

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles
empleando aisladores de energía (lead rubber bearing)

Línea de investigación: Ingeniería de la construcción, ingeniería urbana,
ingeniería estructural.

Sub línea de investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Martinez Estraver, Victor Arturo
Verástegui Hernández, Jose Luis

Jurado evaluador:

Presidente : Galicia Guarniz, William
Secretario : Panduro Alvarado, Elka
Vocal : Chávez Diaz, Luis

Asesor:

Medina Carbajal, Lucio Sigifredo
Código ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5207-4421>

TRUJILLO – PERÚ

2023

Fecha de sustentación: 2023 / 07 / 19

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles
empleando aisladores de energía (lead rubber bearing)

Línea de investigación: Ingeniería de la construcción, ingeniería urbana,
ingeniería estructural.

Sub línea de investigación: Estructuras y Materiales

Autores:

Martinez Estraver, Victor Arturo
Verástegui Hernández, Jose Luis

Jurado evaluador:

Presidente : Galicia Guarniz, William
Secretario : Panduro Alvarado, Elka
Vocal : Chávez Diaz, Luis

Asesor:

Medina Carbajal, Lucio Sigifredo

Código ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5207-4421>

TRUJILLO – PERÚ

2023

Fecha de sustentación: 2023 / 07 / 19

Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles empleando aisladores de energía (lead rubber bearing)

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

19%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

0%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	8%
2	repositorio.uap.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083 Fuente de Internet	2%
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2%
5	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	2%
6	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	2%

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias < 2%

Excluir bibliografía

Apagado

Declaración de originalidad

Yo, Lucio Sigifredo Medina Carbajal, docente del Programa de Estudio de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, asesor de la tesis de investigación titulada “Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles empleando aisladores de energía (lead rubber bearing)”, autores Víctor Arturo Martínez Estraver y Jose Luis Verástegui Hernández, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 19%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el (14/06(2023).
- He revisado con detalle dicho reporte y la tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las normas establecidas por la Universidad.

Trujillo, 15 de Julio de 2023



Martinez Estraver Victor Arturo

DNI: 76726190



Verástegui Hernández Jose Luis

DNI: 47630475



Medina Carbajal Lucio Sigifredo

DNI: 40534510

ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5207-4421>

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis abuelitos Juanita y Manuel, a mis padres, mis padrinos, familiares y amistades que me han apoyado en esta etapa que culmina y me acompañan en la que empieza ahora, y a la pequeña Alondra.

Victor Arturo Martinez Estraver

Dedico esta tesis a mi madre. “Eres ese apoyo incondicional, la fuerza que me ayuda a seguir, que me motiva a cada instante, me levantas cuando estoy caído, lloras conmigo cuando me siento vencido y tienes las palabras correctas cuanto estoy confundido, tus bendiciones me cuidan y me acompañan, me llevan por el camino del bien. Te dedico este trabajo que es mérito tuyo más que mío por tu sacrificio y esfuerzo para ayudarme alcanzar mis metas”.

Jose Luis Verástegui Hernández

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a Dios por permitirme culminar esta etapa, quiero agradecer muy enfáticamente al Dr. Segundo Arístides Távara Aponte, sin su apoyo y ayuda incondicional no hubiera sido posible culminar este logro, del mismo modo a la familia Távara Mendoza, a nuestros docentes y a nuestro asesor por su apoyo en el proceso de desarrollo del proyecto.

Victor Arturo Martinez Estraver

A Dios por la salud y las bendiciones que llegan a mi vida, a nuestros padres por su apoyo, a nuestros docentes que supieron guiarnos en nuestra formación profesional, a nuestro asesor por su compromiso en todo el proceso de desarrollo del presente trabajo.

José Luis Verástegui Hernández

RESUMEN

El propósito de esta tesis fue analizar y diseñar estructuralmente un edificio de concreto armado de nueve pisos con aisladores de energía en la base tipo LRB elastoméricos ubicado en Trujillo. El terreno en el que se construirá tiene forma rectangular y una superficie neta de 258.75m², con un área techada de 234.50m² por nivel, y se encuentra en un suelo de tipo S2 con capacidad portante de $Q_{adm} = 1 \text{ kg/cm}^2$. El diseño arquitectónico del proyecto se contempla un primer piso para estacionamientos, con una caseta de vigilancia, escalera y ascensor, y los siguientes ocho niveles son pisos típicos destinados a departamentos, uno por piso. La distribución de los elementos estructurales se realizó respetando la arquitectura y uso de la edificación, con el objetivo de lograr una rigidez adecuada en ambas direcciones y evitar problemas de torsión. Para el predimensionamiento de los elementos estructurales, como: losa, vigas, columnas, escaleras, cimientos y muros de concreto armado; se siguieron los criterios y recomendaciones de las referencias bibliográficas mencionadas en la tesis. Luego se modeló la estructura en el programa ETABS para realizar un análisis modal-espectral y comprender la respuesta y comportamiento de la estructura ante esfuerzos producidos durante un sismo. Las cargas de diseño se obtuvieron mediante un sistema de cargas por gravedad (cargas muertas y cargas vivas) siguiendo la norma E.020 CARGAS, y se aplicaron las fuerzas sísmicas según lo recomendado por la norma E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE, mientras que la norma E.031 AISLAMIENTO estipula el diseño de aisladores en basales. Después de realizar el análisis sísmico y verificar el cumplimiento de los requisitos, se procedió con el diseño de los elementos estructurales según lo establecido en la norma E.060 CONCRETO ARMADO.

Palabras Clave: Aisladores, Diseño sismo resistente, Análisis modal-espectral

ABSTRACT

The purpose of this thesis was to structurally analyze and design a nine-story reinforced concrete building with elastomeric LRB base isolators located in Trujillo. The land on which it will be built is rectangular with a net area of 258.75m², a roofed area of 234.50m² per level, and is located on an S2 type soil with a bearing capacity of $Q_{adm} = 1 \text{ kg/cm}^2$. The architectural design of the project includes a first floor for parking, with a guardhouse, stairs, and elevator, and the following eight levels are typical floors intended for apartments, one per floor. The distribution of structural elements was carried out respecting the architecture and use of the building, with the aim of achieving adequate stiffness in both directions and avoiding torsion problems. For the pre-dimensioning of the structural elements, such as: slabs, beams, columns, stairs, foundations, and reinforced concrete walls; the criteria and recommendations of the bibliographic references mentioned in the thesis were followed. The structure was then modeled in the ETABS program to perform a modal-spectral analysis and understand the response and behavior of the structure under stresses produced during an earthquake. The design loads were obtained through a gravity load system (dead loads and live loads) following the E.020 LOADS standard, and seismic forces were applied according to the recommendations of the E.030 SEISMIC DESIGN standard, while the E.031 ISOLATION standard stipulates the design of base isolators. After performing the seismic analysis and verifying compliance with requirements, the design of structural elements proceeded according to the provisions of the E.060 REINFORCED CONCRETE standard.

Keywords: Isolators, Seismic-resistant design, Modal-spectral analysis

Presentación de la Tesis

Señores Ingenieros, miembros del Jurado Evaluador:

Dado por cumplimiento conforma a lo que estipulan las normas establecidas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato de nuestra parte poner a su consideración nuestro informe final de tesis titulado:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL ALAYO DE 9 NIVELES EMPLEANDO AISLADORES DE ENERGÍA (LEAD RUBBER BEARING)”.

Con el fin de ser revisado y de ser el caso, lograr la obtención del título profesional de Ingeniero Civil.

Jurado Evaluador

Presidente:

Mg. Ing. William Galicia Guarniz

Secretario:

Mg. Ing. Elka Panduro Alvarado

Vocal:

Mg. Ing. Luis Alberto Erick Chávez Díaz

Asesor

Mg. Ing. Lucio Medina Carbajal

ÍNDICE O TABLA DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
PRESENTACIÓN.....	v
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Problema de investigación.....	1
1.1.1. <i>Realidad problemática</i>	1
1.1.2. <i>Enunciado del problema</i>	2
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. <i>Objetivo general</i>	2
1.2.2. <i>Objetivos específicos</i>	3
1.3. Justificación del estudio	3
2 MARCO DE REFERENCIA.....	4
2.1. Antecedentes del estudio.....	4
2.1.1. <i>Internacional</i>	4
2.1.2. <i>Nacional</i>	8
2.1.3. <i>Local</i>	10
2.2. Marco teórico.....	13
2.2.1. <i>Estructura</i>	13
2.2.2. <i>Criterios para el diseño estructural por carga sísmica</i>	13
2.2.3. <i>Definición de elementos estructurales</i>	15
2.3. Marco conceptual.....	16
2.4. Sistema de hipótesis.....	17
2.5. Variables e indicadores	17
2.5.1. <i>Variable independiente</i>	17
2.5.2. <i>Variable dependiente</i>	17
2.5.3. <i>Operacionalización de variables</i>	17
3 METODOLOGÍA EMPLEADA.....	18
3.1. Tipo y nivel de investigación	18
3.1.1. <i>Tipo de Investigación</i>	18
3.1.2. <i>Nivel de investigación</i>	18
3.2. Población y muestra de estudio	18
3.2.1. <i>Población</i>	18
3.2.2. <i>Muestra</i>	18
3.3. Diseño de investigación	18
3.4. Técnicas e instrumentos de investigación	19

3.4.1.	<i>Técnicas de Recolección de Datos</i>	19
3.4.2.	<i>Instrumentos de Recolección de Datos</i>	19
3.5.	Procesamiento y análisis de datos	19
3.5.1.	<i>Estructuración, consideraciones y predimensionamiento</i>	20
3.5.1.1	<i>Criterio de Estructuración</i>	20
3.5.1.2	Consideraciones para los elementos estructurales	22
3.5.1.3	Predimensionamiento de losas aligeradas	25
3.5.1.4	Predimensionamiento de losas macizas	25
3.5.1.5	Predimensionamiento de vigas	26
3.5.1.6	Predimensionamiento de columnas	28
3.5.1.7	Predimensionamiento de Placas	29
3.5.1.8	Predimensionamiento de escaleras	31
3.5.1.9	Predimensionamiento de cisterna	32
3.5.2.	Análisis estructural bajo cargas de gravedad	33
3.5.2.1	Análisis de la losa aligerada	33
3.5.2.2	Metrado de viga peraltada	35
3.5.2.3	Metrado de columna.....	36
3.5.2.4	Metrado de escaleras	36
3.5.3.	Análisis sísmico	38
3.5.3.1	Excentricidad accidental.....	39
3.5.3.2	Peso del edificio	39
3.5.3.3	Metrado de masas sísmicas.....	39
3.5.4.	Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	40
3.5.4.1	Parámetros sísmicos	40
3.5.4.2	Fuerza cortante en la base.....	42
3.5.4.3	Resumen de parámetros	42
3.5.5.	Análisis dinámico – Lineal	43
3.5.6.	Fuerza cortante dinámica	46
3.5.6.1	Periodo fundamental de la estructura.....	46
3.5.7.	Validación estructural	48
3.5.7.1	Participación modal	49
3.5.7.2	Desplazamientos laterales	49
3.5.7.3	Cortante mínima.....	52
3.5.7.4	Análisis de irregularidades	52
3.5.7.5	Irregularidades en altura – irregularidad de piso blando	53
3.5.7.6	Irregularidad extrema de piso blando	53
3.5.7.7	Irregularidad de geometría vertical.....	53
3.5.7.8	Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes	53
3.5.7.9	Irregularidad por esquinas entrantes	54
3.5.7.10	Discontinuidad del diafragma	55
3.5.7.11	Sistemas no paralelos	55
3.5.7.12	Junta de separación sísmica.....	56
3.5.8.	Fundamento de diseño en concreto armado	56
3.5.8.1	Diseño por flexión.....	57
3.5.8.2	Cuantía de refuerzo.....	60
3.5.8.3	Cuantía de acero balanceado	60

3.5.8.4	Acero máximo en flexión	61
3.5.8.5	Acero mínimo en flexión	62
3.5.8.6	Diseño por cortante	62
3.5.8.7	Diseño por flexocompresión	63
3.5.9.	Diseño de losas	64
3.5.9.1	Diseño de losas aligeradas por flexión	64
3.5.9.2	Cálculo del refuerzo requerido por flexión	65
3.5.9.3	Diseño de losas aligeradas por cortante	67
3.5.9.4	Refuerzo por contracción y temperatura	68
3.5.9.5	Control de deflexión	68
3.5.9.6	Control de fisuración.....	68
3.5.9.7	Corte de refuerzo longitudinal	69
3.5.10.	Diseño de vigas peraltadas	70
3.5.10.1	Diseño por flexión.....	71
3.5.10.2	Envolvente de momentos	72
3.5.10.3	Envolvente de esfuerzo cortante	73
3.5.10.4	Diseño por cortante	74
3.5.11.	Diseño de columnas	75
3.5.11.1	Diseño por flexo-compresión.....	76
3.5.11.2	Diseño por fuerza cortante	83
3.5.11.3	Distribución de refuerzo y espaciamiento.....	86
3.5.12.	Diseño de placas	88
3.5.12.1	Diseño por flexo-compresión.....	89
3.5.12.2	Diseño por cortante	94
3.5.12.3	Refuerzo horizontal	95
3.5.13.	Diseño de cimentaciones.....	96
3.5.13.1	Diseño de zapata	97
3.5.14.	Diseño de escaleras	106
3.5.14.1	Predimensionamiento	106
3.5.14.2	Metrado de cargas	108
3.5.14.3	Diseño de acero refuerzo principal.....	110
3.5.14.4	Refuerzo de momento negativo	110
3.5.14.5	Refuerzo transversal por temperatura	111
3.5.15.	Diseño de cisterna	111
3.5.15.1	Caso 1	112
3.5.15.2	Caso 2	114
3.5.16.	Diseño de aisladores sísmicos	116
3.5.16.1	Diseño de los componentes de sistema de aislamiento LRB	118
3.5.16.2	Análisis de la respuesta sísmica	124
3.5.16.3	Datos a ingresar al programa ETABS, aislador LRB central	127
3.5.16.4	Datos a ingresar al programa ETABS, aislador excéntrico.....	128
3.5.16.5	Datos a ingresar al programa ETABS, aislador LRB esquinero ..	129
3.5.17.	Análisis Tiempo-Historia	130
3.5.17.1	Sismos históricos sucedidos en Perú	130
3.5.17.2	Análisis de derivas para los sismos considerados	132
3.5.17.3	Sismo de Diseño	134

3.5.17.4	Sismo Escalado.....	135
3.5.17.5	Análisis Lineal	137
3.5.17.6	Análisis de casos para definir el sentido más desfavorable	141
3.5.17.7	Análisis de la edificación con aisladores LRB en la base	142
4	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	144
4.1.	Propuesta de Investigación.....	144
4.2.	Análisis e Interpretación de los Resultados	144
4.2.1.	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	144
4.2.1.1	Losas aligeradas	144
4.2.1.2	Vigas	144
4.2.1.3	Columnas	145
4.2.1.4	Placas.....	145
4.2.1.5	Escaleras.....	145
4.2.1.6	Cisterna	145
4.2.2.	Análisis estructural.....	145
4.2.3.	Diseño de los elementos de concreto armado.....	146
4.2.3.1	Losa aligerada.....	146
4.2.3.2	Vigas	146
4.2.3.3	Columnas	146
4.2.3.4	Placas.....	146
4.2.3.5	Cimentación	147
4.2.3.6	Escalera	147
4.2.3.7	Cisterna.....	147
4.2.3.8	Interfaz aislador – estructura	147
4.2.4.	Características del aislador	147
4.2.5.	Análisis Tiempo-Historia	148
4.3.	Docimasia de Hipótesis	148
5	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	150
6	CONCLUSIONES.....	152
7	RECOMENDACIONES.....	153
8	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154
9	ANEXOS.....	156

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1 Modelo tridimensional del edificio</i>	<i>38</i>
<i>Ilustración 2 Distribución de las fuerzas sísmicos en cada piso</i>	<i>43</i>
<i>Ilustración 3 Espectro insertado en ETABS</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 4 Espectro insertado en ETABS</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 5 Coeficiente de aceleración de fuerzas sísmicas</i>	<i>45</i>
<i>Ilustración 6 Coeficiente en el eje X</i>	<i>45</i>
<i>Ilustración 7 Coeficiente en el eje Y</i>	<i>46</i>
<i>Ilustración 8 Modelado de la estructura.....</i>	<i>54</i>
<i>Ilustración 9 Vista en planta del modelado</i>	<i>55</i>
<i>Ilustración 10 Bloque de compresiones.....</i>	<i>58</i>
<i>Ilustración 11 Sección rectangular con falla balanceada.....</i>	<i>60</i>
<i>Ilustración 12 Diagrama de momento flector (DMF).....</i>	<i>65</i>
<i>Ilustración 13 Diagrama de fuerzas cortantes (DFC)</i>	<i>67</i>
<i>Ilustración 14 Viga peraltada V-101 (30x50) en X.....</i>	<i>70</i>
<i>Ilustración 15 Viga peraltada V-102 (30x45) en X.....</i>	<i>70</i>
<i>Ilustración 16 Envoltente máxima de momento en el eje X, pórtico (2-2).....</i>	<i>72</i>
<i>Ilustración 17 Envoltente de fuerzas cortantes en el eje X, pórtico (2-2).....</i>	<i>73</i>
<i>Ilustración 18 Vista en planta del modelado.....</i>	<i>76</i>
<i>Ilustración 19 Diagrama de interacción en el eje X y Y debido a cargas del primer piso.....</i>	<i>81</i>
<i>Ilustración 20 Diagrama de interacción columnas X-X.....</i>	<i>81</i>
<i>Ilustración 21 Diagrama de interacción columnas Y-Y.....</i>	<i>82</i>
<i>Ilustración 22 Sección de la columna central</i>	<i>82</i>
<i>Ilustración 23 Diseño de columnas en ETABS.....</i>	<i>83</i>
<i>Ilustración 24 Diagrama de fuerzas cortantes vista lateral X-X (eje 1).....</i>	<i>84</i>
<i>Ilustración 25 Distribución final de los estribos.....</i>	<i>87</i>
<i>Ilustración 26 Vista en planta del modelado.....</i>	<i>88</i>
<i>Ilustración 27 Diagrama de interacción placa X-X.....</i>	<i>92</i>
<i>Ilustración 28 Diagrama de interacción placa Y-Y.....</i>	<i>92</i>
<i>Ilustración 29 Diagrama de interacción en el eje X y Y en placas debido a cargas del primer piso.....</i>	<i>93</i>
<i>Ilustración 30 Distribución de aceros en la placa</i>	<i>93</i>
<i>Ilustración 31 Diseño de placa</i>	<i>96</i>
<i>Ilustración 32 Esquema de diseño de zapata.....</i>	<i>98</i>
<i>Ilustración 33 Representación gráfica de la carga de diseño</i>	<i>100</i>
<i>Ilustración 34 Representación gráfica de las presiones para el diseño.....</i>	<i>101</i>
<i>Ilustración 35 Esquema de la verificación por corte</i>	<i>101</i>
<i>Ilustración 36 Esquema de la verificación por punzonamiento.....</i>	<i>102</i>
<i>Ilustración 37 Esquemmatización en planta de la zapata.....</i>	<i>102</i>
<i>Ilustración 38 Colocación del refuerzo longitudinal</i>	<i>105</i>
<i>Ilustración 39 Colocación del refuerzo transversal.....</i>	<i>105</i>
<i>Ilustración 40 Diseño de escalera en ETABS.....</i>	<i>107</i>
<i>Ilustración 41 Diagrama de momento flector de la escalera.....</i>	<i>109</i>
<i>Ilustración 42 Diagrama de fuerza cortante de la escalera</i>	<i>109</i>
<i>Ilustración 43 Detalle del muro de cisterna.....</i>	<i>116</i>

<i>Ilustración 44 Modelo tridimensional con aisladores</i>	<i>117</i>
<i>Ilustración 45 Lazo histerético aislador elastomérico</i>	<i>117</i>
<i>Ilustración 46 Coeficientes Sismo Ica.....</i>	<i>130</i>
<i>Ilustración 47 Coeficientes Sismo Santa María de Nieva.....</i>	<i>131</i>
<i>Ilustración 48 Coeficientes Sismo Santa María de Nieva.....</i>	<i>132</i>
<i>Ilustración 49 Sismo de diseño escalado Ica 2007 Este-Oeste.....</i>	<i>135</i>
<i>Ilustración 50 Sismo de diseño escalado Ica 2007 Norte-Sur</i>	<i>135</i>
<i>Ilustración 51 Coeficientes de sismo escalado Ica 2007 Este-Oeste</i>	<i>136</i>
<i>Ilustración 52 Coeficientes de sismo escalado Ica 2007 Norte-Sur.....</i>	<i>136</i>
<i>Ilustración 53 Modelo tridimensional con aisladores en la base.....</i>	<i>143</i>
<i>Ilustración 54 Docimasia de Hipótesis con T de Student</i>	<i>149</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Cuadro de Operacionalización de Variables</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 2 Espesores de losas aligeras según luces.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 3 Espesores de losas macizas según luces</i>	<i>26</i>
<i>Tabla 4 Vigas en el eje X y el eje Y.....</i>	<i>26</i>
<i>Tabla 5 Homogeneización de vigas</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 6 Peso según su ubicación.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabla 7 Cuadro de columnas</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 8 Cuadro de datos generales</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 9 Dotación por consumo.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 10 Peso unitario</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 11 Metrado de viga V101</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 12 Metrado de viga V102</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 13 Datos generales de metrado de columnas</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 14 Masas por piso</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 15 Centro de masas ETABS</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 16 Distribución de la fuerza sísmica en altura: cálculo manual</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 17 Cuadro de fuerza cortante dinámica.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 18 Periodo fundamental de la estructura.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 19 Cálculo de factor de escala en eje X a partir de los datos obtenidos del ETABS</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 20 Cálculo del factor de escala en el eje Y a partir de los datos obtenidos del ETABS.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 21 Porcentaje de participación modal obtenidos del ETABS.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 22 Desplazamientos laterales, SxD-X.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 23 Desplazamientos laterales, SxD-Y.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 24 Desplazamientos laterales, SYD-X.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 25 Desplazamientos laterales, SYD-Y.....</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 26 Cortante mínima en dirección X</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 27 Cortante mínima en dirección Y</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 28 Factores de reducción según el tipo de solicitud</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 29 Cuantía balanceada para secciones rectangulares.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 30 Resumen de metrado de cargas</i>	<i>64</i>

<i>Tabla 31 Datos del aligerado.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 32 Cálculo de acero en momentos positivos (inferior).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 33 Cálculo de acero en momentos negativos (superior)</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 34 Cálculo de refuerzo negativo.....</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 35 Cálculo de refuerzo positivo</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 36 Combinaciones de cargas últimas.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 37 Fuerza cortante obtenida del Etabs.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 38 Combinación de cargas últimas de placas</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 39 Cortante de la placa M1 para el diseño.....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 40 Desplazamientos máximos en sismos históricos</i>	<i>133</i>
<i>Tabla 41 Derivas inelásticas sismo ICA</i>	<i>134</i>
<i>Tabla 42 Sismo aplicado en el eje X en el sentido ESTE – OESTE.....</i>	<i>137</i>
<i>Tabla 43 Sismo aplicado en el eje Y en el sentido NORTE - SUR.....</i>	<i>138</i>
<i>Tabla 44 Sismo aplicado en el eje X en el sentido NORTE - SUR.....</i>	<i>139</i>
<i>Tabla 45 Sismo aplicado en el eje Y en el sentido ESTE – OESTE.....</i>	<i>140</i>
<i>Tabla 46 Derivas del Caso 1</i>	<i>141</i>
<i>Tabla 47 Derivas del Caso 2</i>	<i>141</i>
<i>Tabla 48 Derivas del sismo Ica 2007 con la estructura aislada en el eje X.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 49 Derivas del sismo Ica 2007 con la estructura aislada en el eje Y.....</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 50 Derivas obtenidas de los modelos analizados.....</i>	<i>148</i>

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de investigación

1.1.1. Realidad problemática

El Perú, un país ubicado en una zona de alta actividad sísmica, ha experimentado a lo largo de su historia una serie de sismos significativos que han sacudido su territorio. Estos eventos han revelado las deficiencias existentes en la mayoría de las construcciones realizadas en el país, lo que ha llevado a la necesidad de tomar medidas más rigurosas en el análisis y diseño de edificaciones con estructuras altamente resistentes.

En la actualidad, se requiere realizar proyectos de construcción con un enfoque preciso y un margen de error mínimo. Es fundamental considerar los factores sísmicos durante todas las etapas de diseño y construcción, aplicando los estándares más actualizados en ingeniería sísmica.

Uno de los aspectos más críticos que se han observado es la vulnerabilidad de las edificaciones frente a los movimientos telúricos generados por la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana. Los terremotos resultantes de esta interacción tectónica pueden tener efectos devastadores en las estructuras mal diseñadas o construidas, poniendo en peligro la vida de las personas.

Por lo tanto, es esencial invertir en investigaciones sísmicas y en el desarrollo de tecnologías avanzadas que permitan construir edificios resistentes a los terremotos. Esto implica utilizar materiales de construcción adecuados, como el acero reforzado y el hormigón de alta resistencia, y seguir rigurosos estándares de diseño sísmico que consideren la ubicación geográfica y la actividad sísmica prevista en cada región del país.

Además, es necesario promover la conciencia pública sobre la importancia de construir edificaciones seguras y fomentar la capacitación de ingenieros y arquitectos en el diseño y construcción sismorresistente. También se deben establecer regulaciones y códigos de construcción más estrictos que garanticen la seguridad estructural de las edificaciones en todo el país.

