La distribución de los muros de albañilería en la estructura se ajustó a la geometría en planta para evitar los efectos de torsión producidos por los sismos. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a su comportamiento sísmico, además se concluye que el mejor comportamiento sísmico se encuentra al ubicar las placas de concreto armado en la zona de la escalera como un núcleo rígido.
- Ante el análisis sísmico se empleó el coeficiente de reducción sísmica $R = 6$ para sismo moderado, dicho factor se comprobó posteriormente comparando la resistencia sísmica absorbida por las placas de concreto armado con el cortante total de la base, cuyo valor requerido por la norma es de 80%.
- Los programas y hojas de cálculo constituyen herramientas de gran ayuda, pero se debe entender que cualquier error, se reflejara en los resultados, por lo tanto no se debe ver como un programa de introducir datos.
- El programa Etabs es uno de los más eficientes para el análisis y diseño de estructuras.
- El monitorear los procesos es decir el ensayo, prueba, error en las diferentes fases del análisis y diseño estructural. Nos genera confianza en los resultados obtenidos del programa.
- En el análisis se obtuvo una cortante basal obtenida por el método dinámico valores menores al 80% (estructura regular) de la cortante estática, por lo que fue necesario escalar para sismo X (1.351), sismo Y (1.072), a excepción de los desplazamientos.

- El criterio del ingeniero estructural es la parte fundamental en el análisis y diseño, los programas solo facilitan los procesos.
- Para que el edificio pueda obtener estabilidad ante un evento sísmico, se ha considerado las siguientes características:
 - Simetría en planta como en elevación de la estructura.
 - Densidad de muros adecuada en ambas direcciones
 - Frente a sismos los entresijos y el techo actúan como diafragmas que amarran el conjunto de muros y distribuyen las fuerzas laterales entre ellas.
 - Cantidad suficiente de elementos de confinamiento.
 - Usar vigas dinteles peraltadas.
 - Verificar que el tipo de cimentación sea el adecuado
- Para la edificación se ha obtenido valores del periodo natural de vibrar (T) menores que 0.40 segundos

3.3 RECOMENDACIONES

- La densidad de muros en ambos sentidos debe ser similar, para así evitar cambios de rigidez y por consiguiente problemas de torsión.
- Durante el proceso de análisis y diseño los alfeizares deben ser independizados de la estructura para evitar la formación de muros cortos y a su vez problemas de torsión.
- Cuando se considere cimiento corrido en un edificio de albañilería confinada, es conveniente que los cimientos se proyecten hasta unirse con otro en su mismo plano, para así formar el primer diafragma rígido del edificio.
- A todo edificio de albañilería confinada de le debe dedicar tiempo para su análisis y diseño, sea cual sea su dimensionado y ubicación; teniendo en cuenta las Normas Técnicas Peruanas E-030, E-050 y E-070.
- Para edificaciones en albañilería confinada de más de tres pisos proyectadas en terrenos de baja capacidad portante, deberá considerarse el uso de platea de cimentación.
- Se recomienda diseñar los edificios de albañilería confinada lo más simétrico posible con el objetivo de que la excentricidad sea mínima.

3.4 FUENTES DE INFORMACION

Hernández Pinedo, L. M. (2012). TESIS: Diseño estructural en un edificio de vivienda de albañilería confinada. LIMA: PUCP.

Instituto de estadística nacional e informática. (2009). Sistema estadístico departamental. En INEI, VIVIENDA (pág. 101). ICA.

Wikipedia la enciclopedia libre. (17 de agosto de 2016). wikipedia.org.
Obtenido de
https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_del_Per%C3%BA_de_2007

Reglamento Nacional de Edificaciones (2015)

Ing. Ángel San Bartolomé: Comportamiento sísmico y Diseño Estructural, construcciones de albañilería.

Ing. Flavio Abanto Castillo: Análisis y diseño de edificaciones de albañilería

Ing. Julio Arango Ortiz: Análisis y diseño y construcción en albañilería

Ing. Héctor gallegos: Albañilería estructural

Dr. Ing. Jorge Alva: Dinámica de suelos

Ing. Antonio blanco: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado

Ing. Julio rivera: diseño estructural sismorresistente -ICG

Dr. Ing. Julio Kuroiwa: reducción de desastres -ICG

Tesis: “Microzonificación Sísmica de la ciudad de Pisco”

Tesis: “Estudio de suelos en la ciudad de Pisco”

Tesis: “Tecnologías informáticas para la visualización de la información y
su uso en la construcción de los sistemas 3d inteligente”

Tesis: “Análisis Sísmico de una Vivienda de Albañilería para la ciudad de
ICA”

Tesis: “Análisis y diseño de un edificio de Albañilería confinada de 4
niveles para diferentes zonas de la ciudad de Pisco”

Tesis: “análisis y diseño de edificios asistido por computadoras”

Tesis: “diseño de un modelo estructural con el programa Etabs”

Tesis: “Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería
confinada”

Página web:

[http://www.col.ops-
oms.org/desastres/docs/pereira/06espectro.htm](http://www.col.ops-oms.org/desastres/docs/pereira/06espectro.htm)

3.5 ANEXOS

3.5.1 Matriz de Consistencia

3.5.2 Diagrama de Momento

3.5.3 Vista en 3D de carga Distribuida

3.5.4 Localización de la Edificación

3.5.5 Planos

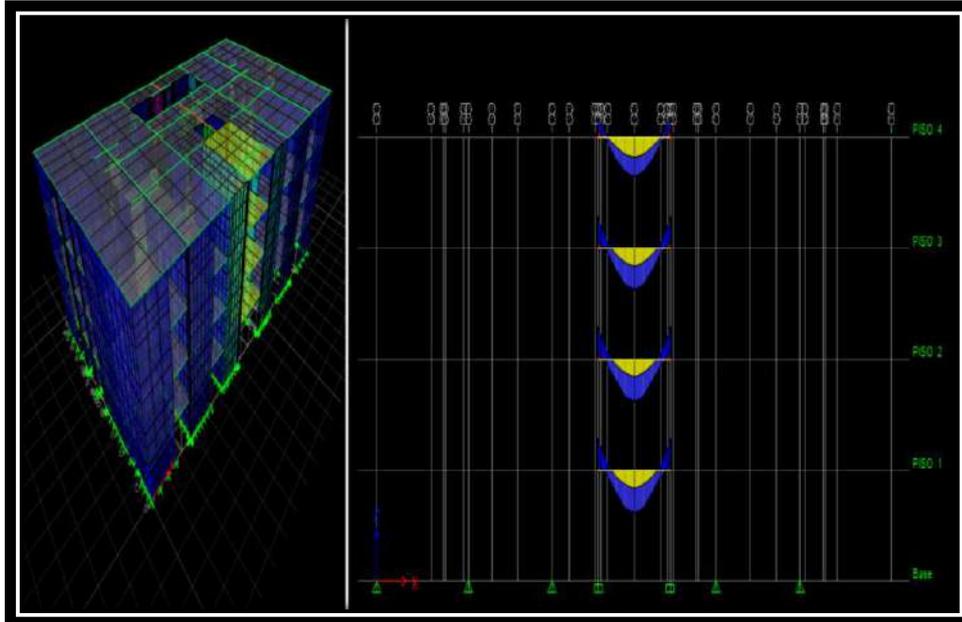
3.5.1 Matriz de Consistencia

ANALISIS Y DISEÑO DELAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE CUATRO NIVELES CON DISEÑO SISMICO DINAMICO, EN LA CIUDAD DE ICA, 2016