En el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente se consideran los análisis tiempo-historia como un análisis complementario más no obligatorio, otros países como Japón, que se encuentran ubicados en una zona de gran actividad sísmica si lo consideran de carácter obligatorio, lo que sería ideal adoptar esa medida a causa de la ubicación y los antecedentes históricos de sismos ocurridos en el país, por lo que se evalúa el desempeño de estos aisladores comparado con un antecedente histórico de gran magnitud.

En resumen, el Perú, debido a su ubicación geográfica, enfrenta desafíos significativos en términos de actividad sísmica. Para proteger a su población y minimizar los daños causados por los terremotos, es crucial implementar medidas adecuadas de diseño y construcción sismorresistente, así como promover una cultura de seguridad sísmica en todos los niveles de la sociedad.

1.1.2. Enunciado del problema

Ante lo expuesto, nos planteamos el siguiente problema de investigación:
¿Implementando aisladores de energía LRB en el edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 Niveles en el distrito de Trujillo, cumplirá con las derivas máximas permitidas al escalarlo a un sismo histórico sucedido en el Perú?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles en el distrito de Trujillo implementando aisladores de energía LRB para cumplir con las derivas máximas permitidas al escalarlo a un sismo histórico sucedido en el Perú.

1.2.2. Objetivos específicos

Realizar la estructuración y predimensionamiento del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles.

Realizar el análisis estructural de cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles.

Diseñar los elementos de concreto armado (columnas, vigas, cimentación, placas)

Realizar el cálculo de las propiedades físicas y mecánicas del aislador.

Ejecutar un análisis dinámico tiempo-historia para la verificación del desempeño de los aisladores de energía.

1.3. Justificación del estudio

Debido a la localización geográfica del Perú, que cuenta con una historia amplia en lo que a desastres se han provocado a causa de sismos severos y a los avances tecnológicos en el área estructural, en este caso aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

En la ciudad de Trujillo se encuentra muy arraigada la auto construcción, que no es más que la construcción de edificaciones sin la participación de personal profesional, únicamente a cargo de personas con

conocimiento empírico, y a día de hoy es una clara necesidad tener conocimiento de la parte técnica y normativa para edificar adecuadamente.

Al mismo tiempo cada vez se realizan proyectos de edificación de viviendas de mayor envergadura, en este caso una gran cantidad de edificios para el uso residencial, se presume que la gran mayoría de estos proyectos deciden no incluir algún instrumento o aplicación desarrollada por las áreas de investigación del área estructural.

Considerando que existen avances en la ingeniería en el área sismorresistente, pudiendo brindar mejor comportamiento estructural de las edificaciones para soportar los sismos, es que nos motiva incluir una aplicación, en este caso aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, para poder evaluar su desempeño.

2 MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. *Internacional*

“Uso de dispositivos de control para edificios en zonas de moderada y alta sismicidad” por Hernández Mazariegos. Nos dice:

En el presente trabajo se estudia la eficiencia de contravientos y dos tipos de dispositivos de control (disipadores histeréticos y aisladores de base) colocados en edificios de concreto soportados por marcos resistentes a momento. Las variables principales del estudio son: la altura del edificio y su distancia a la trinchera de subducción entre la Placa del Pacífico y la Placa Norteamericana. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 12)

Al aislar sísmicamente un edificio con apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB, por sus siglas en inglés), lo que se busca es alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura alejándola de las frecuencias altas del movimiento, donde generalmente se presentan las demandas de cortante más grandes. Este tipo de aisladores cuenta con un núcleo de plomo el cual disipa energía que requiere disipar la estructura a través de daño estructural. Los dispositivos además de hacer más flexible el sistema, también aumentan el porcentaje de amortiguamiento, los códigos de diseño limitan este aumento hasta un 30% del amortiguamiento crítico. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 14)

“Para el presente trabajo se seleccionó un conjunto de registros sísmicos, a fin de llevar a cabo los análisis no lineales sobre edificios de varias alturas.” (Hernández Mazariegos, 2019, p. 27)

Del conjunto de 5 667 registros, se seleccionan aquellos con una profundidad menora 40 km por considerarse de origen del proceso de subducción, con lo que el conjunto queda de 4187 registros, los cuales se dividieron en 8 grupos según su distancia epicentral. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 29)

El escalamiento de las señales sísmicas se realiza con el método basado en la intensidad de aceleración espectral (ASI por sus siglas en inglés) definida como la integral bajo el espectro de respuesta elástica, en el intervalo de 0.1 a 0.5 segundos. El escalamiento de la señal se realiza al igualar la ASI del espectro de respuesta debido a la señal sísmica con la ASI del espectro de peligro uniforme, para determinado sitio. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 29)

“El procedimiento de diseño para edificios con equipados con este tipo de dispositivos, de acuerdo con los códigos de diseño vigentes, se resume a continuación.” (Hernández Mazariegos, 2019, p. 62) Ver anexo 01.

“En seguida se muestra un ejemplo de diseño, siguiendo las especificaciones y el ejemplo proporcionado por el MDOC 2015, el cual comienza con la evaluación de las cargas de servicio en la parte inferior de las columnas de planta baja.” (Hernández Mazariegos, 2019, p. 62) Ver anexo 02.

En este estudio, el modelo de los edificios consiste en elementos barras cargados uniformemente, los sistemas de piso se representan mediante diafragmas rígidos y la no linealidad se considera mediante articulaciones plásticas en los extremos de los elementos barras. Los edificios se consideran empotrados en la intersección con la cimentación, las masa traslacionales y rotacionales se encuentran concentradas en el centroide de los entrepisos. Además, se utiliza un amortiguamiento tipo Raleigh de forma que el primer y cuarto modo tienen un amortiguamiento del 5% del crítico. El modelo inelástico de los contravientos considera la inestabilidad por pandeo global ante compresión y el estado límite de fluencia en tensión. El modelo inelástico de las columnas considera que estos elementos están sometidos a flexocompresión mediante un diagrama de interacción. En las vigas no se considera carga axial, y los dispositivos disipadores y aisladores se modelan con comportamiento bilineal. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 77)

“El programa PERFORM 3D es un producto de CSI Computer que ofrece las ventajas de una interface gráfica amigable, donde quedan bien definidos los distintos pasos del proceso de modelado, análisis y visualización de resultados.” (Hernández Mazariegos, 2019, p. 77)

Los sistemas de aislamiento podrían utilizarse con mayor efectividad para distancias epicentrales en el intervalo de 0 a 150 km, mientras que los edificios con disipadores de energía son más eficientes para epicentros localizados en el intervalo de 150 a 400 km. (Hernández Mazariegos, 2019, p. 133)

“Los sistemas de aislamiento podrían utilizarse con mayor efectividad en edificios de entre 2 y 5, mientras que los edificios con disipadores de energía son más eficientes en edificios de entre 5 y 10 niveles.” (Hernández Mazariegos, 2019, p. 134)

“Análisis comparativo del diseño sismorresistente de un edificio de seis niveles de concreto armado” por Christian Mejía y Jonathan Gonzales. Nos dicen lo siguiente:

Este trabajo entrega una guía con criterios y procedimientos para el diseño estructural sismorresistente de un hospital de 6 niveles de hormigón armado en la ciudad de San Pedro Sula, con el fin de comparar y evaluar los aspectos metodológicos del análisis estructural, financiero, y la eficiencia sismorresistente en base a la norma hondureña CHOC-08 y al ACI 318-14, realizando el modelo computacional en el programa ETABS-16, para obtener los datos sintéticos necesarios para el análisis. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 22)

La presente investigación tiene como objetivo principal hacer la comparación del diseño estructural sismorresistente de un hospital de seis niveles ubicado en San Pedro Sula, adicionalmente se propone realizar la comparación con los códigos de construcción el CHOC-08 y el ACI 318-14, analizando la aplicación de parámetros de diseño y técnicas de las normas, con la esperanza que estos sean parecidos y si hay diferencias en los costos de construcción de la estructura propuesta. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 24)

Un diseño estructural sismorresistente con lleva a un análisis no lineal de la estructura, donde se trata de predecir el complejo comportamiento de la estructura frente a un sismo, simplificando el análisis con el uso de parámetros establecidos, como los factores de Zonificación, de Uso, de Amplificación Sísmica, de Suelo y de Reducción Sísmica, haciendo uso de softwares, facilitando los cálculos, los cuales eran casi imposibles de llevar hace unas décadas, para diseñar una edificación, que sea capaz de soportar las exigencias de un sismo severo, pues la probabilidad de ocurrencia de uno de gran magnitud, aumenta con cada día transcurrido, desde los últimos registrados en el país. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 24)

El edificio de estudio está ubicado en la zona 4a según el mapa de zonas sísmicas del Código Hondureño de Construcción, la estructura es de hormigón armado, el sistema estructural es regular, formado por marcos de vigas y columnas, el tipo de apoyo es empotrado en un suelo perfil tipo S3. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 38)

“Para llevar a cabo el análisis estructural de la edificación y su posterior diseño, se utilizará el programa ETABS-16 para el análisis basado en el Código Hondureño de la Construcción y el Código del ACI.” (Mejía y Gonzales, 2021, p. 38)

Al estar seguros de que las dimensiones de los elementos de la estructura no se van a modificar, se procedió a revisar los desplazamientos relativos horizontales de la estructura para estar seguro de que estos no exceden los valores permitidos en el Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08), en lo sucesivo utilizaremos la palabra norma para referiremos al CHOC-08. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 51)

Se determina los niveles de desplazamientos sísmicos del edificio según los desplazamientos máximos en sentido X (mm). Los desplazamientos máximos se generaron en el nivel seis con valores según el método ASEL de 23.76 mm y el ASDL de 19.73 mm siendo valores permitidos según la norma de construcción evaluada. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 60) Ver anexo 03

Se determina los niveles de desplazamientos sísmicos del edificio según los desplazamientos máximos en sentido Y (mm). Los desplazamientos máximos se generaron en el nivel seis con valores según el método ASEL de 25.14 mm y el ASDL de 20.65 mm siendo valores permitidos según la norma de construcción evaluada. (Mejía y Gonzales, 2021, p. 60) Ver anexo 04

“Concluimos que el método de análisis estático lineal le genero mayor demanda sísmica a la estructura siendo más preciso en el comportamiento de desplazamiento de la estructura, afectando directamente al diseño.” (Mejía y Gonzales, 2021, p. 67)

2.1.2. Nacional

“Diseño de un edificio de oficinas en Lince” por Luis Monroy. Nos dice lo siguiente:

“La finalidad de esta tesis es realizar el análisis y el diseño estructural de los elementos que constituyen un edificio de concreto armado de siete niveles dedicado

a oficinas ubicado en el distrito de Lince, provincia y departamento de Lima”. (Monroy, 2019, p. 1)

El análisis sísmico se realizó utilizando el programa ETABS 2016 v16.2. Se ejecutaron un análisis estático y dos análisis dinámicos: uno en traslación pura en la dirección X e Y y otro considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos fueron comparados entre sí y con lo obtenido del análisis estático. (Monroy, 2019, p. 15)

“Para los modelos de análisis se asumirá que las losas se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas y se usará el modelo simplificado de columnas empotradas arriba y abajo para modelar la interacción entre la losa y las placas.” (Monroy, 2019, p. 29)

La estructuración planteada proporciona una gran rigidez lateral en las dos direcciones pues, del análisis sísmico, se obtuvieron una deriva máxima de 0.004 en la dirección X y 0.003 en la dirección Y, las cuales son mucho menores a la deriva máxima permisible de 0.007 establecida por la norma E.030. (Monroy, 2019, p. 86) Ver anexos 05 y 06 para justificación de los valores obtenidos.

“Las dimensiones obtenidas en la etapa de predimensionamiento de las losas, vigas y columnas fueron adecuadas pues en la etapa de diseño las cuantías de los refuerzos resultaron aceptables y dentro de los límites permisibles de la norma.” (Monroy, 2019, p. 86)

“Análisis y diseño estructural con aislamiento sísmico en la base del hospital en el distrito de Yarabamba” por Julber Mantilla y Roberto Apaza. Nos dicen lo siguiente:

“Realizar el análisis y diseño de un centro hospitalario con aislamiento sísmico en la base.” (Mantilla & Apaza, 2019, p. 2)

La estructura planteada para el proyecto será de muros estructurales de concreto armado, que serán conformadas por los elementos estructurales como

losas aligeradas, losas macizas en dos direcciones, vigas peraltadas en ambas direcciones para dar rigidez, columnas, muros y/o placas, escaleras y zapatas. El sistema de aislación será en la base de la estructura distribuidos de tal forma que esta cumpla con los requerimientos de rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, etc. (Mantilla & Apaza, 2019, p. 4)

El aislamiento sísmico en la base es considerado un sistema de protección sísmica, cuya idea fundamental es separar la subestructura de la superestructura, con el objetivo de tener un material flexible en el plano horizontal que es capaz de impedir el flujo de energía en la superestructura. Esta flexibilidad hace que el periodo de vibración de la superestructura se reduzca de una manera considerable y por ende se reduce la aceleración y la fuerza sísmica generada por el sismo. (Mantilla & Apaza, 2019, p. 6)

La deriva máxima para la estructura convencional es de 0.00278 y 0.00264 en la dirección XX e YY respectivamente y para la estructura con base aislada es de 0.00066 y 0.00058 en la dirección XX e YY respectivamente, se concluye una reducción en la deriva de 4.48 y 4.89 veces en la dirección XX e YY respectivamente. (Mantilla & Apaza, 2019, p. 112) Ver anexos 07 y 08 para justificación de los valores obtenidos.

2.1.3. Local

“Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018” por Jhony Jiménez y Jeisen Julca. Nos dicen lo siguiente:

El desarrollo arquitectónico del edificio de 5 niveles de albañilería confinada incluye planos en planta, corte, elevaciones y detalles. El proyecto contempla un edificio multifamiliar de 416 m² de área que se ubicará en la calle Colombia Mz F lote 02 de la urbanización El Recreo de la ciudad de Trujillo. (Jiménez y Julca, 2018, p. 45)

“Para el análisis sísmico de nuestro sistema estructural se tomaron en cuenta las disposiciones de las normas E.020 y E.030 empleando el programa ETABS 2016, y su estructuración de acuerdo con la norma E.070 de albañilería confinada.” (Jiménez y Julca, 2018, p. 49)

“El metrado de cargas del edificio lo empleamos para determinar el peso total de la edificación considerando las cargas muertas más las cargas vivas (con el 25%), dado que el peso sirve para el análisis sísmico.” (Jiménez y Julca, 2018, p. 53)

Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estos parámetros dependerá su respuesta durante un evento telúrico. Cabe resaltar que el análisis modal es independiente de las cargas que actúan sobre el edificio, y depende, entre otras, de la ubicación y rigidez de los elementos que forman el sistema estructural. (Jiménez y Julca, 2018, p. 56)

Según la Norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de un análisis tiempo-historia o por medio de procedimientos de combinación espectral. La Norma también indica que para edificios convencionales puede usarse cualquiera de los dos, pero para edificios importantes necesariamente se realizará un análisis tiempo- historia. Como nuestro edificio de acuerdo a su uso es una edificación común, realizaremos un análisis de combinación espectral. (Jiménez y Julca, 2018, p. 58)

Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de 0.0048%, que se da en el piso 1. y en la dirección Y-Y tenemos en el mismo piso una deriva máxima de 0.0038%. Según la Norma E.030, la deriva máxima para un edificio de albañilería confinada es de 0.005%, entonces tenemos control de las distorsiones. (Jiménez y Julca, 2018, p. 61) Ver anexo 09

“Análisis y diseño estructural aplicando el software Robot Structural Analysis para el edificio multifamiliar de 5 Niveles, Juliaca, Puno,2021” por Jose Mamani. Nos dice lo siguiente:

“Para el análisis estructural se realizó el modelamiento con el software Robot Estructural Analysis en su versión estudiantil gratuita así mismo se utilizó las hojas de cálculo de Excel 2016, para determinar el análisis y diseño”. (Mamani, 2021, p. 33)

El software robot structural Analysis mejora el diseño de algunos elementos estructurales en cuanto al dibujo de armado de acero automático, como son las vigas, columnas y zapatas, estas fueron diseñadas por el mismo software, así mismo las escaleras y losas aligeradas se diseñó en plantillas de Excel tomando en cuenta los valores del cálculo obtenidos por el software, estos resultados de las cantidades de acero fueron verificadas por las cuantías de acero donde la cuantía obtenida está en el rango de las cuantías permitidas, cabe resaltar que para el diseño se tomaron como referencia los elementos del primer nivel. (Mamani, 2021, p. 41)

Se tiene que los resultados del análisis de distorsión de entre piso del análisis dinámico en dirección “Y” los cuales tienen los siguientes valores para el primer piso $d_{UY} = 0.00571$, para el segundo piso se tiene $d_{UY} = 0.00609$, para el tercer piso se tiene $d_{UY} = 0.00499$, para el cuarto piso se tiene $d_{UY} = 0.00345$, para el quinto piso se tiene $d_{UY} = 0.00164$, para los resultados del análisis de distorsión de entre piso del análisis dinámico en dirección “X” los cuales tienen los siguientes valores para el primer piso $d_{UX} = 0.00597$, para el segundo piso se tiene $d_{UX} = 0.00568$, para el tercer piso se tiene $d_{UX} = 0.00468$, para el cuarto piso se tiene $d_{UX} = 0.00330$, para el quinto piso se tiene $d_{UX} = 0.00172$, todos estos valores son menores a 0.007 y es lo que establece en la norma técnica E. 030. (Mamani, 2021, p. 44) Ver anexos 10 y 11 para justificación de los valores obtenidos.

Se concluye que las ventajas del software Robot Structural Analysis en cuanto al diseño de vigas, columnas, zapatas, nos proporciona el dibujo del armado de las secciones automáticamente y así nos permite disminuir el tiempo en los detalles de acero en las vigas, zapatas y columnas; así mismo la exportación de los dibujos de armaduras de acero a otros software como AutoCAD y Revit especializados en realizar detalles tanto en concreto armado y de acero, disminuyendo así el tiempo de entrega de los proyectos. Las desventajas que se tiene en cuanto al diseño de

losas aligeradas y escaleras es la no proporción del dibujo del armado automático de acero, Una de las desventajas es la demora al momento de realizar el análisis de cálculo de la estructura. (Mamani, 2021, p. 49)

2.2. Marco teórico

2.2.1. Estructura

“Es el armazón que le da forma a un edificio (esqueleto).” (Villarreal, 2013)

2.2.2. Criterios para el diseño estructural por carga sísmica

“Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.” (RNE E0.30, 2019, p. 14).

Pórticos. Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. (RNE E0.30, 2019, p. 14).

“Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.” (RNE E0.30, 2019, p. 14).

“Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.” (RNE E0.30, 2019, p. 14).

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y

de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos. (RNE E0.30, 2019, p. 14).

Peso:

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y de los elementos divisorios no estructurales. Es allí donde más fácilmente se pueden lograr reducciones. (Bazán y Meli, 2000, p. 176).

“Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio.” (Bazán y Meli, 2000, p. 176).

“Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos, porque generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar del edificio.” (Bazán y Meli, 2000, p. 176).

“Hay que tratar que el peso del edificio esté distribuido simétricamente en la planta de cada piso.” (Bazán y Meli, 2000, p. 176).

Geometría en planta del edificio:

“Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio.” (Bazán y Meli, 2000, p. 177).

Geometría del edificio en elevación:

“La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en

ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.” (Bazán y Meli, 2000, p. 180).

2.2.3. Definición de elementos estructurales

Losas.

“Las losas son los elementos que hacen factible la existencia de los pisos y techos de una edificación.” (Blanco, 1991, p. 15).

Vigas.

“Son los elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas o muros.” (Blanco, 1991, p. 25).

Columnas.

“Son los elementos, generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, y permiten que una edificación tenga varios niveles.” (Blanco, 1991, p. 31).

Placas.

“Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección.” (Blanco, 1991, p. 31).

2.2.1. Aislación sísmica

El aislamiento sísmico es una tecnología que, año a año, alienta a muchos inventores a crear novedosos sistemas de aislamiento. Sin embargo, este trabajo se enfocará principal y mayormente en aquellos sistemas más convencionales de uso universal como son los sistemas elastoméricos y los

de fricción, presentando, a rasgos generales, otros sistemas que también han tenido éxito. (Meza y Sánchez, 2010, p. 14).

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

El bajo amortiguamiento de los aisladores naturales es superado utilizando un núcleo de plomo en el centro del aislador. Para esto, se hace un hueco en las placas y en el caucho, insertando el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, con tanta fuerza que se fusionan y funcionan como una unidad. (Meza y Sánchez, 2010, p. 18).

2.3. Marco conceptual

Aislamiento sísmico: “Técnica de control que puede ser pasivo o combinado con sistemas de amortiguamiento”. (Meza y Sánchez, 2010, p. 8).

Aislador: “Elemento estructural del sistema de aislamiento sísmico que es verticalmente rígido y horizontalmente flexible, y que permite grandes deformaciones laterales bajo solicitaciones sísmicas.” (RNE E0.30, 2019, p. 66)

Edificaciones sísmicamente aisladas: “Edificaciones que incluyen un sistema de aislamiento sísmico, el cual permite desacoplar las vibraciones horizontales del suelo con las de la estructura, disipando de forma pasiva la energía sísmica.” (RNE E0.30, 2019, p. 66)

Sismo máximo considerado (SMC): “Sismo cuyo efecto sísmico se define como 1,5 veces el del sismo de diseño especificado en la Norma Técnica E0.30 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.” (RNE E0.30, 2019, p. 66)

2.4. Sistema de hipótesis

La implementación de aisladores de energía LRB en el edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 Niveles en el distrito de Trujillo cumplirá con las derivas máximas permitidas al escalarlo a un sismo histórico sucedido en el Perú.

2.5. Variables e indicadores

2.5.1. Variable independiente

Diseño estructural

2.5.2. Variable dependiente

No hay

2.5.3. Operacionalización de variables

Tabla 1
Cuadro de Operacionalización de Variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR	UNIDAD DE MEDICIÓN	INSTRUMENTOS
Diseño estructural	Proceso que, partiendo de los datos propios del Esta investigación se permite realizar el proyecto un sistema software ETABS y se estructural complejo, realizará y analizará el estable, permanente y diseño estructural de la factible. (Revoredo, 2016, edificación p. 10).	Análisis aplicando el ETABS y se realizará y analizará el diseño estructural de la aislador	Predimensionamiento	Luz máxima libre Metrado de cargas Área tributaria	Metros Tonelada/Metro Área	
				Cortante basal Fuerzas cortantes Momentos	Toneladas Toneladas Tonelada/Metro	
			Propiedades físicas aislador	Amortiguamiento efectivo Sección transversal Rigidez	KN/Metro Metro cuadrado KN/Metro	Ficha de recojo/Recolección
			Diseño de elementos de concreto	Áreas de acero	Metro cuadrado	
			Análisis Tiempo-Historia	Derivas	Adimensional	

Nota: La tabla muestra la Operacionalización de Variables, por Martínez y Verástegui, 2023.

3 METODOLOGÍA EMPLEADA

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

Investigación aplicada, porque partiendo de una base teórica, se aplicará a una realidad problemática con la finalidad de obtener resultados dentro del estudio del proyecto.

3.1.2. Nivel de investigación

Investigación Descriptiva, se centra en la recopilación y presentación de la información obtenida, dando a conocer el procedimiento de un objeto, el presente informe de investigación describe las características halladas en el análisis realizado al diseño propuesto.

3.2. Población y muestra de estudio

3.2.1. Población

Edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles en el distrito de Trujillo siendo escalado a un sismo histórico sucedido en el Perú.

3.2.2. Muestra

Debido a su naturaleza, la muestra es igual a la población.

3.3. Diseño de investigación

La presente tesis es de diseño no experimental transversal.

M	:	O
---	---	---

M (Muestra). El diseño del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles en el distrito de Trujillo siendo escalado a un sismo histórico sucedido en el Perú.

3.4. Técnicas e instrumentos de investigación

Al tratarse de una Investigación Cuantitativa, se fundamenta principalmente en cantidades y medidas exactas; estos datos se obtendrán por medio de resultados obtenidos mediante el modelamiento y análisis en el software ETABS.

3.4.1. Técnicas de Recolección de Datos

Para la recolección de datos, la técnica a realizar será la observación y la documentación; el tipo de observación considerada es del tipo Directa porque visualizamos y realizamos el diseño del fenómeno a estudiar, del tipo Participante porque nuestro criterio influirá sobre los resultados emitidos por el software, del tipo Estructurada porque sabemos que estructura seguir para poder diseñar y analizar, del tipo De Gabinete porque se visualiza el fenómeno a ocurrir en una simulación computacional, del Tipo Grupal ya que ambos investigadores realizamos el diseño paralelamente.

3.4.2. Instrumentos de Recolección de Datos

Fichas de recojo de recolección de datos.

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Para la investigación propuesta se asumirá la capacidad portante de terreno de 1.00 kg/cm² como resultado promedio en base a los estudios previos de microzonificación del ingeniero Enrique Luján Silva, que tiene la zona del cual se ha considerado ese valor para los cálculos iniciales en el diseño de la cimentación

en el cual no solamente se va a proponer una base fija sino considerar aisladores sísmicos con el fin de demostrar que beneficio puede aportar ya que no son muy usados en la ciudad de Trujillo.

Se iniciará realizando el predimensionamiento de la estructura, que viene a ser el cálculo estimado de las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, de tal manera que puedan ser analizados y verificados, posteriormente a este proceso se continuará con el modelado del predimensionamiento en el software Etabs, donde se le asignarán cargas y consideraciones estipuladas en el RNE.

Al corroborar que se cumplen con todas las normativas estipuladas en el RNE se procederá a realizar el diseño de los elementos estructurales y no estructurales, posteriormente el diseño de la cimentación.