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSION
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General		
¿El análisis estático, dinámico y diseño de una edificación de cuatro niveles por la teoría de albañilería estructural según Reglamento Nacional de Edificaciones proporcionara una mejor respuesta estructural del edificio que proyectado sin análisis estructural, en la ciudad de Ica; 2016?	Analizar y realizar el diseño estructural de una edificación de albañilería confinada, de cuatro niveles según el reglamento nacional de edificaciones que permita un adecuado y optimo comportamiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016.	El análisis y diseño de un edificio de cuatro niveles del tipo albañilería confinada según la E070 del reglamento nacional de edificaciones, es una alternativa de diseño que garantiza seguridad estructural frente a las fuerzas sísmicas, en la ciudad de Ica; 2016		
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos		
¿Cómo influyen estructuralmente las fuerzas de sismo dinámico en el diseño de muros de albañilería estructural diseñada según Reglamento Nacional de Edificaciones, en la ciudad de Ica; 2016?	Realizar el diseño estructural de una edificación de cuatro niveles con el sistema de albañilería confinada según el reglamento nacional de edificaciones y proporcionar criterios estructurales para su edificación, en la ciudad de Ica; 2016	El análisis y diseño de una edificación por la teoría de albañilería estructural está enteramente relacionada con las fuerzas de sísmicas dinámicas, que permite plantear un proyecto estructural que aprovecha la ubicación sísmica de Ica y el sistema auto portante, en la ciudad de Ica; 2016	Análisis y diseño de las estructuras de albañilería confinada	Fuerza sísmica que soportara el elemento estructural
¿Cuáles son las consideraciones estructurales que se debe tener en cuenta en el análisis y diseño estructural fundamentado en la teoría de albañilería estructural según el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la ciudad de Ica; 2016?	Describir el proceso de análisis y diseño por albañilería confinada y elementos estructurales de concreto armado, mediante el empleo de hojas de cálculo y programa ETABS, en la ciudad de Ica; 2016	El buen desempeño de la estructura dependerá de una buena configuración en planta, de la densidad de muros, periodo de vibración que influye en las dimensiones de los elementos estructurales y proporciona áreas mínimas de desempeño de la edificación, en la ciudad de Ica; 2016		