3.5.1. Estructuración, consideraciones y predimensionamiento

3.5.1.1 Criterio de Estructuración

A fin de analizar el comportamiento de una estructura de manera efectiva, resulta recomendable llevar a cabo una simplificación y limpieza estructural. De esta manera, se logrará una representación más precisa de la realidad. A continuación, presentaremos algunos criterios de estructuración que pueden resultar útiles.

Simplicidad y Simetría

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y de segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas.

(Blanco, 1991, p. 5)

Ductilidad y Resistencia

Es esencial que la estructuración de una edificación asegure la resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones, a fin de garantizar la estabilidad de todos los elementos estructurales. Dado que las solicitaciones sísmicas son impredecibles, se debe otorgar a la estructura una resistencia suficiente para un período corto, y esta debe complementarse con una ductilidad adecuada.

Hiperestaticidad y Monolitismo

Contar con una estructura hiperestática proporciona una mayor capacidad resistente, ya que se disipa de manera más efectiva la energía sísmica y, a su vez, brinda un índice de seguridad mayor. La monoliticidad, por su parte, permite la transmisión de esfuerzos a otros elementos estructurales, lo que aporta continuidad a la estructura.

Continuidad de la estructura y uniformidad

Es importante que la estructuración sea continua tanto en la planta como en la elevación, utilizando elementos que no cambien drásticamente su rigidez con el fin de evitar concentraciones de esfuerzos.

Rigidez lateral

Durante un sismo, la fuerza actúa de forma horizontal, por lo que es necesario contar con elementos estructurales que proporcionen rigidez lateral para evitar deformaciones significativas. Las deformaciones en los entrepisos pueden causar daños a los elementos no estructurales, por lo que es mejor trabajar con estructuras rígidas para minimizar estos efectos.

Diafragma rígido

Una forma de abordar la distribución de las fuerzas horizontales en la estructura es considerarla como una unidad, de manera que estas fuerzas se distribuyan según su rigidez y se mantenga una deformación lateral uniforme en cada nivel de la edificación.

Elementos no estructurales

Estos elementos proporcionan un mayor amortiguamiento dinámico, lo que puede provocar agrietamiento interno y aumentar los rozamientos. Sin embargo, al agrietarse, contribuyen a disipar la energía y aliviar la carga en los elementos resistentes. De igual manera, podrían generar distorsiones en la repartición de esfuerzos.

3.5.1.2 Consideraciones para los elementos estructurales

La edificación está compuesta por varios elementos estructurales, entre ellos: columnas, zapatas, vigas, placas, losas, escaleras y cisterna. A continuación, se presentarán las características de cada uno de ellos, así como las consideraciones que deben tenerse en cuenta en su análisis y diseño:

Columnas.

Las columnas son elementos estructurales que reciben las cargas de los elementos mencionados anteriormente y las transmiten las cimentaciones. Se considera su altura, sección transversal, rigidez y resistencia a la compresión.

Zapatas.

Las zapatas son elementos que se encuentran en la base de las columnas y se utilizan para distribuir la carga al suelo. Se considera su tamaño, profundidad y capacidad de resistencia.

Vigas.

Las vigas son elementos estructurales horizontales que se apoyan y transmiten las cargas en las columnas, placas u otras vigas. Se considera su longitud, altura, ancho y la carga que soportan.

Placas o Muros.

Los muros de concreto armado son elementos estructurales que se caracterizan por ser grandes bloques de concreto, lo que les otorga una alta rigidez lateral y resistencia en la dirección de su mayor dimensión. En este proyecto, se ha implementado un sistema estructural de tipo dual, lo que implica la presencia de una buena cantidad de placas en ambas direcciones, las cuales absorberán gran parte de la cortante del edificio. Esta hipótesis será verificada más adelante. Además, se han dispuesto cuidadosamente los muros para evitar irregularidades, como la torsión en la estructura.

Losas.

Las losas son elementos estructurales que sirven como techos o separaciones de pisos; estas se apoyan y transmiten carga hacia las vigas. Se considera su espesor, el tipo de carga que soporta y su capacidad de resistencia a la flexión.

Escaleras.

En el diseño estructural se consideró a las escaleras como losas macizas, y con las siguientes características de los materiales considerados para el diseño:

Acero de Refuerzo: Las barras de acero que se utilizarán en la estructura serán de dos tipos: barras de acero corrugado y barras de acero liso grado 60. A continuación se detallan las principales características de estos tipos de barras según su proceso de fabricación.

Barras de acero corrugado: Son barras de acero que han sido sometidas a un proceso de deformación en frío que genera corrugas o protuberancias en su superficie. Estas corrugas mejoran la adherencia entre la barra y el concreto, lo que aumenta la resistencia y la capacidad de transmisión de esfuerzos entre ambos materiales. Las barras de acero corrugado grado 60 tienen una resistencia mínima a la tracción de 60 ksi (kilopound por pulgada cuadrada).

Barras de acero liso grado 60: Son barras de acero que no tienen corrugas en su superficie y se utilizan principalmente en elementos estructurales que no requieren una alta adherencia al concreto, como por ejemplo en las columnas. Las barras de acero liso grado 60 tienen una resistencia mínima a la tracción de 60 ksi.

Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Deformación unitaria de fluencia: $\epsilon_y = 0.0021$

Concreto armado: el concreto reforzado es un material compuesto que combina las propiedades del concreto y el acero de refuerzo para lograr una mayor capacidad de carga y resistencia a las tensiones de tracción. La cantidad y calidad del acero de refuerzo, así como la dosificación de los materiales, son factores clave en la determinación de las propiedades del concreto reforzado.:

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

Módulo de Poisson: $= 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'_c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$

Cisterna y cuarto de bombas.

Para abastecer de agua al edificio, se ha previsto la instalación de una cisterna debajo del estacionamiento, la cual estará equipada con un cuarto de bombas. Para acceder al cuarto de bombas, se ha dispuesto una escalera vertical que partirá desde el estacionamiento.

3.5.1.3 Predimensionamiento de losas aligeradas

Determinaremos el espesor de la losa a partir de los parámetros de luces sobre el cual descansa la losa.

Tabla 2
Espesores de losas aligeras según luces

Espesor de la losa (cm)	Parámetros
17	Luces menores a 4 metros
20	Luces entre 4 – 5.5 metros
25	Luces entre 5 – 6.5 metros
30	Luces entre 6 – 7 metros

Nota: Esta tabla muestra los espesores de losas aligeradas según sus luces, por Blanco Blasco, 1991.

Se puede constatar al analizar los planos de arquitectura que la distancia entre los pórticos es menor a 5.5 metros. Debido a esto, se ha decidido utilizar aligerados de 20 centímetros de espesor para reforzar la estructura.

3.5.1.4 Predimensionamiento de losas macizas

Se emplean con mayor asiduidad losas macizas en las escaleras y baños. Obtuvimos el espesor de la losa partiendo de los parámetros de luces sobre el cual descansa la losa.

Tabla 3

Espesores de losas macizas según luces

Espesor de la losa (cm)	Parámetros
12 o 13	Luces menores a 4 metros
15	Luces menores a 5.5 metros
20	Luces menores a 6.5 metros
25	Luces menores a 7 metros

Nota: Esta tabla muestra los espesores de losas macizas según sus luces, por Blanco Blasco, 1991.

3.5.1.5 Predimensionamiento de vigas

El objetivo es una edificación duradera y segura por lo que se deben considerar factores como el control de la rigidez lateral, la deflexión y el diseño sismorresistente. Por lo tanto, se realizó el predimensionamiento considerando un peralte entre 1/10 y 1/12 de la luz libre.

Se debe tener en cuenta que el reglamento especifica que para las vigas que soporten estructuras sismorresistentes se debe presumir un ancho mínimo de 0.25m.

Tabla 4

Vigas en el eje X y el eje Y

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS						
EJES	LUZ Ln(m)	H(cm)= X (Ln/10); Y (Ln/12)	b(cm)=H/2 >= 25	h asumida	b asumida	Eje
A1 - B1	4.25	0.43	0.21	0.50	0.30	EJE X
A2 - B2	4.25	0.43	0.21	0.50	0.30	
A3 - B3	4.25	0.43	0.21	0.50	0.30	
B1 - C1	3.30	0.33	0.17	0.50	0.30	
B2 - C2	3.30	0.33	0.17	0.50	0.30	
B3 - C3	3.30	0.33	0.17	0.50	0.30	
B4 - C4	3.30	0.33	0.17	0.50	0.30	

C1 - D1	4.65	0.47	0.23	0.50	0.30
C2 - D2	4.65	0.47	0.23	0.50	0.30
C3 - D3	4.65	0.47	0.23	0.50	0.30
D1 - E1	3.93	0.39	0.20	0.50	0.30
D2 - E2	3.93	0.39	0.20	0.50	0.30
D3 - E3	3.93	0.39	0.20	0.50	0.30
D4 - E4	3.93	0.39	0.20	0.50	0.30
E2 - F2	3.00	0.30	0.15	0.50	0.30
F1 - G1	3.00	0.30	0.15	0.50	0.30
F2 - G2	3.00	0.30	0.15	0.50	0.30
F3 - G3	3.00	0.30	0.15	0.50	0.30
1A - 2A	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
1B - 2B	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
1C - 2C	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
1D - 2D	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
1E - 2E	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
1F - 2F	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2A - 3A	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2B - 3B	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2C - 3C	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2D - 3D	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2E - 3E	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
2F - 3F	3.53	0.29	0.15	0.45	0.3
3A - 4A	4.00	0.33	0.17	0.45	0.3
3B - 4B	4.00	0.33	0.17	0.45	0.3
3E - 4E	4.00	0.33	0.17	0.45	0.3

EJE Y

Nota: Esta tabla muestra la distribución de vigas en el eje x y en el eje Y, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 5

Homogeneización de vigas

HOMOGENEIZACIÓN DE VIGAS					
VIGAS	H (cm)	B (cm)	H x B	L (CM ⁴)	CODIGO
EJE X	50	30	50 X 30	312500	V - 101
EJE Y	45	30	45 X 30	227813	V - 102

Nota: Esta tabla muestra la homogeneización de vigas en el eje x y en el eje Y, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.1.6 Predimensionamiento de columnas

Para determinar el área de cada columna, es necesario conocer la carga que soportará cada una. A partir de la carga, se puede determinar el momento flector máximo que se generará en la columna y, a partir de ese momento, se puede calcular el área necesaria para resistir la carga.

$$\text{Área de la columna central} = PAN / 0.45 f'c$$

$$\text{Área de la columna excéntrica} = PAN / 0.35 f'c$$

$$\text{Área de la columna esquinera} = PAN / 0.35 f'c$$

Dónde:

P = Peso según su ubicación

A = área tributaria

N = 9 pisos

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

Tabla 6

Peso según su ubicación

C. Central	1500
C. Excéntrica	1250
C. Esquinera	1000

Nota: Esta tabla muestra los pesos de las columnas según su ubicación, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 7

Cuadro de columnas

Tipo de columna	Área tributaria	GENERAL (ESTRUCTURACION IRREGULAR-ACI)					
		AREA CAL (cm ²)	h=b	h (cm) asumida	b (cm) asumida	área (cm)	calculado (b x h)
COL ESQUINADA-C1	4.64	568.1633	23.836	35	35	1225	35X35
COL ESQUINADA-C4	5.17	633.0612	25.161	35	35	1225	35X35
COL ESQUINADA-C20	4.86	595.1020	24.395	35	35	1225	35X35
COL ESQUINADA-C24	4.36	533.8776	23.106	35	35	1225	35X35
COL ESQUINADA-C26	4.36	533.8776	23.106	35	35	1225	35X35
COL EXCENTRICA-C2	7.84	960.0000	30.984	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C3	8.35	1022.4490	31.976	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C5	7.46	913.4694	30.224	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C8	8.33	1020.0000	31.937	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C9	7.92	969.7959	31.142	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C12	4.17	510.6122	22.597	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C13	8.54	1045.7143	32.338	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C16	7.33	897.5510	29.959	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C17	6.51	797.1429	28.234	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C21	5.95	728.5714	26.992	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C23	5.29	647.7551	25.451	45	45	2025	45X45
COL EXCENTRICA-C25	6.92	847.3469	29.109	45	45	2025	45X45
COL CENTRICA-C6	13.24	1891.4286	43.491	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C7	14.10	2014.2857	44.881	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C10	14.05	2007.1429	44.801	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C11	14.96	2137.1429	46.229	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C14	15.14	2162.8571	46.507	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C15	15.04	2148.5714	46.353	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C18	11.54	1648.5714	40.603	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C19	12.30	1757.1429	41.918	60	50	3000	50X60
COL CENTRICA-C22	10.55	1507.1429	38.822	60	50	3000	50X60
TOTAL=	228.92						

Nota: Esta tabla muestra los cálculos realizados para el predimensionamiento de las columnas, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.1.7 Predimensionamiento de Placas

La combinación de los pórticos y placas en una estructura permite distribuir las cargas y fuerzas sísmicas de manera más eficiente, reduciendo las deformaciones y desplazamientos en la estructura y aumentando su capacidad para resistir los sismos.

Para calcular el espesor de las placas, determinamos la resistencia al corte de la base con la siguiente fórmula:

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

Considerando que:

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

Tabla 8

Cuadro de datos generales

	Análisis en X	Análisis en Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	2.5	2.5
S2	1.05	1.05
Ro	7	7
Ia	1	1
Ip	0.9	0.9
R	6.3	6.3
Tf	0.564	0.582
Tp	0.6	0.6
Tl	2	2
ZUCS/R	0.1875	0.1875

Nota: Esta tabla muestra el resumen de datos generales para el cálculo de la cortante, por Martínez y Verástegui, 2023.

A partir de estos datos:

$$V = 447.6045 \text{tn}$$

Dirección x-x

Dirección y-y

$$Lx = \frac{V_{\text{basal } x}}{\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot 0.8} \quad Ly = \frac{V_{\text{basal } y}}{\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot 0.8}$$

$$Lx = 3.42 \text{ m}$$

$$Ly = 3.42 \text{ m}$$

Se obtienen los metros lineales mínimos de muros estructurales a considerar en cada dirección.

3.5.1.8 Predimensionamiento de escaleras

Una escalera es conformada por pasos y contrapasos unidos entre sí por tramos. El reglamento Nacional de Edificaciones especifica las consideraciones que tienen que desempeñar las escaleras para un diseño adecuado. Mencionamos las condiciones principales a continuación:

El ancho mínimo debe ser 1.20m.

1 paso + 2 contrapasos, debe estar en el rango de 0.60m y 0.64m.

La escalera de diseño posee las siguientes características:

Altura de piso = 2.70m

Ancho de paso(P) = 0.25m

Altura de contrapaso (CP) = 0.17m

N° de contrapaso = 16

$P+2CP = 0.25+2 \times 0.17 = 0.6$

Para el cálculo del ancho de garganta se utilizó:

$t = \text{longitud de escaleta} / 25 = 2.90 / 25 = 0.12 \text{ m}$

A criterio de diseño se utilizó un ancho de garganta de 0.15m de espesor.

3.5.1.9 Predimensionamiento de cisterna

“Los edificios multifamiliares deberán tener una dotación de agua para consumo humano, de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento, según la siguiente Tabla”. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009, p.692)

Tabla 9

Dotación por consumo

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Nota: Esta tabla muestra la dotación por departamentos, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009.

Por lo tanto:

Numero de dormitorios por departamento = 4

Dotación por departamento = 1350

Numero de departamentos = 8

Entonces:

Consumo diario lt/d = $1350\text{lt/d} \times 8\text{d} = 10800\text{lt}$

Volumen = 10.800 m³

De acuerdo al inciso 4.2 de la Norma IS.010 nos indica que se deberá dimensionar la cisterna con un volumen mínimo de 25 m³ para garantizar la capacidad necesaria para el abastecimiento de agua en caso de incendios.

Volumen de cisterna = $10.800+25 = 35.80 = 35 \text{ m}^3$

Del volumen obtenido se asumen las siguientes medidas:

$$\text{Volumen de cisterna} = a * b * h_e$$

Donde:

$$a = 4.30 \text{ m}$$

$$b = 3.25 \text{ m}$$

$$h_e \text{ (altura efectiva)} = 2.50 \text{ m}$$

$$h_t \text{ (altura total)} = 0.30 + h_e = 2.80 \text{ m}$$

Entonces:

$$\text{Volumen de Cisterna} = 4.30 * 3.25 * 2.30 = 39.13 \text{ m}^3$$

3.5.2. Análisis estructural bajo cargas de gravedad

3.5.2.1 Análisis de la losa aligerada

Al realizar el metrado de cargas de gravedad se tuvo en cuenta un área tributaria para cada columna. En el área tributaria participan las cargas transferidas por las vigas, losas, tabiques, el piso terminado y la sobrecarga de diseño. Se procedió definiendo los pesos unitarios que se usaron para el metrado de carga muerta (CM), también los índices por metro cuadrado referente a la carga viva mínima repartida (CV), que aparecen en el numeral 6.1 de la norma E.020; antes de calcular las cargas participantes en los elementos estructurales verticales.

Tabla 10

Peso unitario

PESO UNITARIO CM	
Peso del concreto	2400 kg/m ³
Peso de aligerado	300 kg/cm ²
Peso piso terminado	100 kg/cm ²
Peso tabiquería móvil	50 kg/cm ²
PESO UNITARIO CV	
s/c vivienda	200 kg/cm ²
s/c escalera	200 kg/cm ²
s/c azotea	100 kg/cm ²

Nota: Esta tabla muestra los pesos unitarios, por Martínez y Verástegui, 2023.

La losa aligerada para el diseño de la estructura se define con un espesor de 20cm, por tanto, se emplearon bloques de arcilla de 30x30x15 cm, y viguetas con base de 10 cm colocadas a 40 cm de separación entre ejes.

Se consideró que será de 40cm el ancho tributario de la vigueta.

Presentamos el metrado de cargas de gravedad del piso típico.

Carga muerta (CM)

$$\text{Peso de la losa} = 0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{ t/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \times 0.40 = 0.04 \text{ t/m}$$

$$\text{CM} = 0.16 \text{ t/m}$$

Carga viva (CV)

$$\text{Sobrecarga} = 0.25 \times 0.40 = 0.10 \text{ t/m}$$

$$\text{Tabiquería móvil} = 0.05 \times 0.40 = 0.02 \text{ t/m}$$

Carga última (WU)

$$\text{WU} = 0.16 \times 1.4 + 0.12 \times 1.7 = 0.428 \text{ t/m}$$

Alternancia de cargas

La finalidad de la alternancia de cargas es lograr las fuerzas internas máximas de la estructura posicionando la carga viva en las posibles ubicaciones que podría tener a lo largo del tiempo.

A fin de calcular los máximos momentos positivos, se colocó carga viva en un tramo y no en el tramo adyacente.

A fin de calcular los máximos momentos negativos en el apoyo interior se colocó la carga viva en los tramos colindantes.

3.5.2.2 Metrado de viga peraltada

En el metrado de las vigas se sopesó el peso propio, peso de la losa, el peso del piso terminado y la sobrecarga. Se realizó el metrado de las vigas V-101 y V-102.

Tabla 11

Metrado de viga V101

CARGA MUERTA	
PESO PROPIO	$2.4 \times 0.3 \times 0.5 = 0.36 \text{tn/m}$
PESO LOSA	$0.3 \times 3.26 = 0.98 \text{tn/m}$
PISO TERMINADO	$0.1 \times 0.30 = 0.03 \text{tn/m}$
PESO TOTAL CM	1.37 tn/m
CARGA VIVA	
SOBRECARGA	$0.20 \times 0.30 = 0.06 \text{tn/m}$

Nota: Esta tabla muestra el metrado de cargas de la viga V101, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 12

Metrado de viga V102

CARGA MUERTA	
PESO PROPIO	$2.4 \times 0.30 \times 0.45 = 0.32 \text{tn/r}$
PESO LOSA	-
PISO TERMINADO	$0.1 \times 0.30 = 0.03 \text{tn/m}$
PESO TOTAL CM	0.35 tn/m
CARGA VIVA	
SOBRECARGA	$0.20 \times 0.30 = 0.06 \text{tn/m}$

Nota: Esta tabla muestra el metrado de cargas de la viga V102, por Martínez y Verástegui, 2023.

No se consideró el peso de la losa para el metrado de la V102 porque las viguetas fueron ubicadas en dirección perpendicular a la misma. Lo que significa que la viga no recibe carga de la losa.

3.5.2.3 Metrado de columna

Se consideró el peso propio de la columna, el peso del aligerado, el peso de la viga, el peso de piso terminado y la sobrecarga. También se desarrolló el metrado de la columna central en la azotea:

Tabla 13

Datos generales de metrado de columnas

área tributaria	15.25	m2
aligerado	12.99	m2
CM		
Peso aligerado	0.3 x 12.99=	3.90 tn
Peso piso terminado	0.1 x 15.25=	1.53 tn
Peso viga 101	2.4x0.3x0.5x3.79=	1.36 tn
Peso viga 102	2.4x0.3x0.45x2.96=	0.96 tn
Peso propio	2.4x0.5x0.6x2.7	1.94 tn
TOTAL		9.69 tn
CV		
s/c vivienda	0.2x15.25=	3.05tn
s/c azotea	0.1 x 15.25=	1.53 tn
TOTAL		4.58 tn

Nota: Esta tabla muestra el metrado de cargas de las columnas, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.2.4 Metrado de escaleras

Acorde al diseño poseemos un tramo horizontal y otro inclinado.

En el tramo horizontal, se calculó el metrado como si tuviera el comportamiento de una losa maciza de 15cm de espesor.

En el tramo inclinado, se tiene un mayor peso propio resultante que en el tramo horizontal. Carga que se calculó de la siguiente forma:

$$Pp = \varphi(cp/2 + t/cos\alpha)$$

Siendo:

φ = peso específico del concreto (kg) m³

α = ángulo que forma la altura de contrapaso con la horizontal

cp = contrapaso

t = espesor de garganta

Tramo horizontal

Carga Muerta CM (por metro de ancho):

$$P_p = 2.4 \times 0.15 \times 1 = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$P_t = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ tn/m}$$

$$CM = 0.36 + 0.1 = 0.46 \text{ tn/m}$$

Carga Viva CV (por metro de ancho):

$$S/C = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ tn/m}$$

$$CV = 0.2 \text{ tn/m}$$

Tramo inclinado

Carga Muerta CM (por metro de ancho):

$$2.4 \times (0.17/2 + 0.15/\cos(34.22)) = 0.64$$

$$P_p = 0.64 \times 1 = 0.64 \text{ tn/m}$$

$$P_t = 0.1 \times 1 = 0.1$$

$$CM = 0.74 \text{ tn/m}$$

Carga Viva CV (por metro de ancho)

$$CV = 0.2 \text{ tn/m}$$

3.5.3. Análisis sísmico

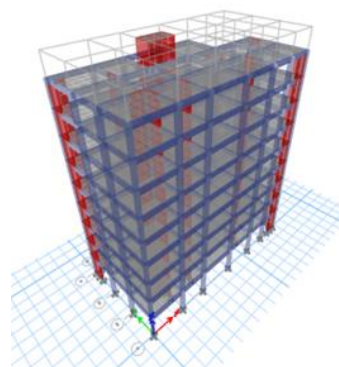
El análisis sísmico es una herramienta importante para el diseño de una estructura sismorresistente. En el análisis estático se aplica una carga equivalente al sismo en la estructura, mientras que en el análisis dinámico modal espectral se consideran las características de la onda sísmica y la respuesta de la estructura en sus modos de vibración. Ambos métodos deben cumplir con los requisitos de la norma E.030 para garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura ante un evento sísmico.

Se realizó el diseño mediante el software ETABS 2018 para realizar el análisis sísmico ya que una de sus funcionalidades es analizar estructuras hiperestáticas con diversos grados de libertad a través un modelo tridimensional.

Se consideraron 3 grados de libertad (dos traslacionales y uno rotacional) por cada piso. El programa requiere ciertos datos como el peso total que soportará la estructura. Posteriormente realiza un metrado de cargas de gravedad para distribuir los pesos en cada nivel. Posterior a este proceso insertamos el espectro del sismo con los parámetros sísmicos que presenta la estructura. Para finalizar el análisis se ejecutó el programa para observar el comportamiento de los elementos estructurales.

Ilustración 1

Modelo tridimensional del edificio



Nota: Esta ilustración muestra el modelado 3D del edificio en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.3.1 Excentricidad accidental

La norma E.030 especifica que debemos considerar una incertidumbre en la posición de los centros de masa por lo que nos plantea una excentricidad accidental perpendicular en cada dirección de análisis del 5%.

Se muestran las excentricidades asumidas por la norma:

Dirección X: $0.05 \times 22.50 = 1.125$ metros

Dirección Y: $0.05 \times 11.50 = 0.575$ metros

Estos son los modos de vibración predominantes en cada dirección.

$T_x = 0.564$ segundos

$T_y = 0.582$ segundos

3.5.3.2 Peso del edificio

El reglamento menciona que debemos calcular el peso de la estructura adicionando un porcentaje de la carga viva a la muerta, que va a variar según la categoría del edificio. La estructura diseñada será destinada a vivienda, perteneciente a la categoría C, por lo tanto, se añadió el 25% de la carga viva.

Azotea: 100% CM + 25% CV

Piso típico: 100% CM + 25% CV

3.5.3.3 Metrado de masas sísmicas

Tabla 14

Masas por piso

Story	UX tonf-s²/m	UY tonf-s²/m
Story10	0.51303	0.51303
PISO9	16.06473	16.06473
PISO8	28.24601	28.24601

PISO7	28.24601	28.24601
PISO6	28.24601	28.24601
PISO5	28.24601	28.24601
PISO4	28.24601	28.24601
PISO3	28.24601	28.24601
PISO2	28.24601	28.24601
PISO1	29.12931	29.12931
TOTAL	243.42914	243.42914

Nota: Esta tabla muestra las masas por piso obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.4. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

A partir del análisis realizado en el programa ETABS obtenemos el peso total de la estructura y el centro de masa de cada nivel.

Tabla 15

Centro de masas ETABS

Story	Diaphragm	Mass tonf- s²/m	Peso tonf	X Mass Center m	Y Mass Center m
PISO10	-	0.51	5.03	-	-
PISO9	D9	16.06	157.54	10.47	5.20
PISO8	D8	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO7	D7	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO6	D6	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO5	D5	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO4	D4	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO3	D3	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO2	D2	28.25	277.00	10.45	5.09
PISO1	D1	29.13	285.66	10.46	5.10

Nota: Esta tabla muestra los centros de masas por piso obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.4.1 Parámetros sísmicos

Zonificación sísmica(Z) = 0.45:

El factor varía según la zona en la cual se ubica la edificación. El edificio está ubicado en la ciudad de Trujillo, zona 4.

Categoría de edificación(U) = 1:

El factor depende del uso o importancia de la edificación. La estructura es un edificio multifamiliar, categoría C.

Factor de amplificación Sísmica(C):

El factor depende del periodo de vibración fundamental de la estructura y de otros factores como:

$$C_T = 2.5 \rightarrow T < T_p$$

$$C_T = 2.5 \frac{T_p}{T} \rightarrow T_p < T < T_L$$

$$C_T = 2.5 \frac{T_p \times T_L}{T^2} \rightarrow T < T_L$$

Los periodos fundamentales tanto en la dirección X como en Y son menores que el coeficiente T_p . Por lo tanto: $C=2.5$

Parámetros del sitio(S2) = 1.05:

El factor está dado por la zonificación y tipo de suelo. El proyecto esta sitiado en la ciudad de Trujillo.

Coficiente básico de Reducción (Ro) = 7:

El factor depende del sistema estructural, se analiza para las direcciones principales (X e Y); se puede ver afectado si la estructura presenta alguna irregularidad.

Irregularidad en altura (Ia) = 1:

Este sistema no presenta irregularidad en altura.

Irregularidad en planta (Ip) = 0.9:

El proyecto presenta irregularidad en planta por esquinas entrantes. Debido al diseño arquitectónico realizado en la primera etapa del proyecto.

Coficiente Reducción $R = R_o * I_a * I_p$

3.5.4.2 Fuerza cortante en la base

Se calculó la fuerza cortante basal estática:

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

El valor de "C/R" no será menor que:

$$C/R \geq 0.11$$

Para T menor o igual a 0.5s..... (K=1)

Para T mayor que 0.5s..... (K= 0.75+0.5T)

3.5.4.3 Resumen de parámetros

Con los datos anteriores realizamos un cálculo manual para comprobar la fuerza cortante en la base calculada y la cortante obtenida por el programa ETABS, con el fin de dar veracidad a los resultados.

Cortante en la base V: calculo manual - V= 447.607ton

Tabla 16

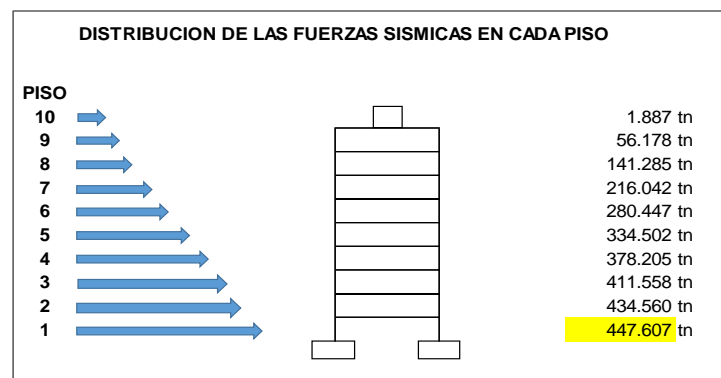
Distribución de la fuerza sísmica en altura: cálculo manual

PISO	P	h	(h) ^k	P*(h) ^k	ai	Fi=α * V
10	5.03	27.10	27.10	136.3	0.00	1.887
9	157.54	24.90	24.90	3,922.8	0.12	54.291
8	277.00	22.20	22.20	6,149.4	0.19	85.107
7	277.00	19.50	19.50	5,401.5	0.17	74.756
6	277.00	16.80	16.80	4,653.6	0.14	64.405
5	277.00	14.10	14.10	3,905.7	0.12	54.055
4	277.00	11.40	11.40	3,157.8	0.10	43.704
3	277.00	8.70	8.70	2,409.9	0.07	33.353
2	277.00	6.00	6.00	1,662.0	0.05	23.002
1	285.66	3.30	3.30	942.7	0.03	13.047
TOTAL	2387.24			32,341.7	1.00	447.607

Nota: Esta tabla muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura calculada manualmente, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 2

Distribución de las fuerzas sísmicas en cada piso



Nota: Esta ilustración muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura por cada piso, por Martínez y Verástegui, 2023.

Fuerza cortante obtenida por el programa ETABS

Sxt: 447.6045 toneladas

Syt: 447.6045 toneladas

Con el análisis estático se obtuvo la fuerza cortante en la base de la estructura. Se procede a realizar un análisis dinámico para calcular la cortante sísmica, cuya magnitud será la fuerza con la que el sismo ataque a la estructura.

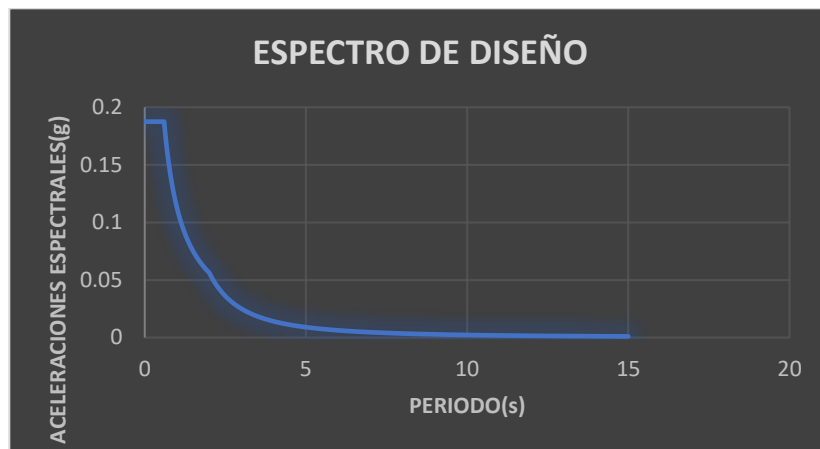
3.5.5. Análisis dinámico – Lineal

El análisis dinámico se realizó mediante una combinación espectral con los parámetros sísmicos resumidos anteriormente. Se empleó la combinación cuadrática (CQC). Para relacionar las pseudoaceleraciones y el periodo se usó la siguiente expresión.

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

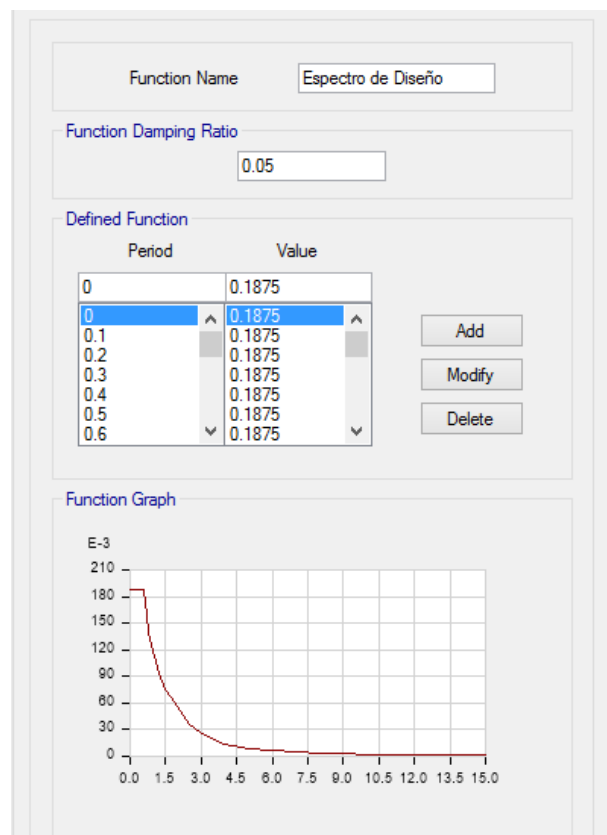
Mostramos la función espectral creada a mano y utilizada en el programa ETABS.

Ilustración 3

Espectro insertado en ETABS

Nota: Esta ilustración muestra el espectro de diseño insertado en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

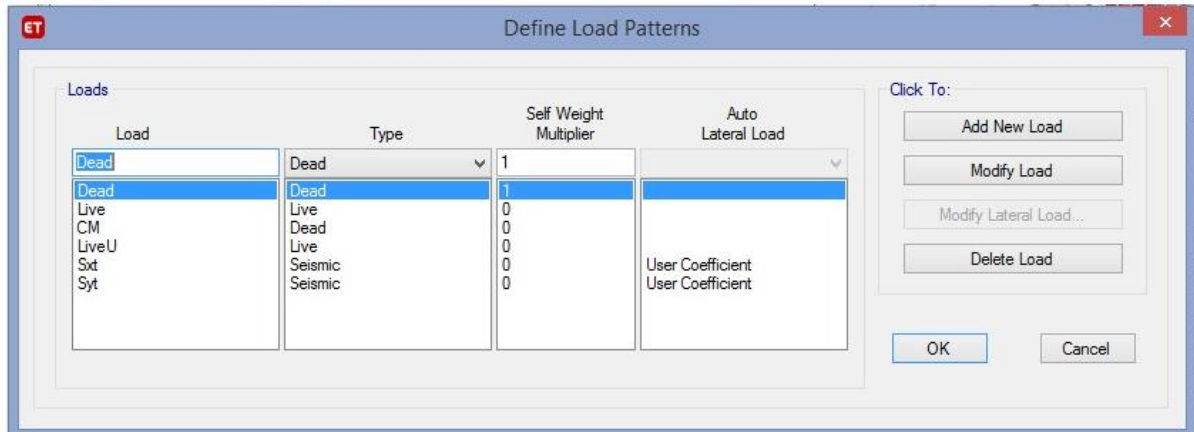
Ilustración 4

Espectro insertado en ETABS

Nota: Esta ilustración muestra el espectro de diseño insertado en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 5

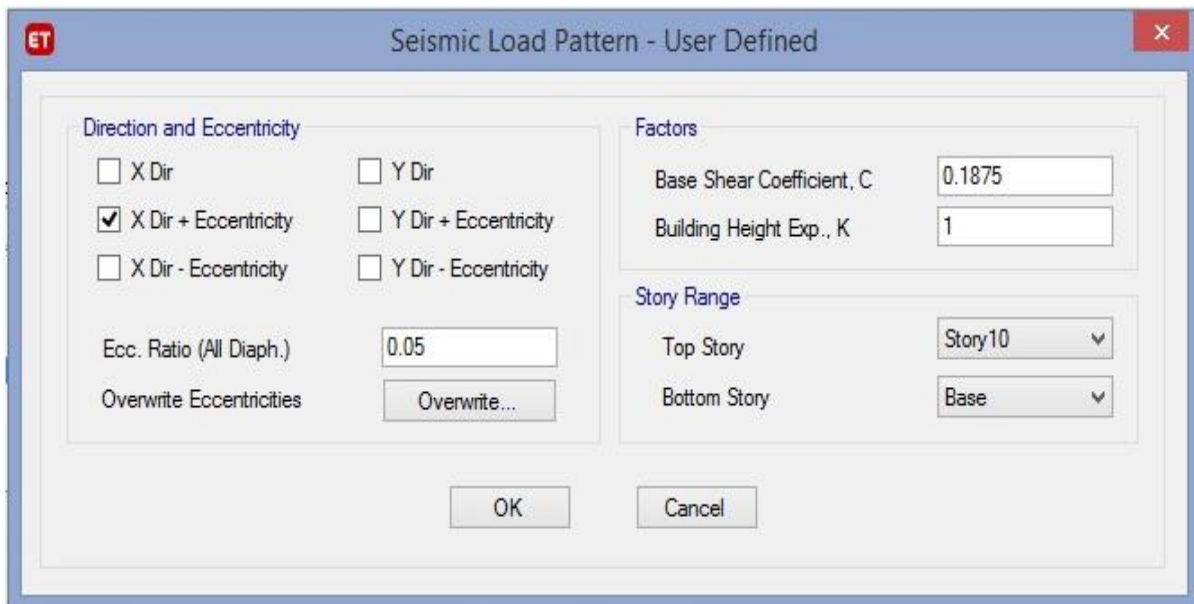
Coefficiente de aceleración de fuerzas sísmicas



Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente de aceleración de fuerzas sísmicas insertado en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 6

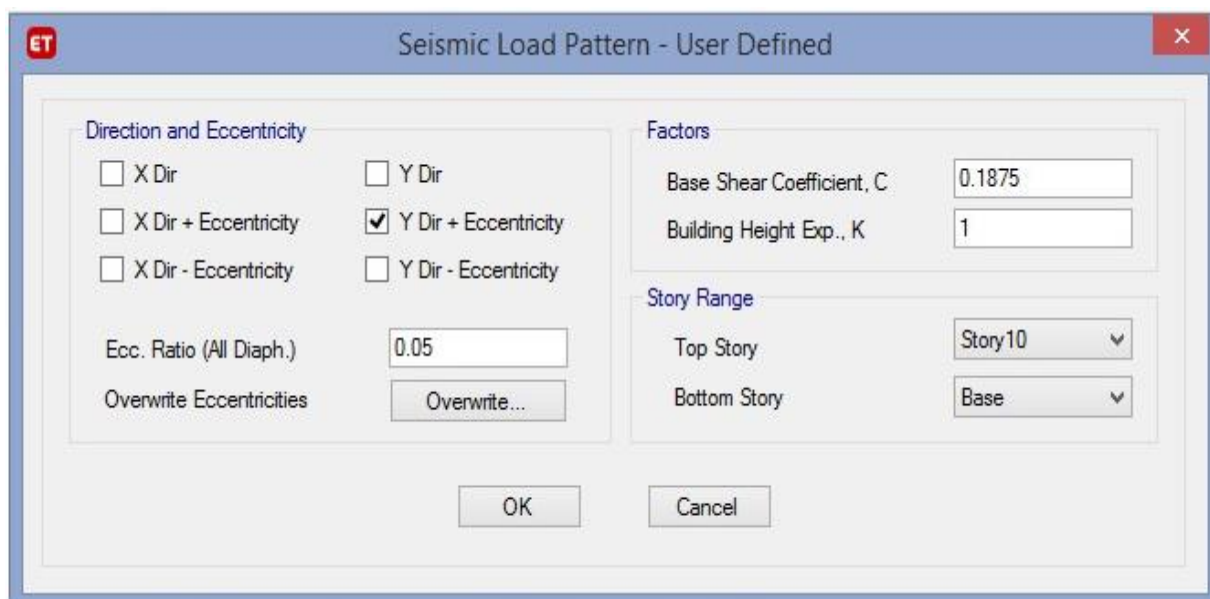
Coefficiente en el eje X



Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente en el eje X insertado en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 7

Coeficiente en el eje Y



Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente en el eje Y insertado en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.6. Fuerza cortante dinámica

Tabla 17

Cuadro de fuerza cortante dinámica

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
Sxt	LinStatic		447.6045	0
Syt	LinStatic		0	447.6045
SXD	LinRespSpec	Max	288.896	118.3715
SYD	LinRespSpec	Max	105.6163	339.419

Nota: Esta tabla muestra el cuadro de fuerza cortante dinámica obtenida en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.6.1 Periodo fundamental de la estructura

La estructura posee nueve niveles, al tener tres grados de libertad nos entregó un total de 27 de modos. El software determinó los periodos y modos de

vibración de la estructura diseñada, de igual forma calculó la masa estructural partiendo de las cargas actuantes.

En la siguiente tabla mostramos los datos de cada uno de los modos de vibración del edificio y su porcentaje de participación en cada dirección.

Tabla 18

Periodo fundamental de la estructura

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.582	0.18470	0.50260
Modal	2	0.564	0.37320	0.25450
Modal	3	0.471	0.21970	0.00050
Modal	4	0.171	0.07740	0.02580
Modal	5	0.162	0.01900	0.11680
Modal	6	0.136	0.03790	0.00060
Modal	7	0.087	0.03360	0.00460
Modal	8	0.079	0.00240	0.04590
Modal	9	0.067	0.01160	0.00030
Modal	10	0.055	0.01720	0.00130
Modal	11	0.049	0.00070	0.02390
Modal	12	0.042	0.00400	0.00002
Modal	13	0.04	0.00880	0.00040
Modal	14	0.035	0.00020	0.01210
Modal	15	0.032	0.00000	0.00030
Modal	16	0.031	0.00450	0.00010
Modal	17	0.03	0.00130	0.00001
Modal	18	0.026	0.00010	0.00590
Modal	19	0.026	0.00200	0.00000
Modal	20	0.024	0.00000	0.00010
Modal	21	0.023	0.00000	0.00000
Modal	22	0.023	0.00080	0.00010
Modal	23	0.023	0.00000	0.00001
Modal	24	0.023	0.00030	0.00002
Modal	25	0.022	0.00002	0.00010
Modal	26	0.022	0.00010	0.00180
Modal	27	0.021	0.00000	0.00010

Nota: Esta tabla muestra el periodo fundamental de la estructura obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

El modo 1 es de traslación en Y, el modo 2 es de traslación en X, el modo 3 es rotación en Z.

3.5.7. Validación estructural

La norma nos pide validar el sistema estructural, de esta manera podremos comprobar el factor de reducción de fuerza sísmica (R) asumido.

Tabla 19

Cálculo de factor de escala en eje X a partir de los datos obtenidos del ETABS

Sxt DIRECCION X	
Vsxt=	447.605
V sxD=	288.896
90%Vsxt	402.844
factor de escala	1.394
VsxD esc	402.844
V dual	223.074
%	55.37

Nota: Esta tabla muestra el cálculo de factor de escala en eje X obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 20

Cálculo del factor de escala en el eje Y a partir de los datos obtenidos del ETABS

Sxt DIRECCION Y	
Vsxt=	447.605
V sxD=	339.419
90%Vsxt	402.844
factor de escala	1.187
VsxD esc	402.844
V dual	265.904
%	66.007

Nota: Esta tabla muestra el cálculo de factor de escala en eje Y obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base la estructura. El factor de reducción R (R=7) asumido cumple lo establecido en la norma peruana E.030.

3.5.7.1 Participación modal

La norma nos dice que debe tener por lo mínimo el 90% de masa participativa. Por lo tanto, si cumple con lo establecido en la norma.

Tabla 21

Porcentaje de participación modal obtenidos del ETABS

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %	
Modal	Acceleration	UX	100	99.93	CUMPLE
Modal	Acceleration	UY	100	99.76	CUMPLE
Modal	Acceleration	UZ	0	0	

Nota: Esta tabla muestra el porcentaje de participación modal obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.7.2 Desplazamientos laterales

El reglamento indica que se deben calcular los desplazamientos laterales multiplicando por 0.75 veces el valor de R para estructuras regulares y 0.85 veces el valor de R para estructuras irregulares, los resultados de los desplazamientos arrojados en el análisis porque estos resultados son del tipo elástico y por ello es necesario hacer este tipo de limitación.

El proyecto presenta un modelo arquitectónico con esquinas entrantes por lo tanto se usará (0.85R). La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007.

Desarrollo:

Para el caso SXD, se considera el 100% del sismo para el eje X y 30% para el eje Y.

Para el caso SYD, se considera el 100% del sismo en el eje Y, y 30 % de fuerza sísmica para X.

Estos casos nos permiten analizar en qué dirección el sismo causa mayor daño a la estructura.

Tabla 22

Desplazamientos laterales, SXD-X

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
P10	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.02296	27.1	0.00092	0.00042	0.002	ok
P9	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.02205	24.9	0.00151	0.00056	0.003	ok
P8	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.02056	22.2	0.00189	0.00070	0.004	ok
P7	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.01870	19.5	0.00230	0.00085	0.005	ok
P6	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.01643	16.8	0.00268	0.00099	0.005	ok
P5	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.01377	14.1	0.00297	0.00110	0.006	ok
P4	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.01082	11.4	0.00312	0.00116	0.006	ok
P3	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.00770	8.7	0.00307	0.00114	0.006	ok
P2	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.00464	6	0.00271	0.00100	0.005	ok
P1	SXD-X	LinRespSpec	Max	0.00193	3.3	0.00193	0.00059	0.003	ok

Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos laterales en el sismo dinámico en X en el eje X obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 23

Desplazamientos laterales, SXD-Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
P10	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.02840	27.1	0.00158	0.00072	0.004	ok
P9	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.02682	24.9	0.00227	0.00084	0.005	ok
P8	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.02457	22.2	0.00264	0.00098	0.005	ok
P7	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.02196	19.5	0.00304	0.00113	0.006	ok
P6	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.01894	16.8	0.00339	0.00125	0.007	ok
P5	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.01557	14.1	0.00362	0.00134	0.007	ok
P4	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.01197	11.4	0.00367	0.00136	0.007	ok
P3	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.00831	8.7	0.00348	0.00129	0.007	ok
P2	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.00483	6	0.00293	0.00108	0.006	ok
P1	SXD-Y	LinRespSpec	Max	0.00190	3.3	0.00190	0.00058	0.003	ok

Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos laterales en el sismo dinámico en X en el eje Y obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 24

Desplazamientos laterales, SYD-X

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
P10	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.01071	27.1	0.00039	0.00018	0.001	ok
P9	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.01032	24.9	0.00071	0.00026	0.001	ok
P8	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00963	22.2	0.00088	0.00033	0.002	ok
P7	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00876	19.5	0.00108	0.00040	0.002	ok
P6	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00770	16.8	0.00126	0.00047	0.002	ok
P5	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00646	14.1	0.00140	0.00052	0.003	ok
P4	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00507	11.4	0.00147	0.00054	0.003	ok
P3	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00361	8.7	0.00144	0.00053	0.003	ok
P2	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00217	6	0.00127	0.00047	0.003	ok
P1	SYD-X	LinRespSpec	Max	0.00090	3.3	0.00090	0.00027	0.001	ok

Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos laterales en el sismo dinámico en Y en el eje X obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 25

Desplazamientos laterales, SYD-Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
P10	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.02840	27.1	0.00158	0.00072	0.004	ok
P9	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.02682	24.9	0.00227	0.00084	0.005	ok
P8	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.02457	22.2	0.00264	0.00098	0.005	ok
P7	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.02196	19.5	0.00304	0.00113	0.006	ok
P6	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.01894	16.8	0.00339	0.00125	0.007	ok
P5	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.01557	14.1	0.00362	0.00134	0.007	ok
P4	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.01197	11.4	0.00367	0.00136	0.007	ok
P3	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.00831	8.7	0.00348	0.00129	0.007	ok
P2	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.00483	6	0.00293	0.00108	0.006	ok
P1	SYD-Y	LinRespSpec	Max	0.00190	3.3	0.00190	0.00058	0.003	ok

Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos laterales en el sismo dinámico en Y en el eje Y obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

La estructura presenta desplazamientos dentro de los permitido en norma. De los resultados afirmamos que los desplazamientos máximos se presentan cuando el sismo ataca al 100% en el eje Y.

3.5.7.3 Cortante mínima

Tabla 26

Cortante mínima en dirección X

Sxt DIRECCION X	
Vsxt=	447.605
V sxD=	288.896
90%Vsxt	402.844
factor de escala	1.394
VsxD esc	402.844

Nota: Esta tabla muestra mínima de la estructura en dirección X, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 27

Cortante mínima en dirección Y

Syt DIRECCION Y	
Vsyt=	447.605
V syD=	339.419
90%Vsyt	402.844
factor de escala	1.187
VsyD esc	402.844

Nota: Esta tabla muestra mínima de la estructura en dirección Y, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.7.4 Análisis de irregularidades

La norma E.030 estipula que toda estructura puede tener irregularidades y estas pueden presentarse en altura (Ia) o planta (Ip). En el artículo 20 de la norma especifican las diversas irregularidades y sus factores a considerar. Por tanto, procedemos a analizar las diversas irregularidades y corroboraremos si están presentes o no a partir de la estructuración que se implementó. (Pérez, 2020, p. 29).

3.5.7.5 Irregularidades en altura – irregularidad de piso blando

La rigidez lateral de cada entrepiso es muy parecida en todos los niveles, asimismo la altura de piso a piso es la misma para todo el edificio y los elementos estructurales son continuos desde la cimentación hasta la azotea, por lo que no habría irregularidad por piso blando. (Pérez, 2020, p. 29).

3.5.7.6 Irregularidad extrema de piso blando

Al no existir irregularidad por piso blando, no habrá irregularidad extrema en la edificación. Irregularidad de masa o peso.