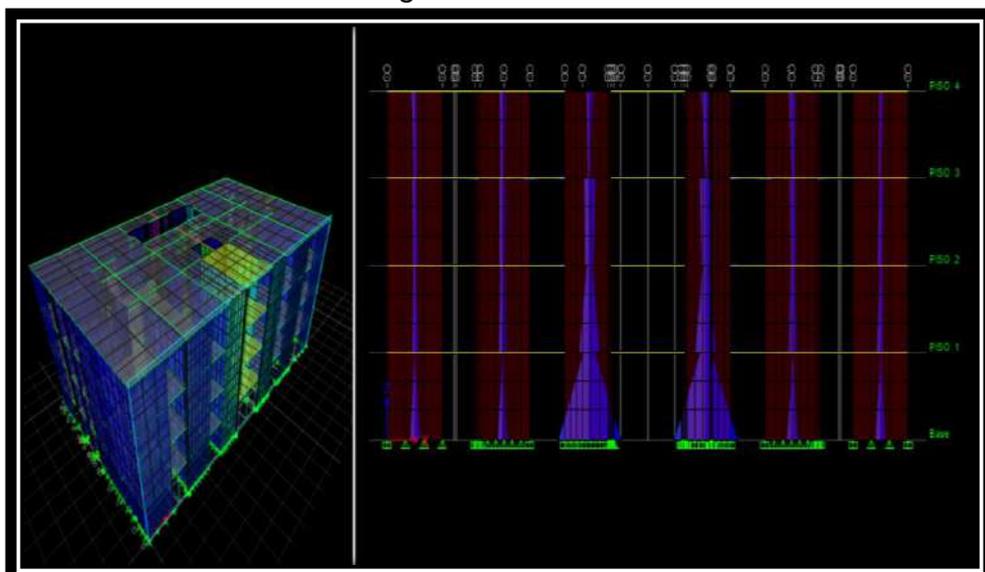
3.5.2 Diagrama de Momento

Tabla N°201: Diagrama de viga VP(15X40) en Escalera



Fuente: Elaboración propia del investigador

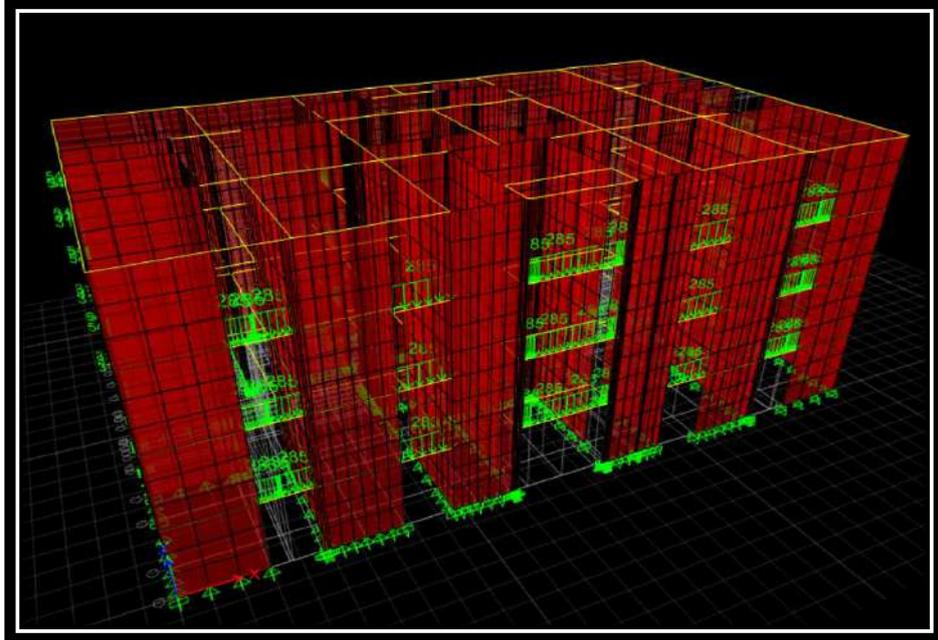
Tabla N°202: Diagrama de Fuerza Cortante en Muro