3.5.7.7 Irregularidad de geometría vertical

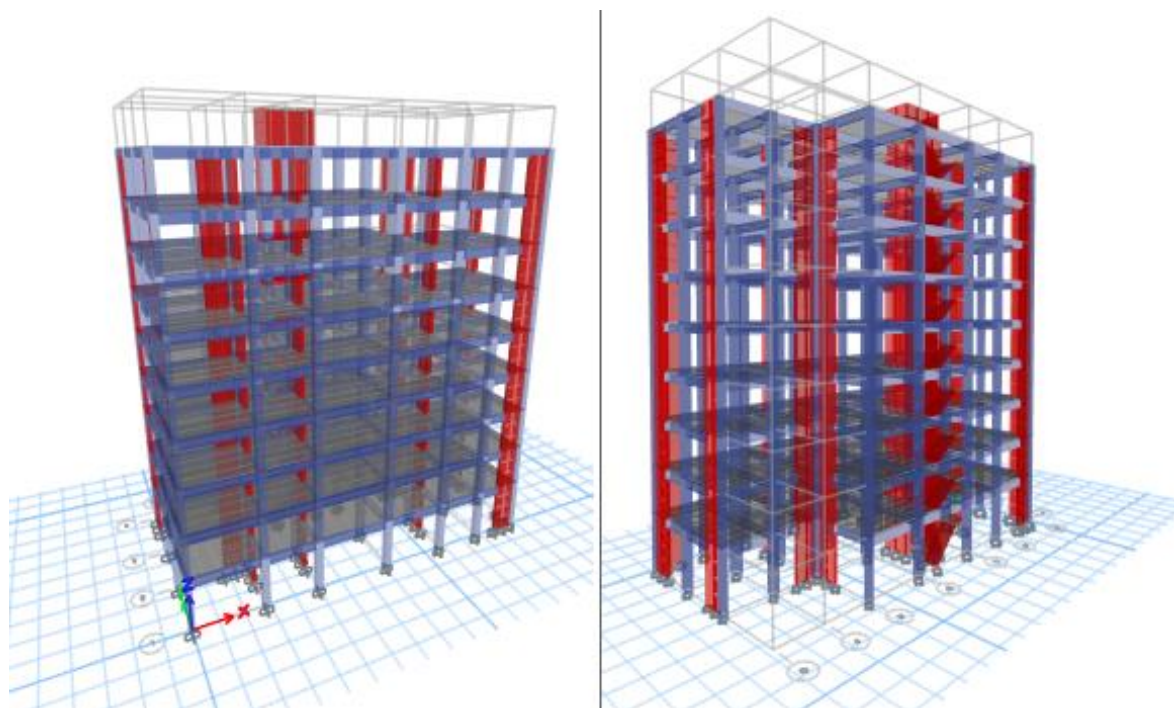
De los planos de arquitectura observamos que las dimensiones de todos los niveles son iguales, por tanto, no se presenta esta irregularidad.

3.5.7.8 Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes

La norma E.030 estipula que se presentará esta irregularidad cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical. En la siguiente imagen se podrá observar la continuidad de todos los elementos sismorresistentes en toda la altura del edificio. (Pérez, 2020, p. 30).

Ilustración 8

Modelado de la estructura



Nota: Esta ilustración muestra el modelado 3D en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

No existe irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes, no habrá irregularidad extrema en la edificación.

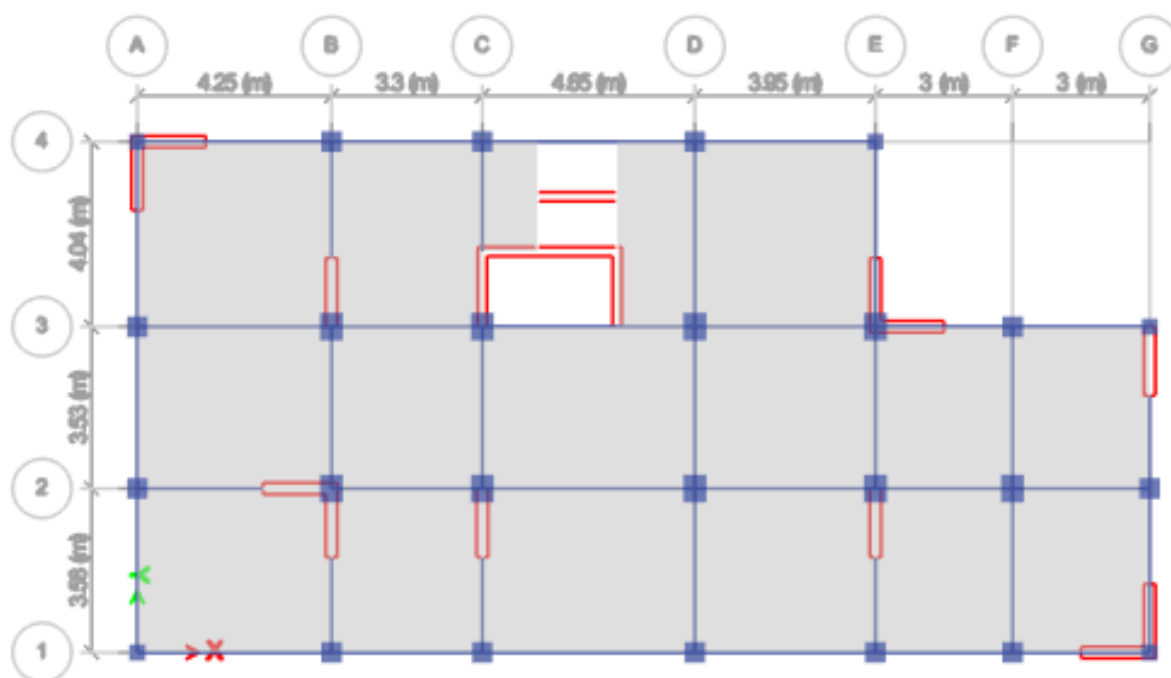
Después de analizar todas las irregularidades comprendidas por la norma E.030, concluimos que el factor de irregularidad por altura “ I_a ” es 1.

3.5.7.9 Irregularidad por esquinas entrantes

La norma E.030 especifica que existirá irregularidad por esquinas entrantes si se tienen esquinas con dimensiones en ambas direcciones mayores al 20% de la dimensión total de la planta.

Para el análisis se consideró un factor de 0.9, la siguiente imagen muestra detalle en planta.

Ilustración 9

Vista en planta del modelado

Nota: Esta ilustración muestra la vista en planta en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.7.10 Discontinuidad del diafragma

La norma E.030 estipula que habrá irregularidad por discontinuidad de diafragma cuando se presenten aberturas abruptas o importantes, incluyendo aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma. En esta estructura, no se presenta ninguna abertura por lo que no se presenta esta irregularidad. (Pérez, 2020, p. 33).

3.5.7.11 Sistemas no paralelos

La norma E.030 estipula que habrá irregularidad por sistemas no paralelos cuando las direcciones de análisis de los elementos resistentes a fuerzas laterales no sean paralelos y no se aplica para pórticos o muros con un ángulo menor a 30°

ni paralelos que resistan menos del 10% de la fuerza cortante. (Pérez, 2020, p. 33).

Posteriormente a analizar las irregularidades por altura y planta concluimos que el factor de irregularidad por altura será 1 y el factor de irregularidad por planta será de 0.9.

3.5.7.12 Junta de separación sísmica

Su función es evitar el contacto de la estructura con edificaciones adyacentes durante un sismo. Por norma debe existir una distancia mínima “s”, que debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes

$$s = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$$

$$s = 0.006 * (27.1) = 0.163 \text{ m} = 163 \text{ mm}$$

H es la altura desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, el nivel de la azotea (27.1 m).

3.5.8. Fundamento de diseño en concreto armado

Se empleó el diseño por resistencia, este método consiste en diseñar para obtener que la resistencia de diseño (ΦR_n) sea mayor o igual que la resistencia requerida (R_u).

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Siendo:

Φ = Factor de reducción de resistencia.

R_n = Resistencia nominal de la sección.

R_u = Resistencia requerida, considerando factores de amplificación de carga.

Para lograrlo, se debe llevar las carga viva, muerta y sísmica a una condición última para que exista una baja probabilidad de ser superada durante la vida de la estructura. Se usaron factores de amplificación, se muestran las diversas combinaciones que se usaron:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Las resistencias nominales (flexión, cortante, axial, torsión) se calculan utilizando relaciones esfuerzo-deformaciones de los materiales.

Aquí se muestran los factores de reducción según el tipo de sollicitación:

Tabla 28

Factores de reducción según el tipo de sollicitación

Sollicitación	Factor de reducción (Φ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión con estribos	0.70

Nota: Esta tabla muestra los factores de reducción según el tipo de sollicitación, por RNE E0.60, 2020, p. 66.

3.5.8.1 Diseño por flexión

Se realizó el diseño por flexión teniendo en cuenta las hipótesis consideradas en la norma E.060:

Las secciones planas permanecen planas a menos que la esbeltez sea muy grande.

No debe existir deslizamiento entre el acero y el concreto, es decir, adherencia.

Es posible determinar los esfuerzos en el acero y en el concreto a través de las relaciones constitutivas que se obtienen a partir de las deformaciones.

Se asume que el concreto falla (alcanza su capacidad de deformación) cuando la deformación en compresión ϵ_{cu} alcanza su valor límite ($\epsilon_{cu} = 0.003$)

Se asume que el diagrama esfuerzo vs deformación del acero es perfectamente elastoplástico.

Se permite reemplazar el diagrama de esfuerzo-deformación del concreto por un bloque equivalente de compresión, siempre que se cumplan las siguientes características:

Remarcando el punto d), se tendrá una falla de tracción.

Se debe cumplir:

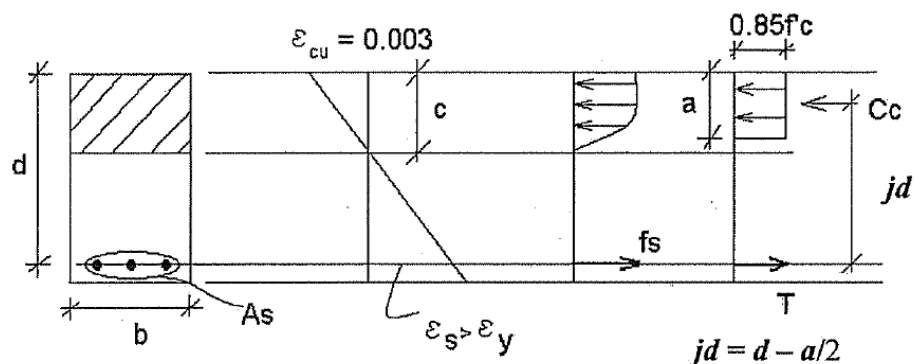
$A_s < A_{sb}$, significa que la cuantía de acero debe ser inferior a la que se origina por una falla balanceada (el concreto alcanza su deformación máxima al mismo tiempo que el acero alcanza su deformación de fluencia).

$\epsilon_s > \epsilon_y$ siendo:

$\epsilon_y = 0.0021$ cuando $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ilustración 10

Bloque de compresiones



Nota: Esta ilustración muestra una sección rectangular que ha alcanzado su resistencia nominal a la flexión, por Pasino, 2015, p. 152.

En este caso, el esfuerzo se distribuye de manera uniforme con un valor de $0.85f'_c$. Esta distribución de esfuerzos comienza en la zona de compresión y se extiende a una distancia de $a = \beta_1 c$.

Siendo:

c = distancia al eje neutro desde el borde de la zona de compresión.

$$\beta_1 = 0.85$$

De manera similar, cuando equilibramos un sistema, hacemos que la fuerza de compresión producida por el bloque sea igual a la fuerza de tracción producida por el acero colocado.

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a, T = A_s \cdot f_y$$

$$C_c = T$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$$

Donde:

f'_c = 210 kg/cm² (resistencia a la compresión).

b = ancho de la sección.

A_s = área de acero colocado.

Si se conoce la profundidad del bloque de compresión (a), se puede calcular la resistencia nominal del elemento estructural.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

Siendo:

d = peralte efectivo de la sección.

Es necesario establecer un criterio para determinar la ubicación del acero de refuerzo en un elemento estructural. A continuación, se presentarán algunas consideraciones y conceptos que son relevantes para el proceso de diseño.

3.5.8.2 Cuantía de refuerzo

Cantidad de acero de refuerzo en tracción (A_s) por área de sección. Para una sección rectangular el área sería $b \times d$.

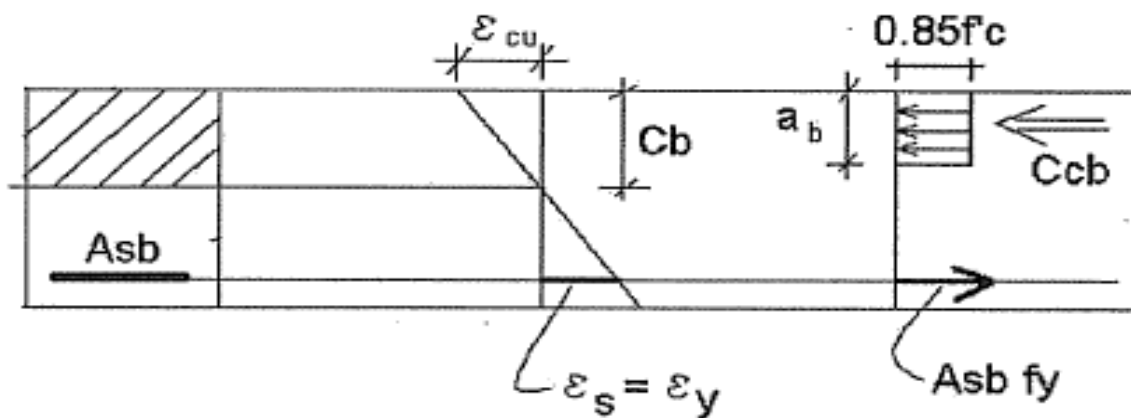
$$\rho = A_s / (b \times d)$$

3.5.8.3 Cuantía de acero balanceado

La cantidad de acero de refuerzo necesaria para alcanzar el agotamiento del concreto y la fluencia del acero de refuerzo ($\epsilon_s = \epsilon_y$, $\epsilon_{cu} = 0.003$) se puede calcular mediante la compatibilidad de la sección de una sección rectangular.

Ilustración 11

Sección rectangular con falla balanceada



Nota: Esta ilustración muestra una sección rectangular con acero en tracción con una falla balanceada, por Pasino, 2015, p. 156.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{E_c \epsilon_{cu}}{E_c \epsilon_{cu} + E_y \epsilon_y}$$

$$c_b = 0.588d \dots\dots\dots(1)$$

De igual modo, empleando la expresión de cuantía y la dimensión del bloque de compresiones mencionados anteriormente:

$$pb = Asb/(bxd) \dots\dots\dots(2)$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3)$$

De la ecuación 1, 2 y 3 obtenemos:

$$pb = \frac{0.85 * B_1 * f'_c}{f_y} \left(\frac{Ecu}{Ecu + Ey} \right)$$

3.5.8.4 Acero máximo en flexión

La norma E.060 establece el valor máximo permitido para la cuantía de acero en una sección, que se puede calcular de la siguiente manera:

$$p_{max} = 0.75pb \text{ o } A_{smax} = 0.75Asb$$

Considerando $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se puede estimar el acero máximo en una sección rectangular:

Tabla 29

Cuantía balanceada para secciones rectangulares

F'_c (kg/cm ²)	Beta 1	Cuantía Balanceada (Pb)
175	0.85	1.77%
210	0.85	2.13%
280	0.85	2.83%
350	0.80	3.33%
420	0.75	3.75%
450	0.73	3.90%

Nota: Esta tabla resume las cuantías balanceadas en secciones rectangulares, por Pasino, 2015, p. 157.

Para obtener los cálculos que se desarrollaron en el capítulo 6, se empleó la otra expresión: $A_s \max = 0.75 \cdot A_s \text{ b} = 0.75 \cdot ((0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a) / f_y)$

3.5.8.5 Acero mínimo en flexión

Cuando el momento en el que la sección comienza a agrietarse es menor que el momento externo que actúa sobre ella, puede ocurrir una falla repentina y frágil. Para evitar este tipo de falla, es necesario colocar una cantidad mínima de acero que asegure una resistencia adecuada. En la norma E.060, en su artículo 10.5.1, se establece que, para seleccionar la cantidad mínima de acero en cualquier sección, se debe garantizar que la resistencia de diseño sea al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

En el artículo 10.5.2, especifica que para determinar el acero mínimo en una sección rectangular y secciones T con compresión en el ala se puede emplear la siguiente expresión:

$$A_s \min = (0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d) / f_y$$

3.5.8.6 Diseño por cortante

El diseño por cortante para elementos aligerados no suele requerir refuerzo de corte o estribos ($V_n = V_c$). Según lo establecido en el artículo 8.11.8 de la Norma E.060, se puede considerar una resistencia a la fuerza cortante un 10% mayor que la resistencia establecida.

$$V_c = 1.10 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Al ser un diseño por resistencia se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Cuando la relación entre la resistencia de corte ϕV_c y la fuerza cortante máxima que puede soportar la sección V_u es menor o igual a uno ($\phi V_c \leq V_u$), se recomienda agregar ensanches corridos o alternados. Si se opta por ensanches alternados, el ancho del alma de la viga típica debe aumentar de 10 cm a 25 cm, mientras que, si se utilizan ensanches corridos, el ancho del alma debe aumentar a 40 cm.

En caso de las vigas para determinar la resistencia al corte del concreto utilizamos la expresión:

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

Cuando se consideran fuerzas axiales en compresión, como en el caso de las columnas, la norma E.060 estipula que se utiliza esta expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (1 + N_u / 140 A_g) * b_w * d$$

3.5.8.7 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión busca crear una curva que represente la capacidad estructural de una sección, lo cual permite describir su resistencia. Para simplificar el análisis y diseño de la sección, se utilizan los diagramas de interacción, que evalúan su comportamiento frente a una fuerza axial y un momento flector con una distribución de acero determinada. La curva de capacidad estructural se logra al variar la posición del eje neutro, lo cual permite asociar un momento flector y una fuerza axial específicos.

Si se busca crear el gráfico de interacción entre resistencias nominales y de diseño, es necesario tener en cuenta los factores de reducción establecidos en la norma E.060. En el caso de columnas con estribos, se deben aplicar los siguientes factores de reducción:

$$\alpha = 0.8 \quad \phi = 0.7$$

Para lograr un diseño adecuado, es fundamental que las cargas aplicadas a las distintas combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama de interacción. Si esto no ocurre, es necesario reforzar la sección hasta cumplir con este objetivo.

3.5.9. Diseño de losas

Las losas se utilizan como elementos estructurales para separar pisos o como techos, y su función es transferir carga hacia las vigas de apoyo. Para diseñar losas aligeradas, se puede utilizar un modelo de vigas en T que presentará las siguientes propiedades:

Las viguetas de losas aligeradas tendrán un espaciamiento de 40 cm. (ancho superior).

Ancho inferior de 10 cm.

Altura total de 20 cm y altura de ala de 5 cm.

Las losas se diseñaron tanto por flexión como por cortante.

3.5.9.1 Diseño de losas aligeradas por flexión

Tabla 30

Resumen de metrado de cargas

Carga muerta	Metrado	Peso total distribuido (Wm)
Peso del aligerado	0.12 t/m	
Piso terminado	0.04 t/m	0.24 t/m
Tabiquería	0.04 t/m	
Acabados	0.04 t/m	
Carga viva	Metrado	Peso total distribuido (Wm)
Sobrecarga	0.08 t/m	0.08 t/m

Nota: Esta tabla resume el metrado de cargas, por Martínez y Verástegui, 2023.

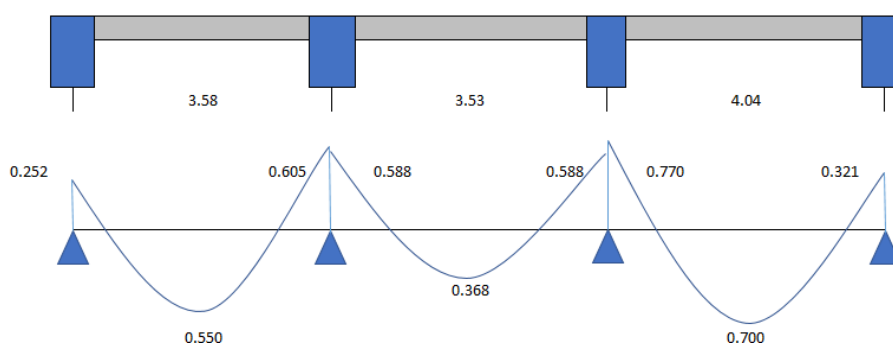
Para carga última:

$$W_u = 1.4 * 0.24 + 1.7 * 0.08 = 0.472 \text{ t/m}$$

Podemos utilizar los coeficientes de ACI para simplificar los cálculos al obtener el diagrama de fuerza cortante y momento flector a partir de las cargas últimas.

Ilustración 12

Diagrama de momento flector (DMF)



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de momento flector obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.9.2 Cálculo del refuerzo requerido por flexión

Se presentan los DMF (diagramas de momento flector) para la combinación de cargas ($U=1.4CM+1.7CV$) según el metrado previo y alternancia de carga viva, con el propósito de obtener los momentos máximos. Se nombra a esta combinación como $Comb1=(1.4CM+1.7CV)$.

Tabla 31

Datos del aligerado

Base pos. (+b)	40 cm
Base neg. (-b)	10 cm
Altura (h)	20 cm
Recubrimiento (d')	3 cm
Peralte efect. (d)	17 cm

Nota: Esta tabla resume el metrado de cargas, por Martínez y Verástegui, 2023

Para los momentos positivos (b=40cm)

Tabla 32

Cálculo de acero en momentos positivos (inferior)

M+ (tn-m)	a (cm)	As (cm ²)	Diámetro	A. asumida	
0.550	0.51	0.87	1/2"	1.27	ok
0.368	0.34	0.58	3/8"	0.71	ok
0.700	0.65	1.11	1/2"	1.27	ok

Nota: Esta tabla muestra el área de acero en los momentos positivos, por Martínez y Verástegui, 2023

Para los momentos negativos (b=10cm)

Tabla 33

Cálculo de acero en momentos negativos (superior)

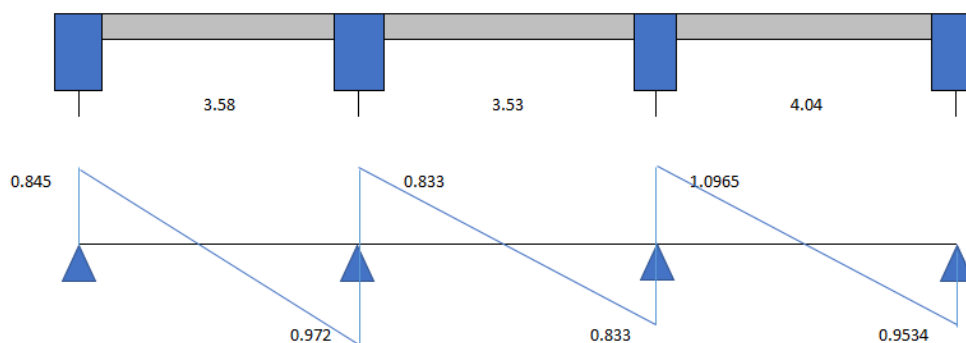
M+ (tn-m)	a (cm)	As (cm ²)	Diámetro	A. asumida	
0.252	0.95	0.40	3/8"	0.71	ok
0.605	2.38	1.01	1/2"	1.27	ok
0.588	2.31	0.98	1/2"	1.27	ok
0.588	2.31	0.98	1/2"	1.27	ok
0.770	3.10	1.32	5/8"	1.99	ok
0.321	1.22	0.52	3/8"	0.71	ok

Nota: Esta tabla muestra el área de acero en los momentos negativos, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.9.3 Diseño de losas aligeradas por cortante

Ilustración 13

Diagrama de fuerzas cortantes (DFC)



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de fuerzas cortantes obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Según la norma E.060 Concreto Armado, el aporte del concreto a la resistencia al corte está dado por la siguiente expresión:

$$V_c = 1.10 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 1.10 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.44 = 1.224 \text{ ton}$$

Analizando el DFC, la mayor fuerza cortante de diseño ($V_u = 1.0965 \text{ ton}$) es menor a la resistencia al corte (ϕV_c) por tanto cumple con la norma y no sería necesario colocar ensanche.

$$V_u = 1.0965 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 1.224 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ Cumple}$$

3.5.9.4 Refuerzo por contracción y temperatura

Según el numeral 9.7.2 de la norma E.060, para evitar problemas de contracción y temperatura en una losa superior de 5cm de espesor, se requiere un refuerzo mínimo de $\rho = 0.25\%$. Esto se traduce en un área de acero mínimo de $1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$, que puede ser cubierta con una barra de acero de diámetro $\phi 1/4'' @ 0.25$, asumiendo un ancho de la losa de 100 cm. Se asume un área de acero de 1.28 cm^2 para cumplir con este requisito.

3.5.9.5 Control de deflexión

De acuerdo con el artículo 9.6.2.6 de la norma E.060, si los pisos o techos se conectan o soportan elementos no estructurales que puedan dañarse con una gran deflexión, se establece una deflexión máxima admisible de $L/480$.

Para el edificio, la máxima luz libre es de 4.04m, por tanto:

$$L/480 = 4040/480 = 8.42\text{mm}$$

Las deflexiones instantáneas y diferidas pueden ser calculadas de acuerdo a lo establecido en la norma E.060, utilizando las deflexiones obtenidas por carga muerta y viva como punto de partida.

3.5.9.6 Control de fisuración

El concreto establece limitaciones para el ancho de fisuras en función de las dimensiones del elemento estructural y las condiciones de exposición. Es importante tener en cuenta estas limitaciones en el diseño y construcción para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura.

La fisuración en el concreto es el resultado de una carga que supera su capacidad resistente a la tracción. Debido a la baja resistencia del concreto a la tracción, es importante controlar el ancho de las grietas que se forman en la flexión de las vigas y losas. En consecuencia, la norma E.060 establece algunos

parámetros para controlar la fisuración, en los cuales el factor Z debe ser menor o igual a 26 KN/mm. A continuación, se detallan los términos que se deben tener en cuenta para comprobar esta expresión.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

Z : Factor de fisuración.

d_c : Recubrimiento.

A_{ct} : Área efectiva del concreto en tracción.

Por tanto:

$$d_c = 30 \text{ mm.}$$

$$A_{ct} = 2 * d_c * b_w = 2 * 30 * 100 = 6000 \text{ mm}^2.$$

$$f_s = 0.6 * F_y = 0.247 \text{ kN/mm}^2.$$

$$Z = 0.247 * \sqrt[3]{30 * 6000} = 13.94 \text{ KN/mm} < 26 \text{ KN/mm}$$

Entonces, se satisface la condición de que la tensión en servicio sea menor a 26 KN/mm, según lo establecido en la norma.

3.5.9.7 Corte de refuerzo longitudinal

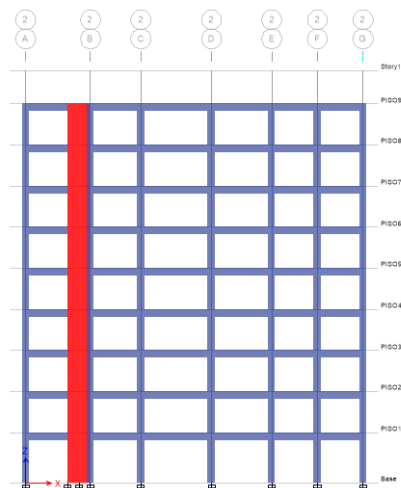
Para lograr un diseño económico y estándar, es necesario cortar las varillas en lugares donde ya no se requiere refuerzo, siempre y cuando se verifique que los esfuerzos se transmitan al concreto por medio de la adherencia. Para esto, es necesario conocer los momentos flectores y determinar los puntos críticos donde se presentan los mayores esfuerzos. La norma E.060 establece en el artículo 12.10.3 que no se debe cortar el refuerzo en un punto donde no sea necesario resistir la flexión, sino que se debe extender como mínimo a la mayor distancia entre "d" o "12db".

3.5.10. Diseño de vigas peraltadas

Presentamos el diseño estructural de la viga V-101 (30x50cm) en el eje X pórtico 2 y viga V-102 (30x45cm) en el eje Y pórtico C.

Ilustración 14

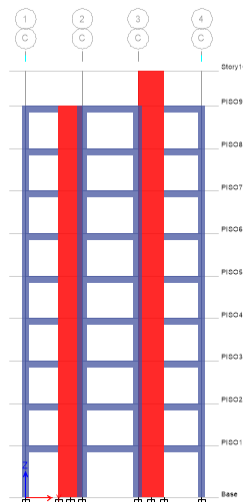
Viga peraltada V-101 (30x50) en X



Nota: Esta ilustración muestra la elevación en el eje de ubicación 2 en el software ETABS, por Martinez y Verástegui, 2023.

Ilustración 15

Viga peraltada V-102 (30x45) en X



Nota: Esta ilustración muestra la elevación en el eje de ubicación C en el software ETABS, por Martinez y Verástegui, 2023.

Se realizará el diseño de la viga V-101 y se tomarán los mismos resultados para la viga V102.

3.5.10.1 Diseño por flexión

Se tomó en cuenta la envolvente de las distintas combinaciones de carga para llevar a cabo el diseño.

Para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal, haremos uso de las ecuaciones empleadas para el diseño por flexión:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \qquad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

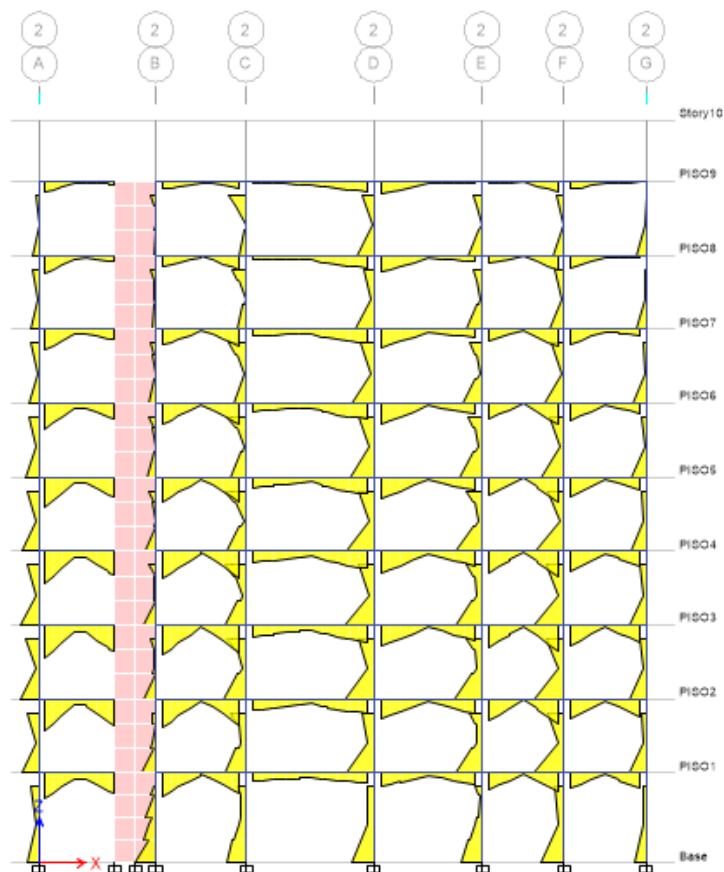
Las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con ciertas exigencias establecidas en la Norma E.060.

Deberán colocarse al menos dos barras de acero tanto en la parte superior como en la inferior de las vigas, las cuales deben tener como mínimo el diámetro de acero requerido por la sección.

La norma E.060 recomienda que el área de refuerzo en tracción sea al menos un tercio del área de refuerzo utilizado para resistir momentos en compresión en las vigas con responsabilidad sísmica.

3.5.10.2 Envolvente de momentos

Ilustración 16

Envolvente máxima de momento en el eje X, pórtico (2-2)

Nota: Esta ilustración muestra las envolventes máximas de momentos en el eje X en el pórtico 2-2 en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Tabla 34

Cálculo de refuerzo negativo

Eje 2	M- (tn-m)	a (cm)	As (cm ²)	Ødiámetro	Area	cantidad	A. asumida
A	9.324	3.43	5.83	5/8"	1.99	3	5.97 ok
B	8.558	3.14	5.34	5/8"	1.99	3	5.97 ok
C	7.607	2.78	4.72	5/8"	1.99	3	5.97 ok
D	5.019	1.81	3.08	5/8"	1.99	2	3.98 ok
E	6.363	2.31	3.93	5/8"	1.99	2	3.98 ok
F	6.803	2.48	4.21	5/8"	1.99	3	5.97 ok
G	5.454	1.97	3.35	5/8"	1.99	2	3.98 ok

Nota: Esta tabla muestra el área de refuerzo negativo, por Martínez y Verástegui, 2023

Tabla 35

Cálculo de refuerzo positivo

Eje 2	M+ (tn-m)	a (cm)	As (cm ²)	Ødiámetro	Area	cantidad	A. asumida	
A-B	2.172	0.78	1.32	5/8"	1.27	2	2.54	ok
B-C	0.900	0.32	0.54	5/8"	1.27	1	1.27	ok
C-D	1.595	0.57	0.97	5/8"	1.27	1	1.27	ok
D-E	0.945	0.34	0.57	5/8"	1.27	1	1.27	ok
E-F	0.431	0.15	0.26	5/8"	1.27	1	1.27	ok
F-G	0.763	0.27	0.46	5/8"	1.27	1	1.27	ok

Nota: Esta tabla muestra el área de refuerzo positivo, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.10.3 Envoltente de esfuerzo cortante

A continuación, se muestra le envoltente de fuerzas cortantes, obtenidas de las combinaciones anteriormente descritas.

Ilustración 17

Envoltente de fuerzas cortantes en el eje X, pórtico (2-2)

Nota: Esta ilustración muestra las envoltentes de fuerzas cortantes en el eje X en el pórtico 2-2 en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.10.4 Diseño por cortante

La capacidad de las vigas para resistir el corte se determina mediante la suma de la contribución del concreto (V_c) y del refuerzo transversal (V_s), también conocido como estribos.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Diseñando para el máximo valor de $V_u = 8.7637$ tn, se tiene:

El aporte del concreto V_c , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 44 = 10138.17 \text{ kg}$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte V_s , viene dada por:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$\phi = 0.75$$

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la norma E.060) de tal modo que si:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f_c} * b_w * d, \text{ entonces } S \leq d/2$$

Entonces se tiene que:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 44 = 21041.48$$

Entonces:

$$S \leq \frac{44}{2} = 22 \approx 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{20} = 13120.80 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u \leq 0.75 * (10138.17 + 13120.80) = 17444.23 \text{ kg}$$

$$V_u = 8763.7 \text{ kg} \leq \phi V_n = 17444.23 \text{ kg} \dots \text{ OK}$$

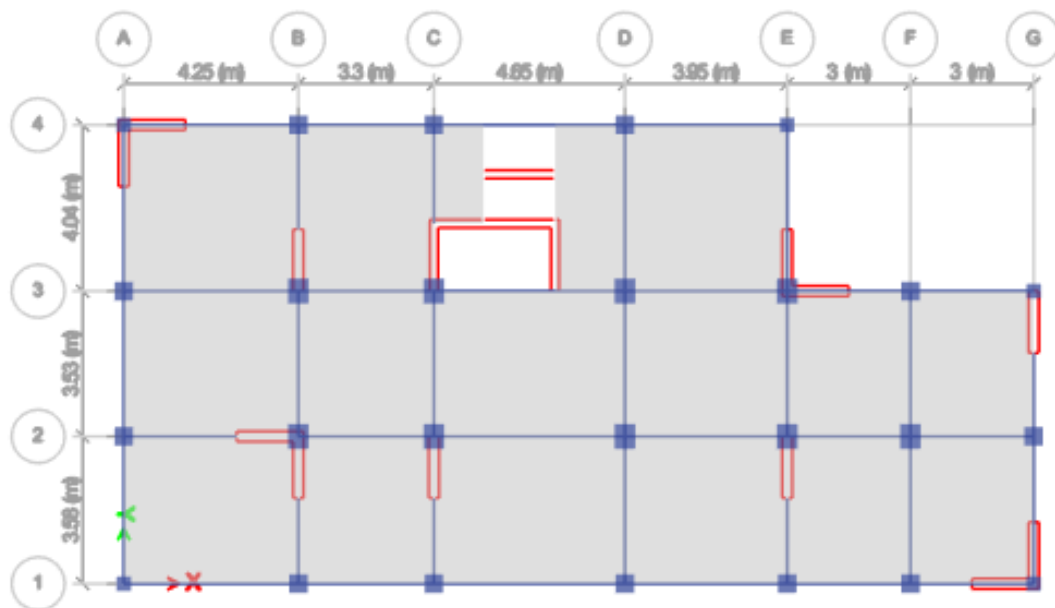
Se emplearán estribos con un diámetro de 3/8" y una distancia máxima entre ellos de 20 cm, acorde a la norma tenemos la disposición de estribos siguiente: 1@0.05m, 10@0.10m, resto@0.20m.

3.5.11. Diseño de columnas

Las columnas soportan principalmente fuerzas axiales, tanto de compresión como de tracción. Para su diseño, se deben considerar los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores. Cuando se combinan estos dos últimos efectos, se les llama flexo-compresión, y el diseño es similar al diseño por flexión. Una forma de distinguir el comportamiento de una columna de una viga es calculando la carga axial que puede soportar. Si la carga es menor que 0.1 veces el área bruta de la sección multiplicada por la resistencia del concreto (f'_c), entonces la columna debe diseñarse por flexión. Si es mayor, entonces se diseñará por flexo-compresión.

Se diseñó como ejemplo la columna central C- 14 (0.50x0.60m) ubicada en eje 2-D del primer piso.

Ilustración 18

Vista en planta del modelado

Nota: Esta ilustración muestra la vista en planta del diseño en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.11.1 Diseño por flexo-compresión

Para diseñar una estructura, es necesario considerar las diferentes combinaciones de carga que se puedan presentar. Para ello, se arma una sección tentativa y se grafica su diagrama de interacción, de modo que todas las combinaciones de momentos flectores (M_u) y cargas axiales (P_u) queden dentro del diagrama. De esta manera, se asegura que la estructura pueda soportar las cargas esperadas sin comprometer su seguridad.

En un primer momento se estima una cantidad de acero de refuerzo aproximada del 1% del área bruta de la sección. Con esta cantidad, se procede a distribuir el refuerzo vertical en las secciones críticas, teniendo en cuenta la dirección del momento mayor que actúa en la sección.

Según el ACI, para cuantificar la cuantía máxima tenemos que tener en cuenta la facilidad de armado de refuerzo en obra y el vaciado del concreto.

El área de refuerzo se debe encontrar entre los siguientes valores:

Según reglamento RNE (E.060).

$$0.01A_b < A_s < 0.06A_b$$

Según ACI.

$$0.01A_b < A_s < 0.08A_b$$

Donde:

A_b = Área bruta de la sección de la columna.

A_s = Área de acero asumida o de tanteo.

Cabe destacar que los valores de 6% y 8% para la máxima cuantía se basa en evitar la congestión de acero en la sección transversal, siendo crítico en secciones donde se realizan traslapes.

La cuantía mínima 1% es debido al flujo plástico que experimenta el concreto a compresión bajo cargas sometidas a lo largo del tiempo.

Para un refuerzo de $14 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4'' = 14 \times 2.87 = 40.18 \text{ cm}^2$.

$$A_b = 50 \times 60 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 40.18 \text{ cm}^2 = 1.7\% A_b$$

$$30.00 < 40.18 < 180.00$$

Se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones, juntamente con los resultados de la combinación de cargas últimas.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \text{ } +/- \text{ } CS$$

$$0.9CM \text{ } +/- \text{ } CS$$

Tabla 36

Combinaciones de cargas últimas

Story	Column	Unique Name	Combo	Station m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PISO1	C22	198	Comb1-1	0	189.0305	0.0195	0.2899
PISO1	C22	198	Comb1-1	1.4	187.6193	-0.2221	-0.1352
PISO1	C22	198	Comb1-1	2.8	186.2081	-0.4636	-0.5602
PISO1	C22	198	Comb1-2	0	189.0305	0.0195	0.2899
PISO1	C22	198	Comb1-2	1.4	187.6193	-0.2221	-0.1352
PISO1	C22	198	Comb1-2	2.8	186.2081	-0.4636	-0.5602
PISO1	C22	198	Comb2-1	0	157.2774	3.5616	8.1537
PISO1	C22	198	Comb2-1	1.4	156.0174	-1.7392	-2.838
PISO1	C22	198	Comb2-1	2.8	154.7574	-0.8859	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb2-2	0	157.2774	-3.5313	8.1537
PISO1	C22	198	Comb2-2	1.4	156.0174	1.356	-2.838
PISO1	C22	198	Comb2-2	2.8	154.7574	0.0892	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb2-3	0	157.2774	3.5616	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb2-3	1.4	156.0174	-1.7392	2.6064
PISO1	C22	198	Comb2-3	2.8	154.7574	-0.8859	1.9855
PISO1	C22	198	Comb2-4	0	157.2774	-3.5313	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb2-4	1.4	156.0174	1.356	2.6064
PISO1	C22	198	Comb2-4	2.8	154.7574	0.0892	1.9855
PISO1	C22	198	Comb2-5	0	168.8941	3.5616	8.1537
PISO1	C22	198	Comb2-5	1.4	167.6341	-1.7392	-2.838
PISO1	C22	198	Comb2-5	2.8	166.3741	-0.8859	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb2-6	0	168.8941	-3.5313	8.1537
PISO1	C22	198	Comb2-6	1.4	167.6341	1.356	-2.838
PISO1	C22	198	Comb2-6	2.8	166.3741	0.0892	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb2-7	0	168.8941	3.5616	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb2-7	1.4	167.6341	-1.7392	2.6064
PISO1	C22	198	Comb2-7	2.8	166.3741	-0.8859	1.9855
PISO1	C22	198	Comb2-8	0	168.8941	-3.5313	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb2-8	1.4	167.6341	1.356	2.6064
PISO1	C22	198	Comb2-8	2.8	166.3741	0.0892	1.9855
PISO1	C22	198	Comb3-1	0	157.2774	3.5616	8.1537
PISO1	C22	198	Comb3-1	1.4	156.0174	-1.7392	-2.838
PISO1	C22	198	Comb3-1	2.8	154.7574	-0.8859	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb3-2	0	157.2774	-3.5313	8.1537
PISO1	C22	198	Comb3-2	1.4	156.0174	1.356	-2.838
PISO1	C22	198	Comb3-2	2.8	154.7574	0.0892	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb3-3	0	157.2774	3.5616	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb3-3	1.4	156.0174	-1.7392	2.6064
PISO1	C22	198	Comb3-3	2.8	154.7574	-0.8859	1.9855
PISO1	C22	198	Comb3-4	0	157.2774	-3.5313	-7.6561

PISO1	C22	198	Comb3-4	1.4	156.0174	1.356	2.6064
PISO1	C22	198	Comb3-4	2.8	154.7574	0.0892	1.9855
PISO1	C22	198	Comb3-5	0	168.8941	3.5616	8.1537
PISO1	C22	198	Comb3-5	1.4	167.6341	-1.7392	-2.838
PISO1	C22	198	Comb3-5	2.8	166.3741	-0.8859	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb3-6	0	168.8941	-3.5313	8.1537
PISO1	C22	198	Comb3-6	1.4	167.6341	1.356	-2.838
PISO1	C22	198	Comb3-6	2.8	166.3741	0.0892	-2.9461
PISO1	C22	198	Comb3-7	0	168.8941	3.5616	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb3-7	1.4	167.6341	-1.7392	2.6064
PISO1	C22	198	Comb3-7	2.8	166.3741	-0.8859	1.9855
PISO1	C22	198	Comb3-8	0	168.8941	-3.5313	-7.6561
PISO1	C22	198	Comb3-8	1.4	167.6341	1.356	2.6064
PISO1	C22	198	Comb3-8	2.8	166.3741	0.0892	1.9855
PISO1	C22	198	Comb4-1	0	163.0857	0.0152	0.2488
PISO1	C22	198	Comb4-1	1.4	161.8257	-0.1916	-0.1158
PISO1	C22	198	Comb4-1	2.8	160.5657	-0.3984	-0.4803
PISO1	C22	198	Comb4-2	0	163.0857	0.0152	0.2488
PISO1	C22	198	Comb4-2	1.4	161.8257	-0.1916	-0.1158
PISO1	C22	198	Comb4-2	2.8	160.5657	-0.3984	-0.4803
PISO1	C22	198	Comb5-1	0	163.0857	0.0152	0.2488
PISO1	C22	198	Comb5-1	1.4	161.8257	-0.1916	-0.1158
PISO1	C22	198	Comb5-1	2.8	160.5657	-0.3984	-0.4803
PISO1	C22	198	Comb5-2	0	163.0857	0.0152	0.2488
PISO1	C22	198	Comb5-2	1.4	161.8257	-0.1916	-0.1158
PISO1	C22	198	Comb5-2	2.8	160.5657	-0.3984	-0.4803
PISO1	C22	198	Comb6-1	0	92.49	3.5499	8.0504
PISO1	C22	198	Comb6-1	1.4	91.5828	-1.6631	-2.789
PISO1	C22	198	Comb6-1	2.8	90.6756	-0.722	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb6-2	0	92.49	-3.543	8.0504
PISO1	C22	198	Comb6-2	1.4	91.5828	1.4321	-2.789
PISO1	C22	198	Comb6-2	2.8	90.6756	0.2531	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb6-3	0	92.49	3.5499	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb6-3	1.4	91.5828	-1.6631	2.6554
PISO1	C22	198	Comb6-3	2.8	90.6756	-0.722	2.1868
PISO1	C22	198	Comb6-4	0	92.49	-3.543	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb6-4	1.4	91.5828	1.4321	2.6554
PISO1	C22	198	Comb6-4	2.8	90.6756	0.2531	2.1868
PISO1	C22	198	Comb6-5	0	104.1068	3.5499	8.0504
PISO1	C22	198	Comb6-5	1.4	103.1996	-1.6631	-2.789
PISO1	C22	198	Comb6-5	2.8	102.2924	-0.722	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb6-6	0	104.1068	-3.543	8.0504
PISO1	C22	198	Comb6-6	1.4	103.1996	1.4321	-2.789
PISO1	C22	198	Comb6-6	2.8	102.2924	0.2531	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb6-7	0	104.1068	3.5499	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb6-7	1.4	103.1996	-1.6631	2.6554

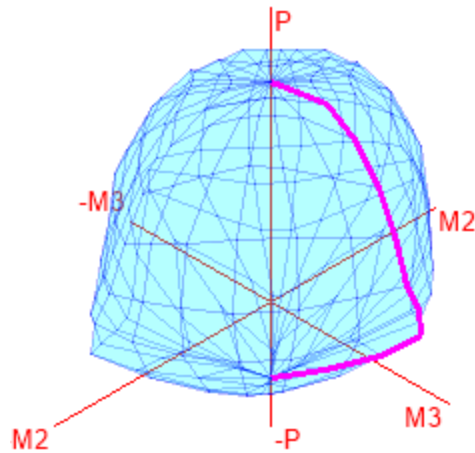
PISO1	C22	198	Comb6-7	2.8	102.2924	-0.722	2.1868
PISO1	C22	198	Comb6-8	0	104.1068	-3.543	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb6-8	1.4	103.1996	1.4321	2.6554
PISO1	C22	198	Comb6-8	2.8	102.2924	0.2531	2.1868
PISO1	C22	198	Comb7-1	0	92.49	3.5499	8.0504
PISO1	C22	198	Comb7-1	1.4	91.5828	-1.6631	-2.789
PISO1	C22	198	Comb7-1	2.8	90.6756	-0.722	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb7-2	0	92.49	-3.543	8.0504
PISO1	C22	198	Comb7-2	1.4	91.5828	1.4321	-2.789
PISO1	C22	198	Comb7-2	2.8	90.6756	0.2531	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb7-3	0	92.49	3.5499	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb7-3	1.4	91.5828	-1.6631	2.6554
PISO1	C22	198	Comb7-3	2.8	90.6756	-0.722	2.1868
PISO1	C22	198	Comb7-4	0	92.49	-3.543	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb7-4	1.4	91.5828	1.4321	2.6554
PISO1	C22	198	Comb7-4	2.8	90.6756	0.2531	2.1868
PISO1	C22	198	Comb7-5	0	104.1068	3.5499	8.0504
PISO1	C22	198	Comb7-5	1.4	103.1996	-1.6631	-2.789
PISO1	C22	198	Comb7-5	2.8	102.2924	-0.722	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb7-6	0	104.1068	-3.543	8.0504
PISO1	C22	198	Comb7-6	1.4	103.1996	1.4321	-2.789
PISO1	C22	198	Comb7-6	2.8	102.2924	0.2531	-2.7448
PISO1	C22	198	Comb7-7	0	104.1068	3.5499	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb7-7	1.4	103.1996	-1.6631	2.6554
PISO1	C22	198	Comb7-7	2.8	102.2924	-0.722	2.1868
PISO1	C22	198	Comb7-8	0	104.1068	-3.543	-7.7595
PISO1	C22	198	Comb7-8	1.4	103.1996	1.4321	2.6554
PISO1	C22	198	Comb7-8	2.8	102.2924	0.2531	2.1868
PISO1	C22	198	Comb8-1	0	98.2984	0.0035	0.1454
PISO1	C22	198	Comb8-1	1.4	97.3912	-0.1155	-0.0668
PISO1	C22	198	Comb8-1	2.8	96.484	-0.2345	-0.279
PISO1	C22	198	Comb9-1	0	98.2984	0.0035	0.1454
PISO1	C22	198	Comb9-1	1.4	97.3912	-0.1155	-0.0668
PISO1	C22	198	Comb9-1	2.8	96.484	-0.2345	-0.279

Nota: Esta tabla muestra las combinaciones de cargas últimas obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Se muestran los diagramas de interacciones en el eje X e Y debido a cargas del primer piso.