Fuente: Elaboración propia del investigador

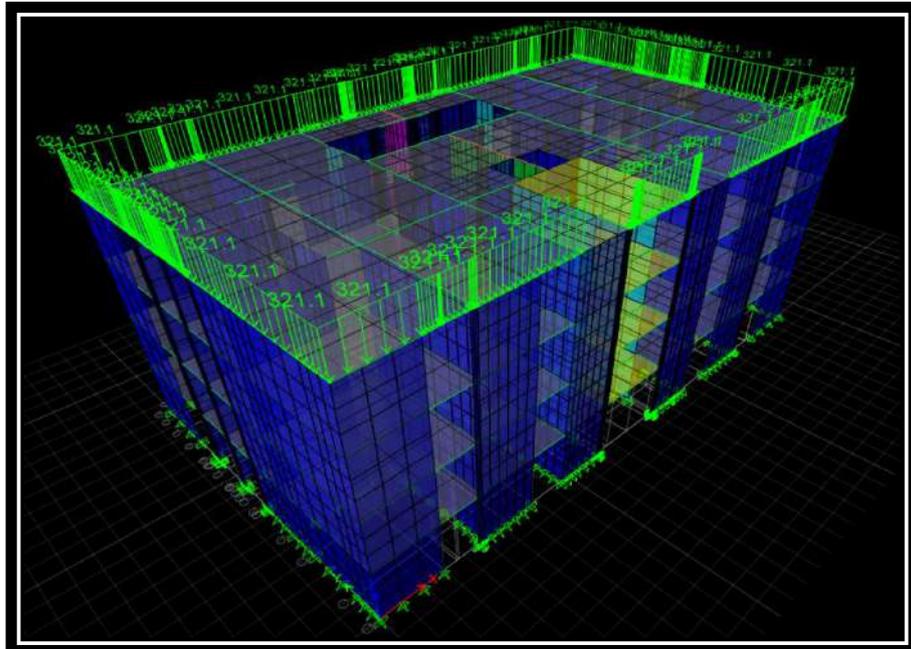
3.5.3 Vista en 3D de carga Distribuida

Tabla N°203: Carga Distribuida de Parapeto en Ventanas



Fuente: Elaboración propia del investigador

Tabla N°204: Carga Distribuida de Parapeto en Azotea



Fuente: Elaboración propia del investigador

Foto N°02: Vista en 3D de Fachada



Fuente: Elaboración propia del investigador

Foto N°03: Vista en 3D de Interiores



Fuente: Elaboración propia del investigador

3.5.4 Localización de la Edificación

Foto N°04: Ubicación de la Edificación



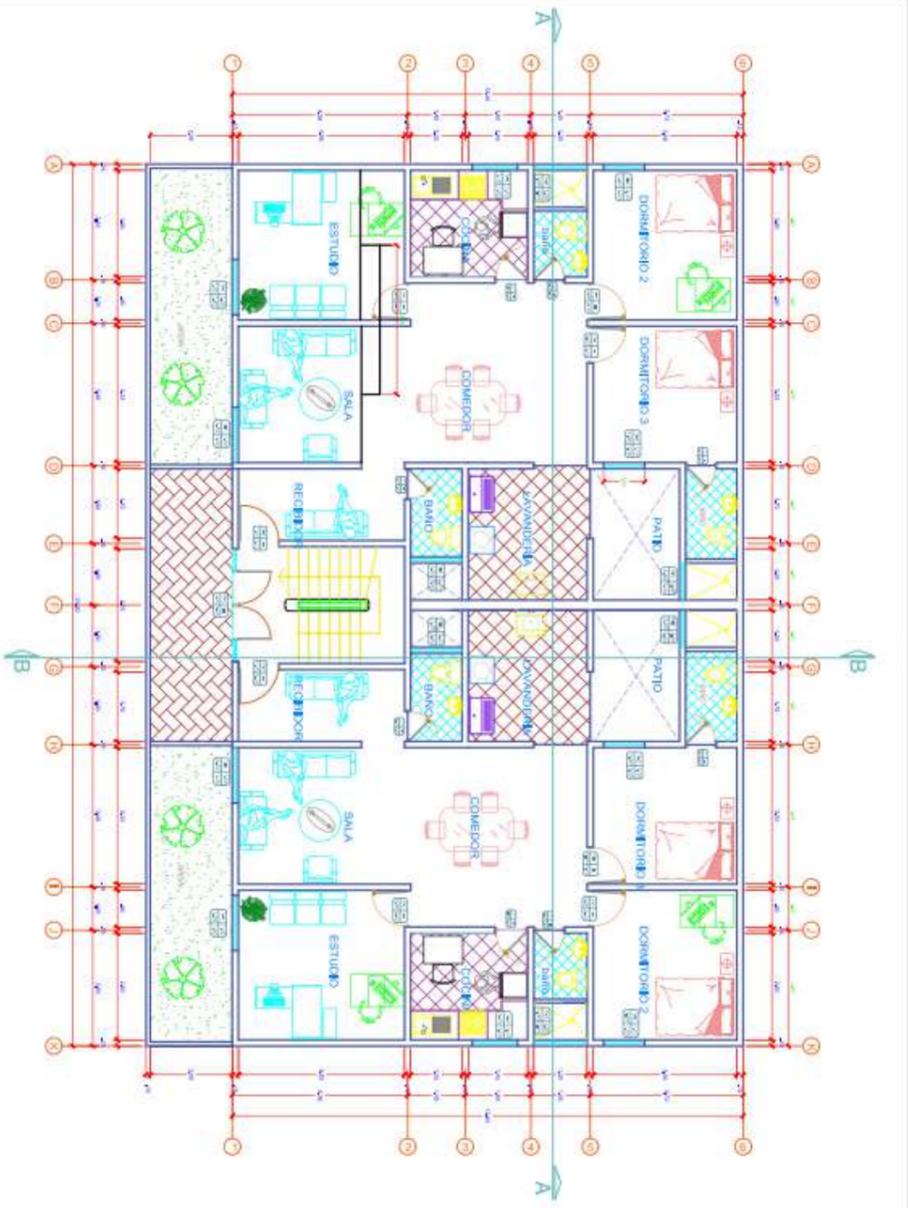
Fuente: Elaboración propia del investigador

Foto N°05: Ubicación de la Edificación (Vista aérea)