Ilustración 19

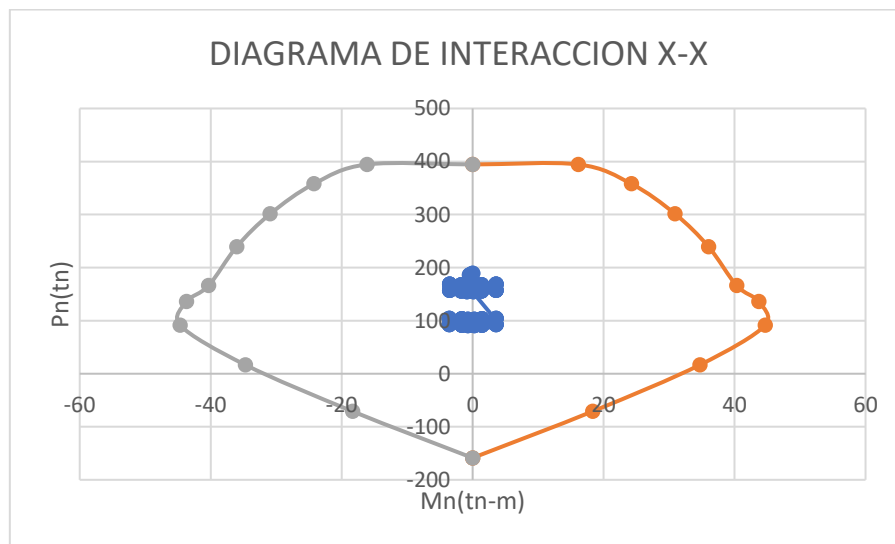
Diagrama de interacción en el eje X y Y debido a cargas del primer piso



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción en el eje X y Y debido a cargas del primer piso obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

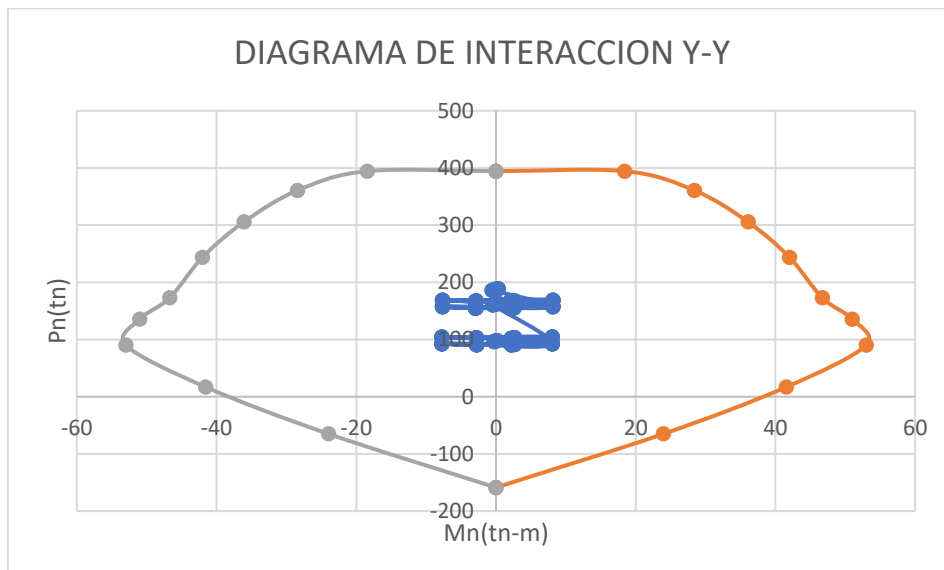
Ilustración 20

Diagrama de interacción columnas X-X



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción de columnas en el eje X-X obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 21

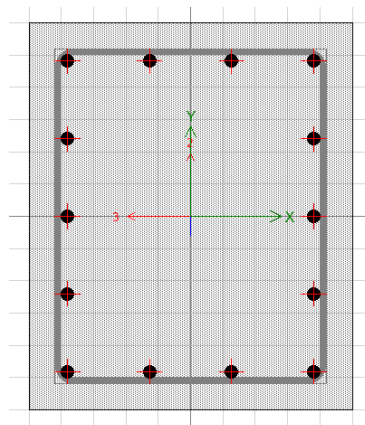
Diagrama de interacción columnas Y-Y

Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción de columnas en el eje Y-Y obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Se puede observar que las dimensiones empleadas cumplen con los requisitos para soportar las diferentes cargas que pueda experimentar la columna.

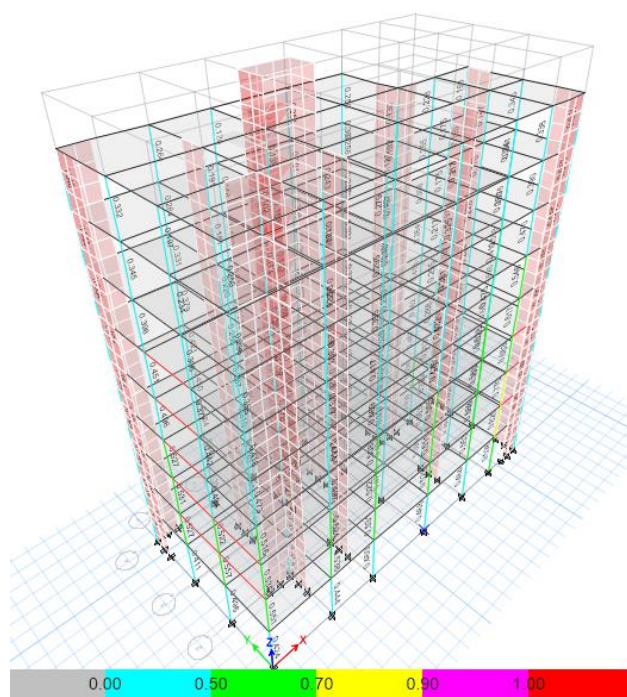
Distribución de aceros de la columna central

Ilustración 22

Sección de la columna central

Nota: Esta ilustración muestra la sección de la columna central, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 23

Diseño de columnas en ETABS

Nota: Esta ilustración muestra el diseño de las columnas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.11.2 Diseño por fuerza cortante

La norma E.060, numeral 21.4.3, indica que se debe seguir el mismo criterio de buscar la falla por flexión en lugar de corte de los elementos en flexocompresión. Además, señala que la fuerza cortante de diseño V_u de las columnas que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que el menor valor obtenido de la suma del cortante y el cortante máximo.

La expresión se utiliza para calcular la suma del cortante que se produce debido al desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en los extremos de la luz libre, que están asociados con la fuerza axial P_u y que resultan en el mayor momento nominal posible. La expresión utilizada es la siguiente:

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{h_n}$$

$$V_u = \frac{8.1537 + 7.7595}{2.2} = 7.23 \text{ tn}$$

Se obtuvieron los valores del cortante máximo de 3.9632 tn mediante las combinaciones de carga de diseño del numeral 9.2.3, multiplicados por un factor de amplificación de $C=2.5$ para los valores de sismo.

Tabla 37

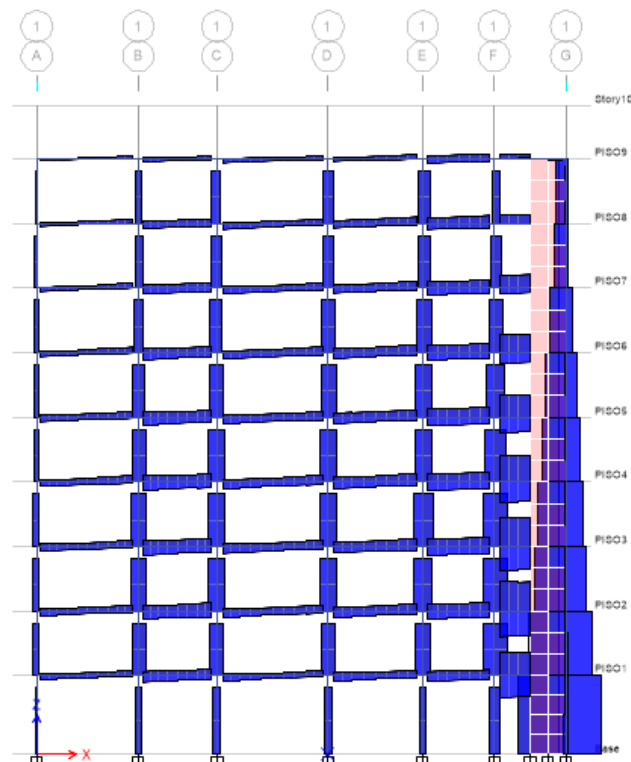
Fuerza cortante obtenida del Etabs

Column	UniqueName	Combo	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
C22	198	Comb2-8	1.4	-167.6341	3.9632	1.5785
C22	198	Comb2-8	2.8	-166.3741	3.9632	1.5785

Nota: Esta tabla muestra la fuerza cortante obtenida en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 24

Diagrama de fuerzas cortantes vista lateral X-X (eje 1)



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de fuerzas cortantes obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Por lo tanto, tomamos el mayor valor calculado de la suma del cortante y del cortante máximo, finalmente $V_u=7.23\text{tn}$

El numeral 11.5.7.9 de la norma E.060 establece un límite máximo para la contribución de los estribos en la resistencia en corte de una sección, y esta limitación se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$V_s \leq 0.66 * \sqrt{f_c} * b * d \qquad V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s \leq 0.66 * \sqrt{210} * 50 * 54 = 25823.63 = 25.82\text{tn}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 54 = 20737.16 = 20.74\text{tn}$$

$$V_u \text{ max} = \phi(V_c + V_s) ; \phi=0.85$$

$$V_u \text{ max} = 39.58 \text{ tn}$$

$$V_u < V_u \text{ max} \dots \text{OK}$$

Si V_u excede de $V_u \text{ max}$, será necesario incrementar la resistencia del concreto f'_c o cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes que se inicie la fluencia de los estribos.

Finalmente: $V_u < V_u \text{ max}$, por lo tanto, no es necesario incrementar la resistencia o cambiar las dimensiones de la columna.

$$V_u < V_u \text{ max}$$

$$V_u = 7.23 \text{ tn} < V_u \text{ max} = 39.58 \text{ tn} \dots \text{ok}$$

La Norma E.060, en su numeral 11.3.1.2, proporciona la siguiente ecuación para calcular la contribución del concreto V_c en elementos que están sometidos a compresión axial (N_u):

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{189030}{140 * (50 * 60)} \right) * 50 * 54 = 30070.36$$

$$V_c = 30.07 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 30.07 = 25.56 \text{ tn}$$

$$V_u = 7.23 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_c \dots \text{OK}$$

Dado que nuestro valor de cortante de diseño (V_u) es menor que ϕV_c , es suficiente colocar la cantidad mínima de estribos. Además, el artículo 21.4.5. de la norma proporciona ciertas pautas a tener en cuenta al distribuir y espaciar el refuerzo.

3.5.11.3 Distribución de refuerzo y espaciamiento

De acuerdo con lo estipulado en el artículo 21.4.5 de la norma E.060, el menor espaciamiento permitido en la zona de confinamiento es determinado por:

$$8\phi_{3/4} = 8 * 19.1 = 152.80 \text{ mm} = 15.28 \text{ cm.}$$

Mitad de la menor dimensión de la columna: 25cm.

Recomendado por norma: 10cm.

Por lo tanto, $S_o = 10 \text{ cm.}$

Longitud de la zona de confinamiento, debe ser el mayor de:

$$L_n/6 = 220/6 = 36.67 \text{ cm.}$$

Mayor dimensión de la columna: 60cm.

Recomendado por norma: 50cm.

Se empleará 60 cm de longitud de confinamiento.

Zona central.

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento debe ser no mayor a $d/2$ por lo estipulado en el artículo 11.5.5.1 de la norma E.060.

$$d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos en la zona central cada 25 cm.

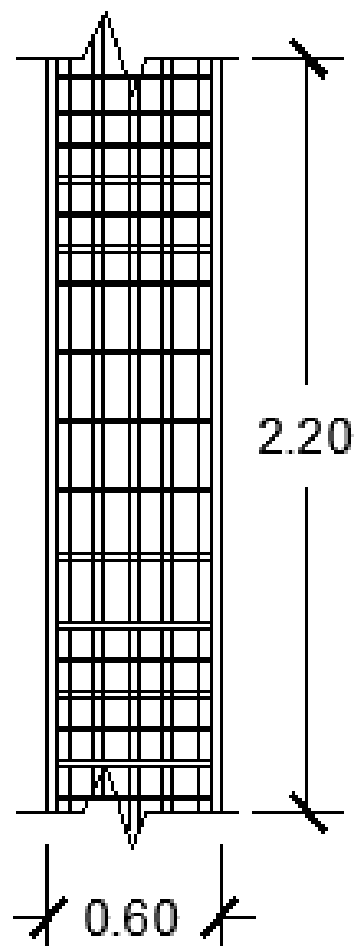
El primer estribo se colocará a: $S=5\text{cm}$.

La distribución final de los estribos se define de la siguiente manera:

$$3/8'' \text{ } 1@0.05\text{m}, 5@0.10\text{m}, \text{ } rto@0.25\text{m}.$$

Ilustración 25

Distribución final de los estribos



Nota: Esta ilustración muestra la distribución final de los estribos, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.12. Diseño de placas

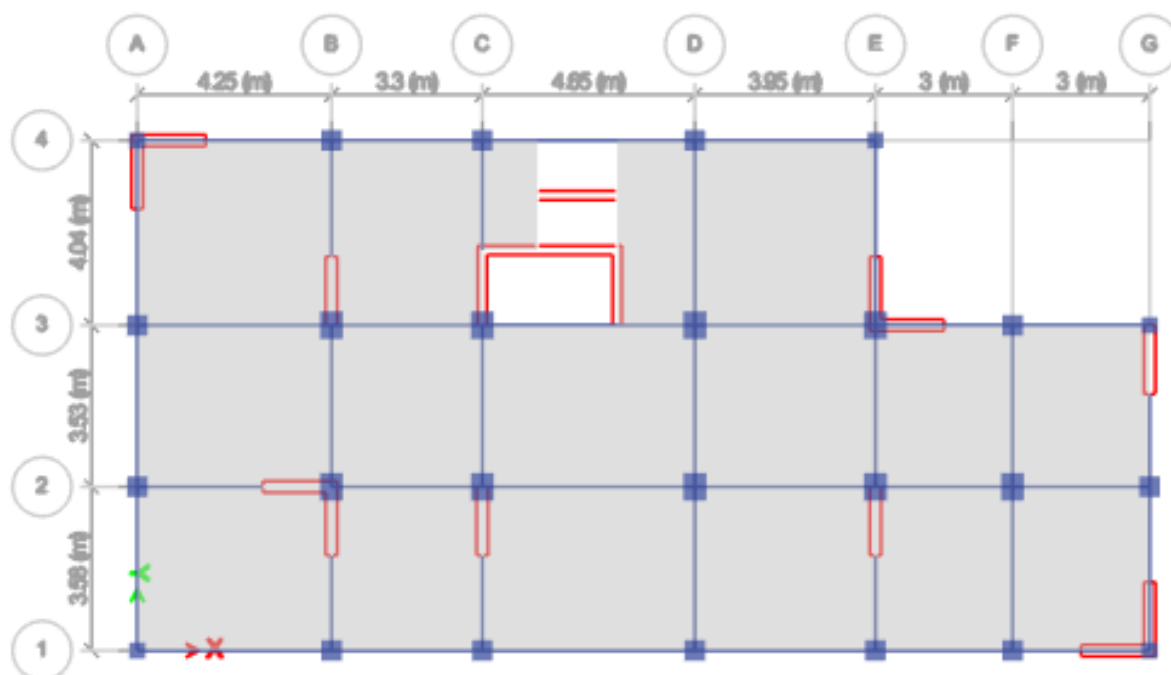
Se refieren a los elementos estructurales que soportan tanto cargas axiales como cargas laterales sísmicas. El proceso de diseño es similar al utilizado para las columnas, aunque se debe tener en cuenta que, debido a su alta rigidez lateral, estas piezas son capaces de absorber grandes momentos y cortantes generados por las fuerzas sísmicas.

El diseño de muros o placas estructurales seguirá las regulaciones específicas para elementos sismorresistentes descritas en el capítulo 21 de la Norma E.060, en particular el numeral 21.9 que se refiere a Muros Estructurales de Concreto Reforzado.

Se diseñó como ejemplo el M1 del eje E (tramo:1-2), $e=0.25\text{m}$.

Ilustración 26

Vista en planta del modelado



Nota: Esta ilustración muestra la vista en planta en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.12.1 Diseño por flexo-compresión

El refuerzo vertical será dispuesto a lo largo de toda la longitud del muro.

Se verificó que las combinaciones de cargas y momentos flectores últimos obtenidas del análisis estructural no excedan la resistencia de la sección, es decir, que se encuentren dentro del diagrama de interacción.

La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002

La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.001

La cuantía de refuerzo no será menor que 1.%Acw ni mayor que 6%Acw.

Para un refuerzo de $24\phi 5/8" = 24 \times 1.98 = 47.52 \text{ cm}^2$.

$$1\%Acw < A_s < 6\%Acw$$

Las dimensiones de la placa de diseño son:

$$Acw = 25 \times 150 = 3750 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$37.5 < 47.52 < 225$$

Por lo tanto:

$$A_s = 47.52 \text{ cm}^2 = 1.27\%$$

Se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones, juntamente con los resultados de la combinación de cargas últimas.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) +/ - CS$$

$$0.9CM +/ - CS$$

Tabla 38

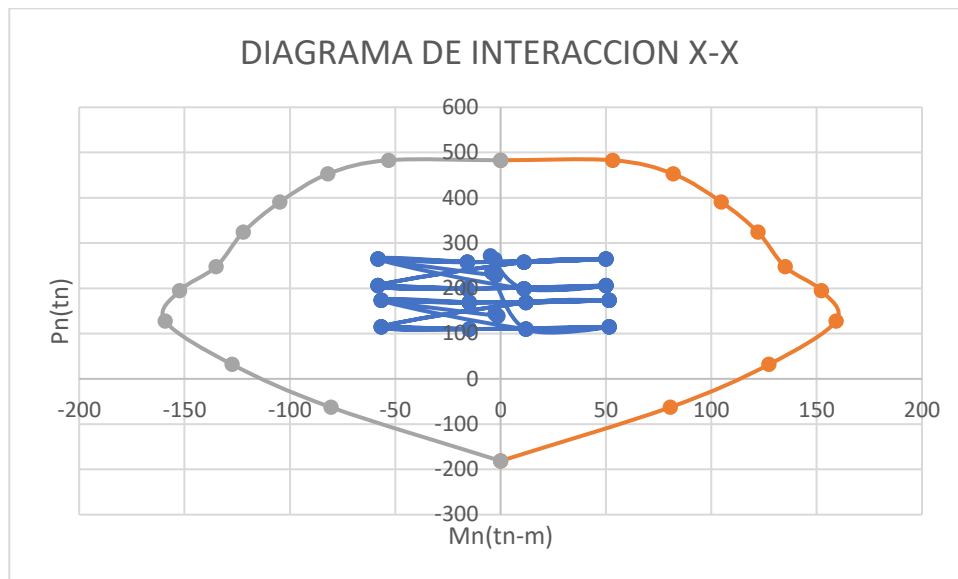
Combinación de cargas últimas de placas

Story	Pier	Combo	Location	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PISO1	P1	Comb1-1	Top	264.3795	-1.8942	-2.7398
PISO1	P1	Comb1-1	Bottom	271.8639	0.9866	-4.7804
PISO1	P1	Comb2-1	Top	199.2617	4.333	11.0838
PISO1	P1	Comb2-1	Bottom	205.9442	11.5678	49.9364
PISO1	P1	Comb2-2	Top	199.2617	-7.5776	11.0838
PISO1	P1	Comb2-2	Bottom	205.9442	-9.8785	49.9364
PISO1	P1	Comb2-3	Top	199.2617	4.333	-15.8007
PISO1	P1	Comb2-3	Bottom	205.9442	11.5678	-58.1973
PISO1	P1	Comb2-4	Top	199.2617	-7.5776	-15.8007
PISO1	P1	Comb2-4	Bottom	205.9442	-9.8785	-58.1973
PISO1	P1	Comb2-5	Top	257.7932	4.333	11.0838
PISO1	P1	Comb2-5	Bottom	264.4757	11.5678	49.9364
PISO1	P1	Comb2-6	Top	257.7932	-7.5776	11.0838
PISO1	P1	Comb2-6	Bottom	264.4757	-9.8785	49.9364
PISO1	P1	Comb2-7	Top	257.7932	4.333	-15.8007
PISO1	P1	Comb2-7	Bottom	264.4757	11.5678	-58.1973
PISO1	P1	Comb2-8	Top	257.7932	-7.5776	-15.8007
PISO1	P1	Comb2-8	Bottom	264.4757	-9.8785	-58.1973
PISO1	P1	Comb3-1	Top	199.2617	4.333	11.0838
PISO1	P1	Comb3-1	Bottom	205.9442	11.5678	49.9364
PISO1	P1	Comb3-2	Top	199.2617	-7.5776	11.0838
PISO1	P1	Comb3-2	Bottom	205.9442	-9.8785	49.9364
PISO1	P1	Comb3-3	Top	199.2617	4.333	-15.8007
PISO1	P1	Comb3-3	Bottom	205.9442	11.5678	-58.1973
PISO1	P1	Comb3-4	Top	199.2617	-7.5776	-15.8007
PISO1	P1	Comb3-4	Bottom	205.9442	-9.8785	-58.1973
PISO1	P1	Comb3-5	Top	257.7932	4.333	11.0838
PISO1	P1	Comb3-5	Bottom	264.4757	11.5678	49.9364
PISO1	P1	Comb3-6	Top	257.7932	-7.5776	11.0838
PISO1	P1	Comb3-6	Bottom	264.4757	-9.8785	49.9364
PISO1	P1	Comb3-7	Top	257.7932	4.333	-15.8007
PISO1	P1	Comb3-7	Bottom	264.4757	11.5678	-58.1973
PISO1	P1	Comb3-8	Top	257.7932	-7.5776	-15.8007
PISO1	P1	Comb3-8	Bottom	264.4757	-9.8785	-58.1973
PISO1	P1	Comb4-1	Top	228.5275	-1.6223	-2.3585
PISO1	P1	Comb4-1	Bottom	235.21	0.8447	-4.1305
PISO1	P1	Comb4-2	Top	228.5275	-1.6223	-2.3585
PISO1	P1	Comb4-2	Bottom	235.21	0.8447	-4.1305
PISO1	P1	Comb4-3	Top	109.9879	5.019	12.0392
PISO1	P1	Comb4-3	Bottom	114.7993	11.2095	51.5557

PISO1	P1	Comb4-4	Top	109.9879	-6.8916	12.0392
PISO1	P1	Comb4-4	Bottom	114.7993	-10.2368	51.5557
PISO1	P1	Comb4-5	Top	109.9879	5.019	-14.8454
PISO1	P1	Comb4-5	Bottom	114.7993	11.2095	-56.578
PISO1	P1	Comb4-6	Top	109.9879	-6.8916	-14.8454
PISO1	P1	Comb4-6	Bottom	114.7993	-10.2368	-56.578
PISO1	P1	Comb4-7	Top	168.5194	5.019	12.0392
PISO1	P1	Comb4-7	Bottom	173.3308	11.2095	51.5557
PISO1	P1	Comb4-8	Top	168.5194	-6.8916	12.0392
PISO1	P1	Comb4-8	Bottom	173.3308	-10.2368	51.5557
PISO1	P1	Comb5-1	Top	168.5194	5.019	-14.8454
PISO1	P1	Comb5-1	Bottom	173.3308	11.2095	-56.578
PISO1	P1	Comb5-2	Top	168.5194	-6.8916	-14.8454
PISO1	P1	Comb5-2	Bottom	173.3308	-10.2368	-56.578
PISO1	P1	Comb5-3	Top	109.9879	5.019	12.0392
PISO1	P1	Comb5-3	Bottom	114.7993	11.2095	51.5557
PISO1	P1	Comb5-4	Top	109.9879	-6.8916	12.0392
PISO1	P1	Comb5-4	Bottom	114.7993	-10.2368	51.5557
PISO1	P1	Comb5-5	Top	109.9879	5.019	-14.8454
PISO1	P1	Comb5-5	Bottom	114.7993	11.2095	-56.578
PISO1	P1	Comb5-6	Top	109.9879	-6.8916	-14.8454
PISO1	P1	Comb5-6	Bottom	114.7993	-10.2368	-56.578
PISO1	P1	Comb5-7	Top	168.5194	5.019	12.0392
PISO1	P1	Comb5-7	Bottom	173.3308	11.2095	51.5557
PISO1	P1	Comb5-8	Top	168.5194	-6.8916	12.0392
PISO1	P1	Comb5-8	Bottom	173.3308	-10.2368	51.5557
PISO1	P1	Comb6-1	Top	168.5194	5.019	-14.8454
PISO1	P1	Comb6-1	Bottom	173.3308	11.2095	-56.578
PISO1	P1	Comb6-2	Top	168.5194	-6.8916	-14.8454
PISO1	P1	Comb6-2	Bottom	173.3308	-10.2368	-56.578
PISO1	P1	Comb6-3	Top	139.2536	-0.9363	-1.4031
PISO1	P1	Comb6-3	Bottom	144.065	0.4864	-2.5112
PISO1	P1	Comb6-4	Top	139.2536	-0.9363	-1.4031
PISO1	P1	Comb6-4	Bottom	144.065	0.4864	-2.5112

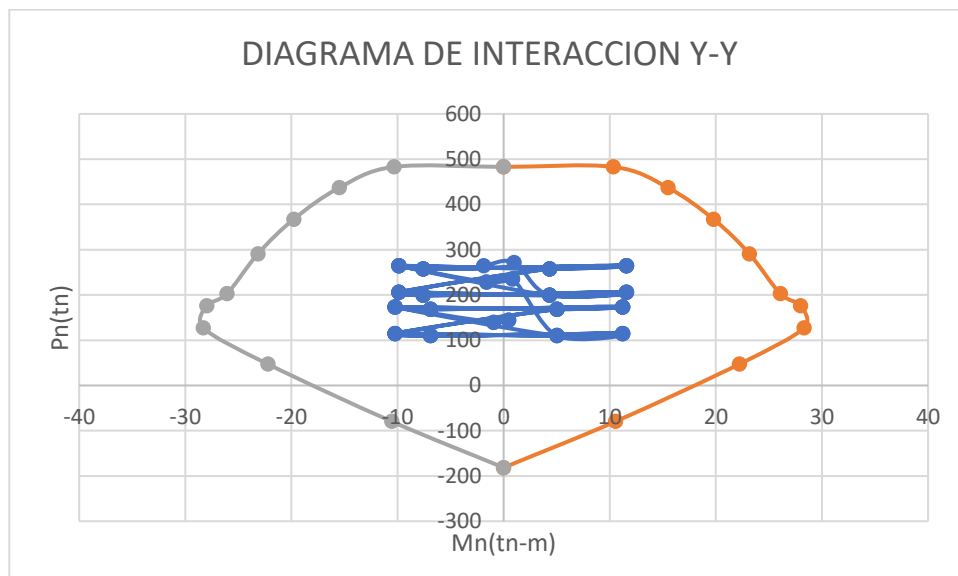
Nota: Esta tabla muestra las combinaciones de cargas últimas de las placas obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 27

Diagrama de interacción placa X-X

Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción de placa en el eje X-X obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

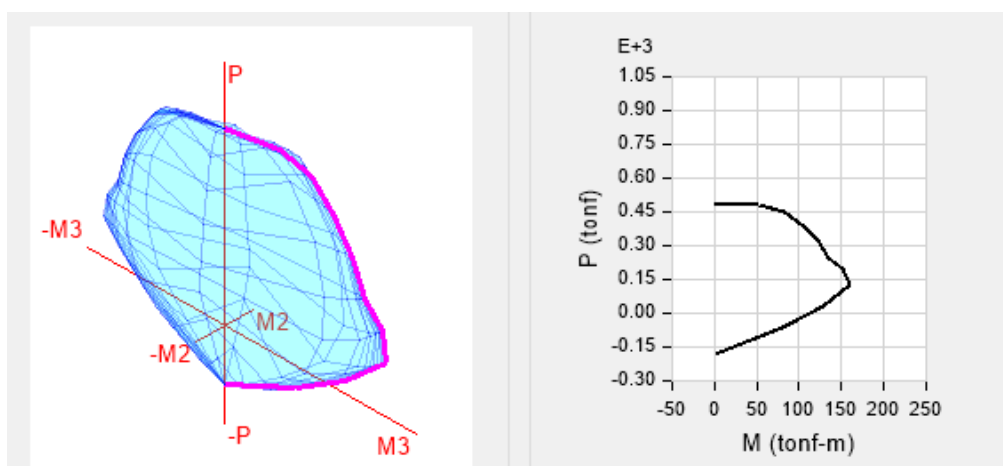
Ilustración 28

Diagrama de interacción placa Y-Y

Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción de placa en el eje Y-Y obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 29

Diagrama de interacción en el eje X y Y en placas debido a cargas del primer piso

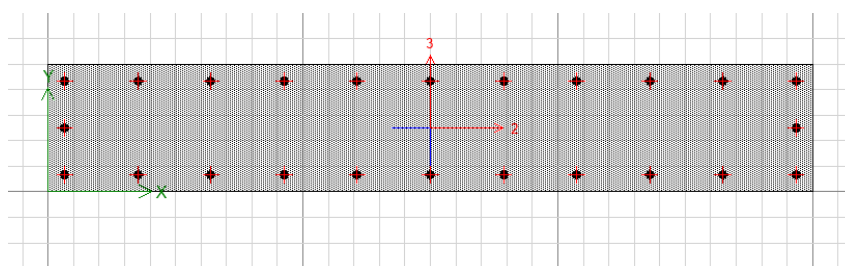


Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de interacción en el eje X y Y en placas debido a cargas del primer piso obtenido en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

Se puede observar que las dimensiones seleccionadas son capaces de soportar las cargas aplicadas en las distintas combinaciones. Luego, se presenta la disposición del refuerzo de acero en la placa diseñada.