Fuente: Elaboración propia del investigador

3.5.5 Planos



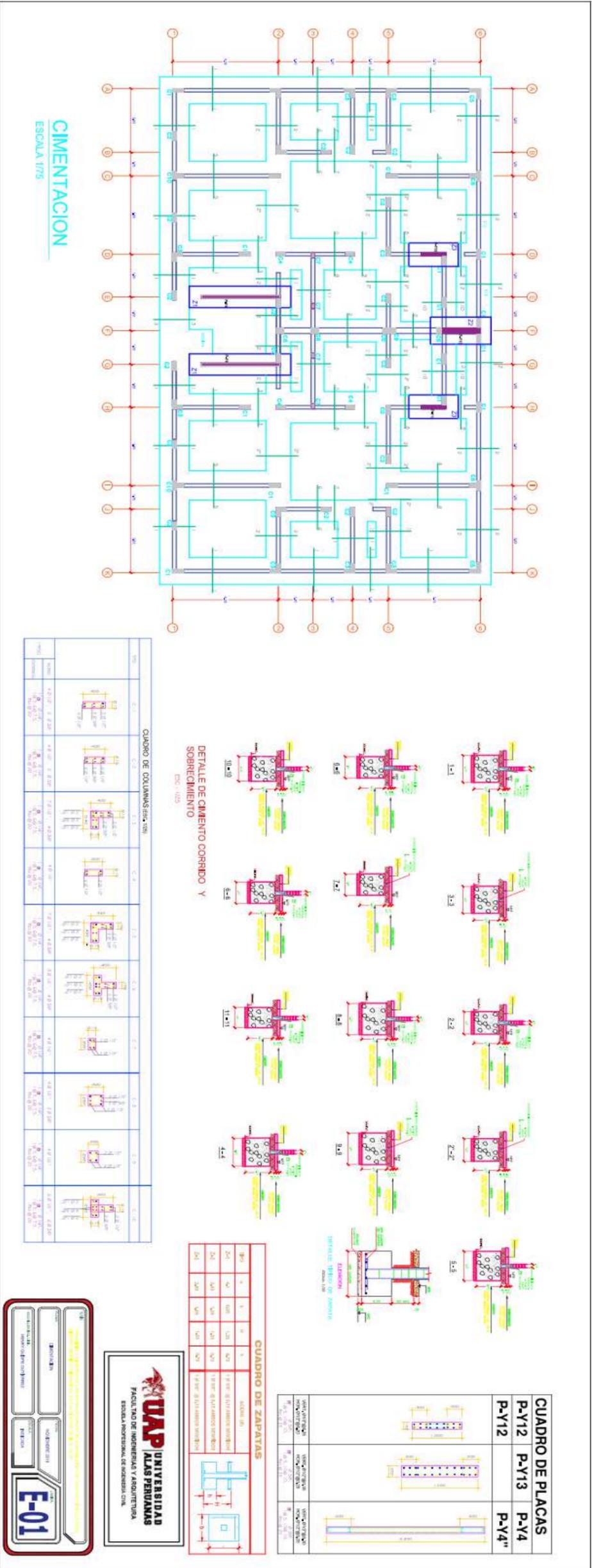
PLANTA 1º PISO
ESC. 1/75



PLANTA 3,3º PISO

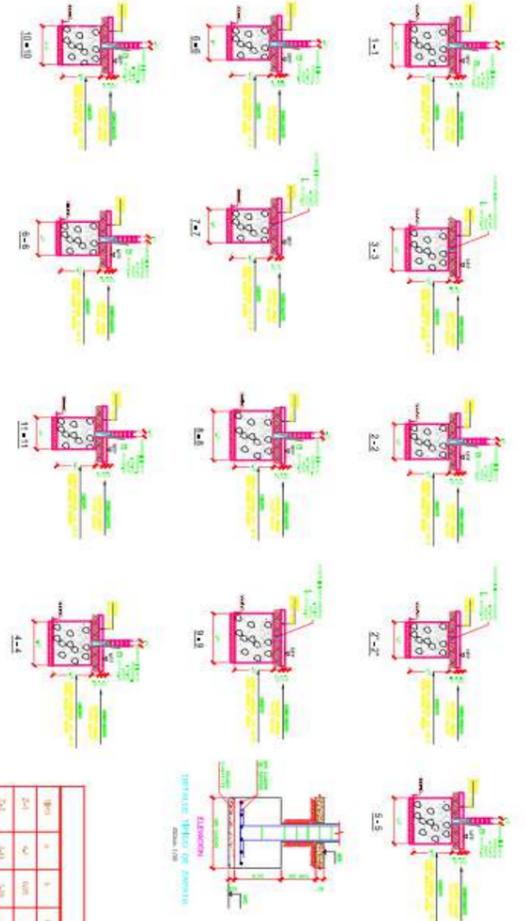
UAP UNIVERSIDAD
ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

INSTITUCION: ...
CARRERA: ...
MATERIA: ...
AUTOR: ...
FECHA: ...
A-01



CIMENTACION
ESCALA 1/75

DETALLE DE CIMENTO CORRIDO Y SOBRECIMIENTO
D.C. - 1.123



CUADRO DE COLUMNAS (cm. x cm.)

Columna	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
Sección	40 x 40									
Alto	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
Longitud	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80

CUADRO DE ZAPATAS

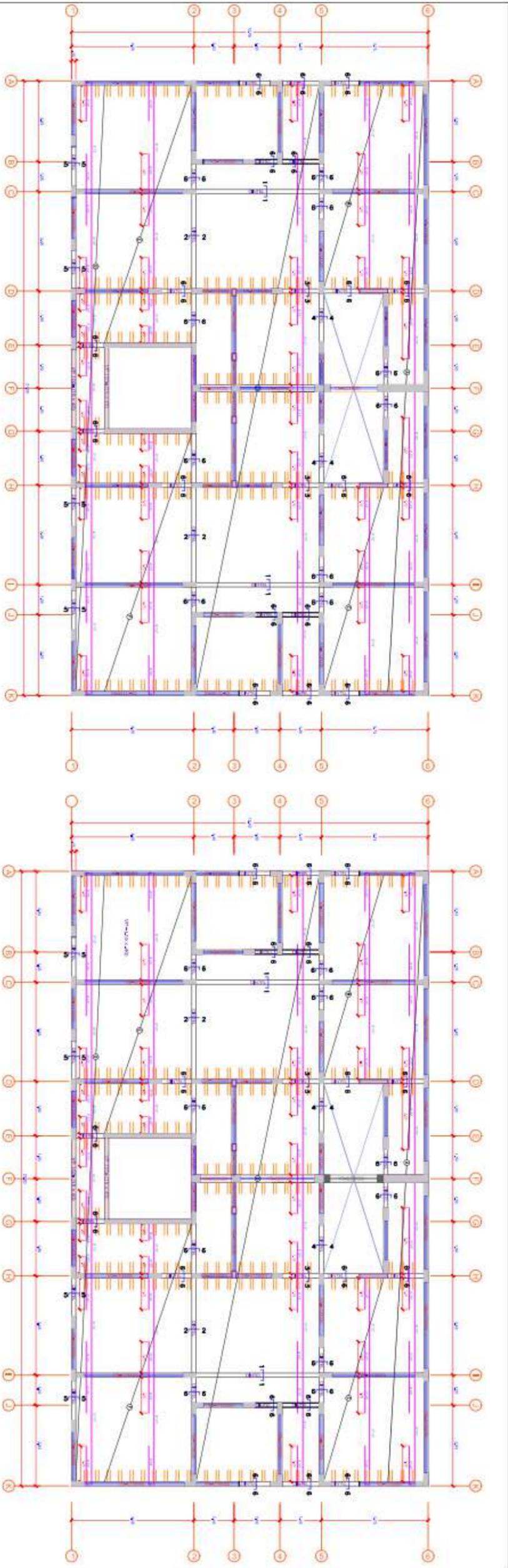
Modelo	1	2	3	4	5
Sección	40 x 40				
Alto	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Longitud	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

CUADRO DE PLACAS

Modelo	P-Y12	P-Y13	P-Y4"
Sección	12 x 12	13 x 13	4" x 4"
Alto	12	13	4
Longitud	12	13	4

WAP UNIVERSIDAD
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

E-01



PLANTA 1º PISO
ESC. 1/75

PLANTA 2,3 Y 4º PISO


UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
 FACULTAD DE INGENIERIAS Y ARQUITECTURA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TÍTULO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA DE CUATRO NIVELES CON
 DISEÑO SÍSMICO DE ALBAÑILERÍA EN LA CIUDAD DE ICA, 2018
 AUTOR: HENRY O. S.P. GUTIERREZ
 ASESORADO: [Blank]
 MONITOREO: [Blank]
 ESCALA: 1:75
E-02

VALORES DE μ

requisito mínimo terremoto ordinario

Aceleración	$\mu = 1.5$	$\mu = 2.0$	$\mu = 2.5$	$\mu = 3.0$
3/8"	0.40	0.40	0.40	0.40
1/2"	0.40	0.40	0.40	0.40
5/8"	0.50	0.50	0.50	0.50
3/4"	0.60	0.60	0.60	0.60

EMPALME VERTICAL

ϕ	X
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.60

TRASLAPES Y EMPALMES

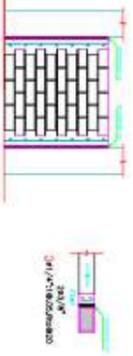
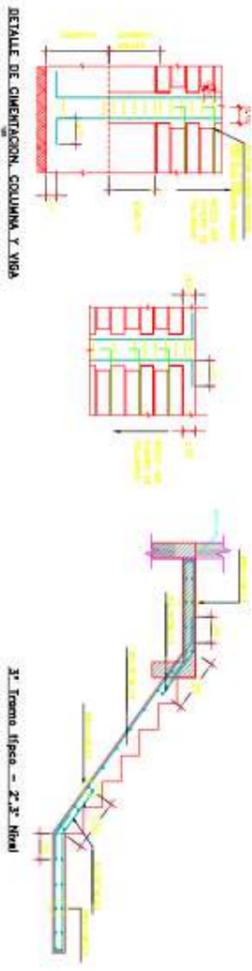
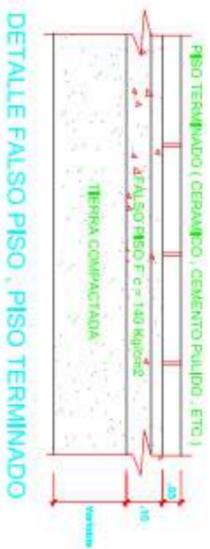
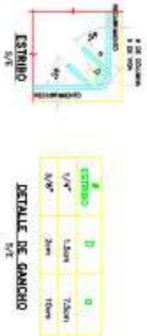
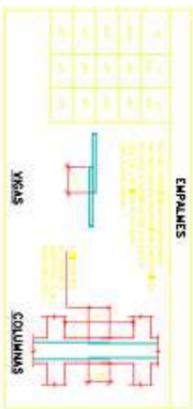
Lapas (columnas)		Lapas y Vigas		COLUMNAS	
ϕ (mm)	20				
L (mm)	4d				
L (mm)	35d				
L (mm)	35d				

NOTAS ESPECIALES:

- EN LOS EMPALMES DE LAS COLUMNAS, EL EMPALME DEBE SER EN LA MITAD DE LA ALTURA DE LA COLUMNA.
- EN LOS EMPALMES DE LAS VIGAS, EL EMPALME DEBE SER EN LA MITAD DEL LARGO DE LA VIGA.

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPES DE ARMADURAS

ϕ	ANCLAJE	TRASLAPES	ESTRIBOS (D)
1/4"	0.45	0.25	0.15
3/8"	0.45	0.25	0.15
1/2"	0.55	0.30	0.20
5/8"	0.60	0.35	0.25
3/4"	0.70	0.40	0.30



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1:25

CONCRETO:

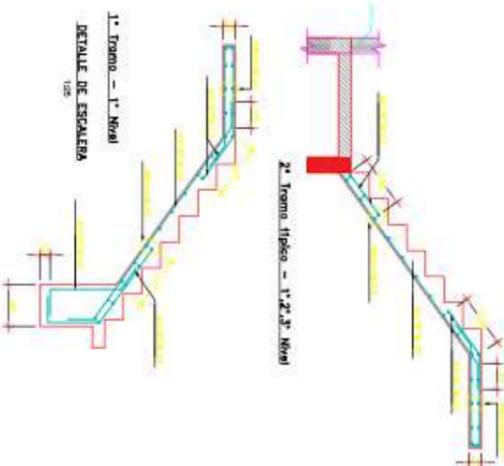
- CLASE: C-20
- CEMENTO: PORTLAND
- AGUADA: 0.50
- ARENA: LIMPIA
- AGREGADO: 20mm

ACEROS:

- CLASE: E-60
- DIAMETRO: 10mm, 12mm, 16mm, 20mm

ALFARBA:

- CLASE: 1:3
- CEMENTO: PORTLAND
- AGUADA: 0.50
- ARENA: LIMPIA



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

FACULTAD DE INGENIERIAS Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO: **ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA DE CUATRO NIVELES CON DISEÑO SÍSMICO DINÁMICO, EN LA CIUDAD DE ICA, 2016**

ESCALERA Y DETALLE

NOVIEMBRE 2016

ESCALA: 1/25

E-04