Ilustración 30

Distribución de aceros en la placa



Nota: Esta ilustración muestra la distribución de los aceros en la placa, por Martínez y Verástegui, 2023.

En ambas gráficas se puede apreciar que todos los puntos están dentro de la curva y muy cerca de ella, por lo tanto, se elegirá esta distribución de refuerzo para el diseño definitivo.

3.5.12.2 Diseño por cortante

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

El aporte del concreto V_c , no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_c w (\alpha \sqrt{f_c})$$

$$\alpha = 0.6 \text{ (hm/lm)}$$

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f_c} * A_c w$$

Según la Norma E.060 Concreto Armado, para el diseño por corte, se debe cumplir que V_u sea menor o igual que $\phi V_c + \phi V_s$, donde V_u es la fuerza cortante de diseño, ϕ es el factor de resistencia, V_c es la contribución del concreto a la resistencia a cortante y V_s es la contribución del acero de refuerzo a la resistencia a cortante. En este caso, se tiene una fuerza cortante de diseño $V_u = 78.2781$ ton.m.

Tabla 39

Cortante de la placa M1 para el diseño

Story	Pier	Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
PISO1	P7	Comb2-2	Top	199.2617	-12.9667	5.8011	0.932	-7.5776	11.0838
PISO1	P7	Comb2-2	Bottom	205.9442	-12.9667	5.8011	0.932	-9.8785	49.9364

Nota: Esta tabla muestra las cortantes de la placa M1 para el diseño obtenidas en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023.

$$V_u = 12.97 \text{ tn.}$$

$$V_u = 12.97 \leq \phi V_n \leq 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * \left(\frac{150}{1000} \right) = 96.08 \text{ tn}$$

$$V_c = 25 * 0.8 * 150 * \left(\frac{0.6 * \sqrt{210}}{1000} \right) = 26.08 \text{ tn}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_s = V_n - V_c = 96.08 - 26.08 = 70.00 \text{ tn}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 26.08 + 70.00 = 96.08 \text{ tn}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 96.08 = 81.67 \text{ tn}$$

$$V_u \leq \phi V_n \dots \text{OK}$$

3.5.12.3 Refuerzo horizontal

Si $V_u > \phi V_c$, se debe administrar refuerzo por corte. La resistencia del V_s se calcula mediante:

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

Teniendo en cuenta:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Entonces:

$$\rho_h = \frac{15.26 * 1000}{25 * 0.8 * 150 * 4200} = 0.0012$$

$$\rho_h = 0.0012$$

Con un refuerzo horizontal de $2\phi 3/8$ ", el espaciamiento será:

Tres veces el espesor del muro (3t)

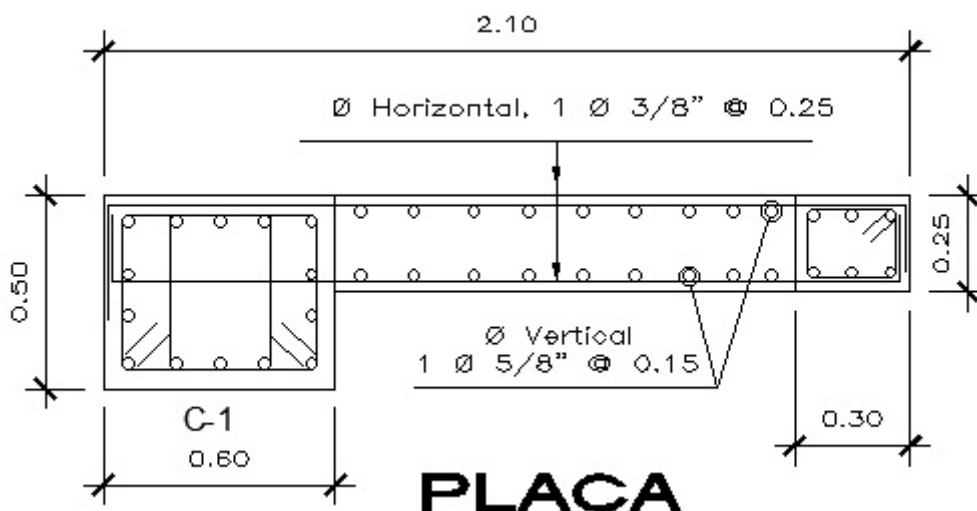
40cm

$$s_h = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 100 * 25} = 23 \approx 25 \text{ cm}$$

Se considera:

$$S_h = 25 \text{ cm}$$

Ilustración 31

Diseño de placa

Nota: Esta ilustración muestra el diseño de la placa, por Martínez y Verástegui, 2023.

3.5.13. Diseño de cimentaciones

Se realizó el diseño de las zapatas de tal manera que la carga transmitida al terreno no exceda la presión admisible. Para calcular la presión que ejerce la zapata sobre el terreno, se consideran tanto las cargas gravitatorias como las cargas sísmicas, ambas durante el servicio.

Presión admisible del terreno (σ_{adm}): 1.0 kg/cm²

Peso unitario del suelo (γ): 1895 kg/m³

Angulo de fricción del terreno (Φ): 30°

Profundidad mínima de cimentación de 1.50 m

S/C = 200 kg/m²

Peso unitario del concreto (γ): 2400 kg/m³

Peso unitario del concreto para solado (γ): 1800 kg/m³

3.5.13.1 Diseño de zapata

Se toma como caso de estudio el proceso de diseño de la zapata de la columna Central de diseño (50x60cm), que se encuentra en la intersección de los ejes 2 y D.

Cargas de diseño para la zapata aislada

$$P_s = 100\%CM + 25\%CV$$

Dimensionamiento de la cimentación

Las zapatas deben ser diseñadas de manera que la presión transmitida al terreno sea inferior a la admisible. Para el cálculo de la presión sobre el terreno, se consideran tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas, ambas en condiciones de servicio.

Consideraciones normativas para el peralte de la zapata

$$Ld = 0.08 * db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$Ld = 0.004 * db * f_y$$

Donde db es el diámetro de la barra mayor colocada en la columna $\phi \frac{3}{4} = 1.905$ cm.

$$Ld = 0.08 * 1.905 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.17cm$$

$$Ld = 0.004 * 1.905 * 4200 = 32.004cm$$

Se tomará 44.17 cm = 50 cm

Cálculo del área de la zapata

$$Az = \frac{Ps}{qns}$$

Para columna en análisis

$$P_s = 100\%C_M + 25\%C_V = 114.53tn$$

Donde Ps es la suma de cargas en servicio (cargas muertas y vivas).

$$qsn = qs - S/C - Yt * ht - Yc * hc - Ys * hs - Yr * hr$$

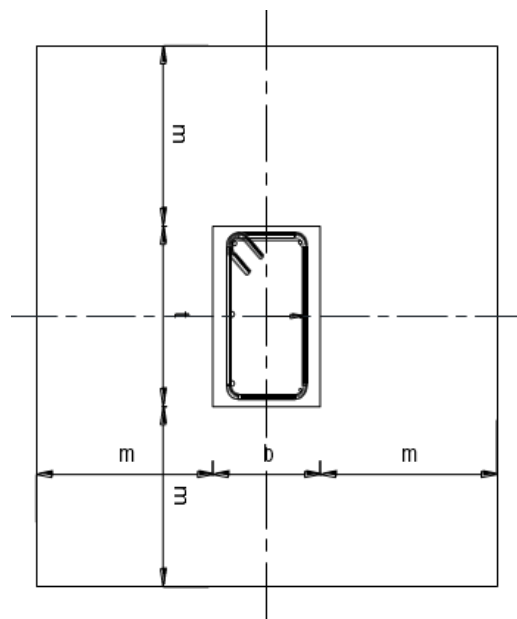
$$qsn = 1.2\text{kg/cm}^2 - 200\text{kg/m}^2 - 1895\text{kg/m}^3 * 1\text{m} - 2400\text{kg/m}^3 * 0.5\text{m} - 1895\text{kg/m}^3 * 0.10\text{m} - 1800\text{kg/m}^3 * 0.075\text{m}$$

$$qsn = 0.8381\text{kg/cm}^2$$

$$Az = \frac{114530}{0.8381} = 136654.34 \text{ cm}^2$$

Ilustración 32

Esquema de diseño de zapata



Nota: Esta ilustración muestra el esquema de diseño de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

$$Az = 136654 \text{ cm}^2$$

$$Az = (b+2m) * (t+2m)$$

$$136654 = (50 + 2*m) * (60 + 2*m)$$

$$m = 157.5 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$$

$$L = 60 + 2*160 = 380 \text{ cm}$$

$$B = 50 + 2*160 = 370 \text{ cm}$$

Área de tanteo

$$370 \text{ cm} \times 380 \text{ cm} = 140600 \text{ cm}^2$$

Verificación de presiones ($q \text{ máx.} < q_s$)

$$P_s = 114.53 \text{ tn}$$

$$P_s = 114530 \text{ kg}$$

$$M_s = 0.306 \text{ tn-m}$$

$$Az = B*L = 3.70*3.80 = 14.06 \text{ m}^2$$

$$C = (L)/2 = 3.8/2 = 1.9 \text{ m}$$

Inercia:

$$I = \frac{BL^3}{12} = \frac{3.7 * 3.8^3}{12} = 16.92 \text{ m}^4$$

$$q_{max} = \frac{P_s}{Az} + \frac{M_s * C}{I} = \frac{114.53}{14.06} + \frac{0.306 * 1.9}{16.92} = 8.18 \text{ tn/m}^2$$

$$q_{max} < q_s \quad 8.18 < 12 \text{ cumple}$$

Carga de diseño

$$P_u = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

$$P_u = 189.03 \text{ tn}$$

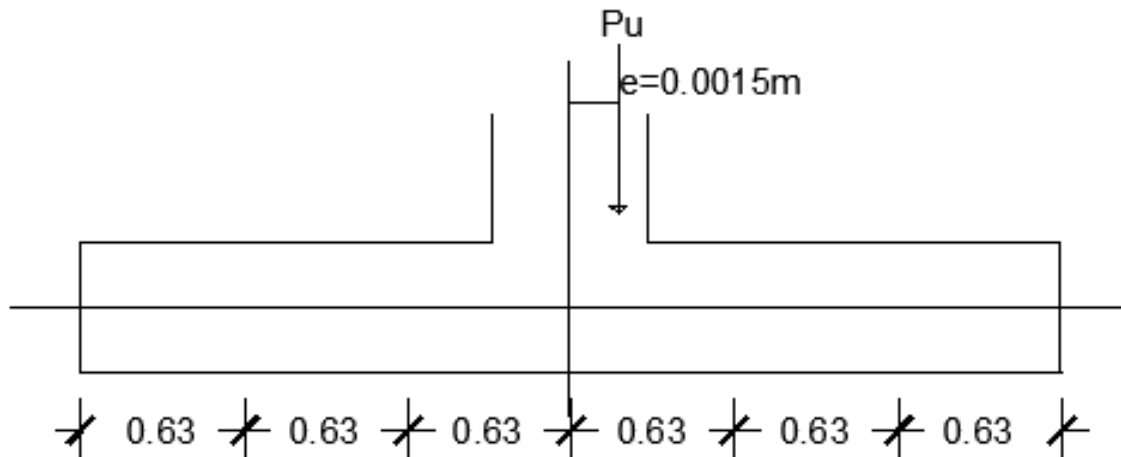
$$M_u = 0.29 \text{ tn-m}$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{0.29}{189.03} = 0.0015m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3.80}{6} = 0.63m$$

Ilustración 33

Representación gráfica de la carga de diseño



Nota: Esta ilustración muestra la gráfica de la carga de diseño de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

Presiones para el diseño (método de resistencia última)

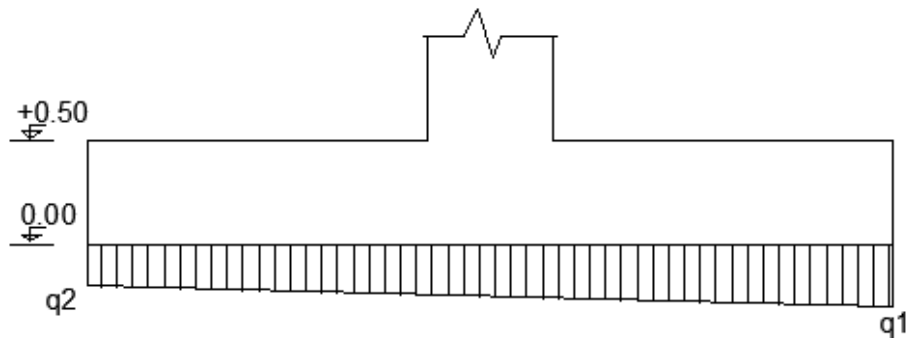
$$q_{1,2} = \frac{Pu}{Az} \pm \frac{Mu * C}{I}$$

$$q_1 = (189.03/14.06) + [(0.29*1.9)/16.92] = 13.48 \text{ tn/m}^2$$

$$q_1 = 13.48 \text{ tn/m}^2$$

$$q_2 = 13.41 \text{ tn/m}^2$$

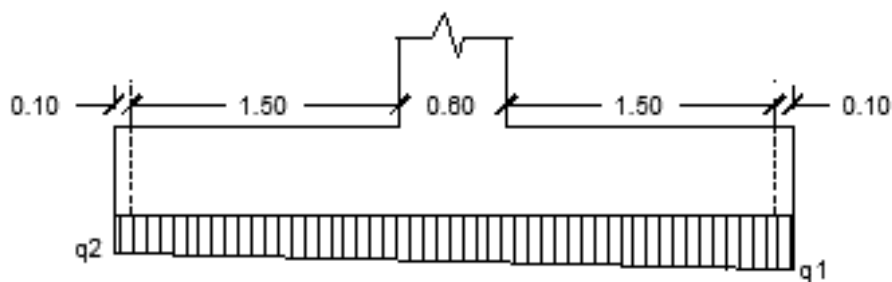
Ilustración 34

Representación gráfica de las presiones para el diseño

Nota: Esta ilustración muestra la gráfica de las presiones para el diseño de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

Verificación por corte

Ilustración 35

Esquema de la verificación por corte

Nota: Esta ilustración muestra el esquema de la verificación por corte para el diseño de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \frac{(13.48 + 13.41)}{2} * 0.10 * 3.8 = 51091$$

$$V_u = 51.09 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 380 * 50) = 124038.94$$

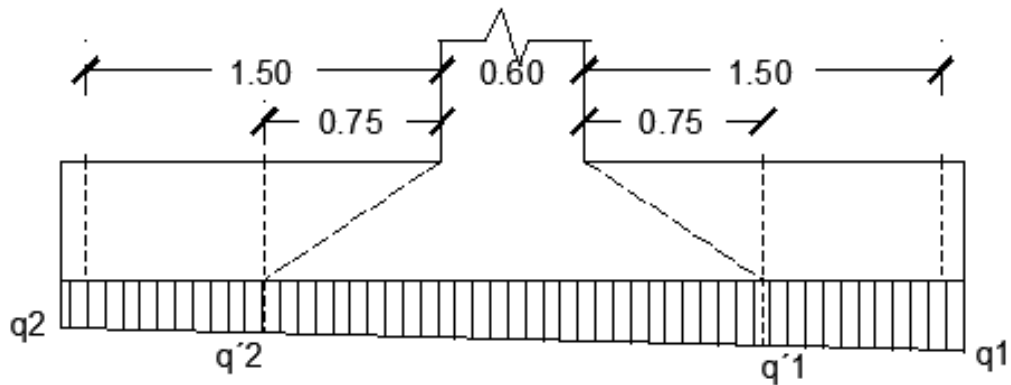
$$\phi V_c = 124.04 \text{ tn}$$

$$51.09 \leq 124.04 \quad \text{cumple}$$

Verificación por punzonamiento

Ilustración 36

Esquema de la verificación por punzonamiento



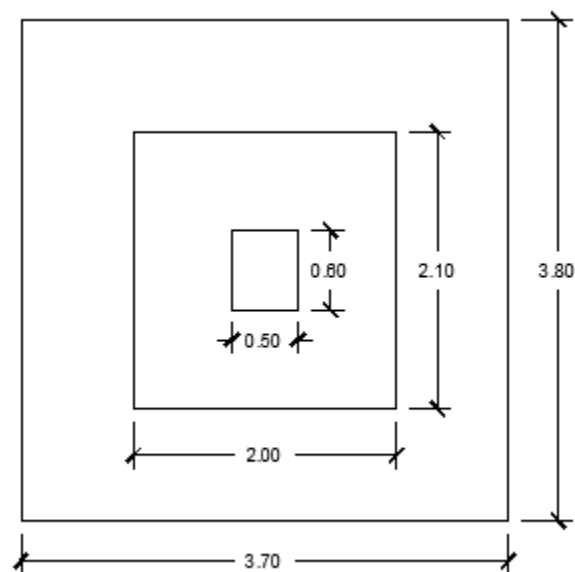
Nota: Esta ilustración muestra el esquema de la verificación por punzonamiento para el diseño de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

$$q'_1 = 13.46$$

$$q'_2 = 13.43$$

Ilustración 37

Esquematización en planta de la zapata



Nota: Esta ilustración muestra el esquema en planta de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

Perímetro de Punzonamiento

$$b\phi = 2 * 2.00 + 2 * 2.10 = 8.20 \text{ m}$$

Relación de lado de la columna

$B\phi = (\text{Lado mayor columna}) / (\text{Lado menor columna})$

$$B\phi = 0.60/0.50=1.20$$

$$M = 1.60$$

$$A^p = 14.06 - (2 * 2.1) = 9.86\text{m}^2 = 986 \text{ cm}^2$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \frac{(13.48 + 13.41) * 3.7 * 3.8}{2} - \left(\frac{((13.46 + 13.43) * 2 * 2.1)}{2} \right) = 132.57$$

$$V_u = 132.57 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 + 1.1/1.2) * \sqrt{210} * 380 * 0.50 * 100 = 338571.70 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 338.57 \text{ tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c \text{ ok}$$

Diseño de refuerzo longitudinal

$$M_u = \frac{1.60^2}{2} * 13.45 + 1.60 * \frac{0.030}{2} * \frac{2}{3} * 1.60 = 17.24$$

Datos:

$$M_u = 17.24 \text{ tn.m}$$

$$b = 210 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$K = \frac{M_u}{\phi * f_y * b * d^2}$$

$$K = 0.0012$$

$$q = \frac{1 * \sqrt{1 - 2.36 * K}}{1.18 * 10}$$

$$q=0.085$$

$$\rho = q * \frac{f'c}{f'Y}$$

$$\rho=0.0043$$

$$As = \rho * b * d = 38.38 \text{ cm}^2$$

$$As\phi 5/8 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas:

$$N = \frac{As}{As\phi} = \frac{38.38}{1.98} = 19.38 = 20$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{3.80 - 0.20}{20 - 1} = 0.19m = 19cm$$

As longitudinal: 20 $\phi 5/8$ " @0.19mts

Diseño de refuerzo transversal

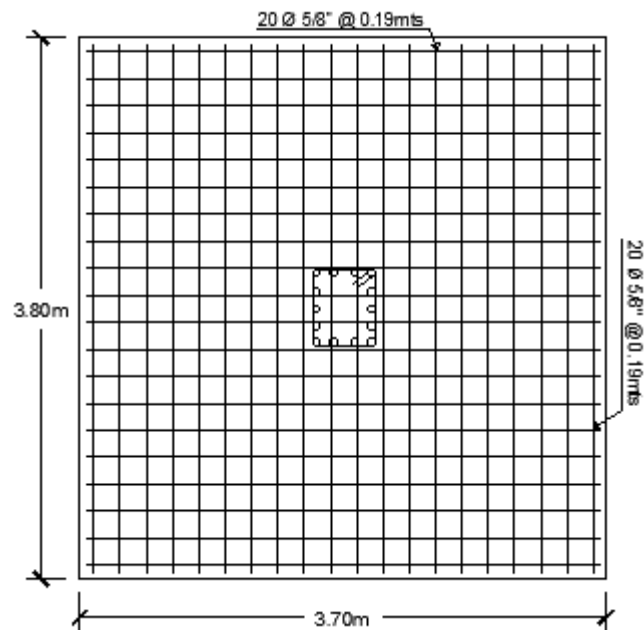
$$N = \frac{As}{As\phi} = \frac{38.38}{1.98} = 19.38 = 20$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{3.80 - 0.20}{20 - 1} = 0.19m = 19cm$$

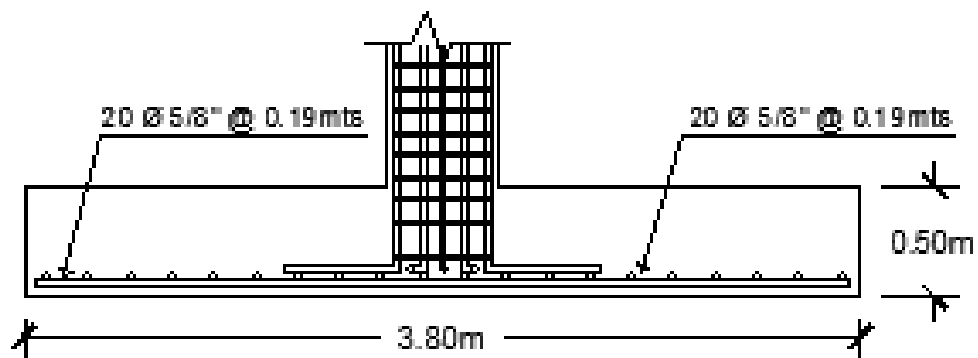
As transversal: 20 $\phi 5/8$ " @0.19mts

Ilustración 38

Colocación del refuerzo longitudinal

Nota: Esta ilustración muestra la colocación del refuerzo longitudinal de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023.

Ilustración 39

Colocación del refuerzo transversal

Nota: Esta ilustración muestra la colocación del refuerzo transversal de la zapata, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.14. Diseño de escaleras

La escalera es un componente estructural que une los distintos niveles de un edificio y que se comporta normalmente como una losa reforzada en una dirección.

En el presente ejemplo, se realizó el diseño de la escalera correspondiente al primer nivel, la cual cuenta con las siguientes especificaciones.

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

$$CP = 0.175 \text{ m}$$

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ancho de la escalera} = 1.20 \text{ m}$$

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

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

3.5.14.1 Predimensionamiento

Realizamos el cálculo para el espesor (t) de la escalera:

$$L_n = 2.90$$

$$t = 3(L_n)$$

$$t = 3(2.90)$$

$$t = 8.70 \text{ cm}$$

$$t = 4(L_n)$$

$$t = 4(2.90)$$

$$t = 16.80 \text{ cm}$$

$$t = L_n / 20$$

$$t = 2.90 / 20$$

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

$$t = L_n / 25$$

$$t = 2.90 / 25$$

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

A manera de manejar un correcto diseño, se tomó el promedio de todos los datos obtenidos:

$$t_{prom} = \frac{8.7 + 16 + 15 + 12}{4} = 12.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm.}$$

$$d = t - 3$$

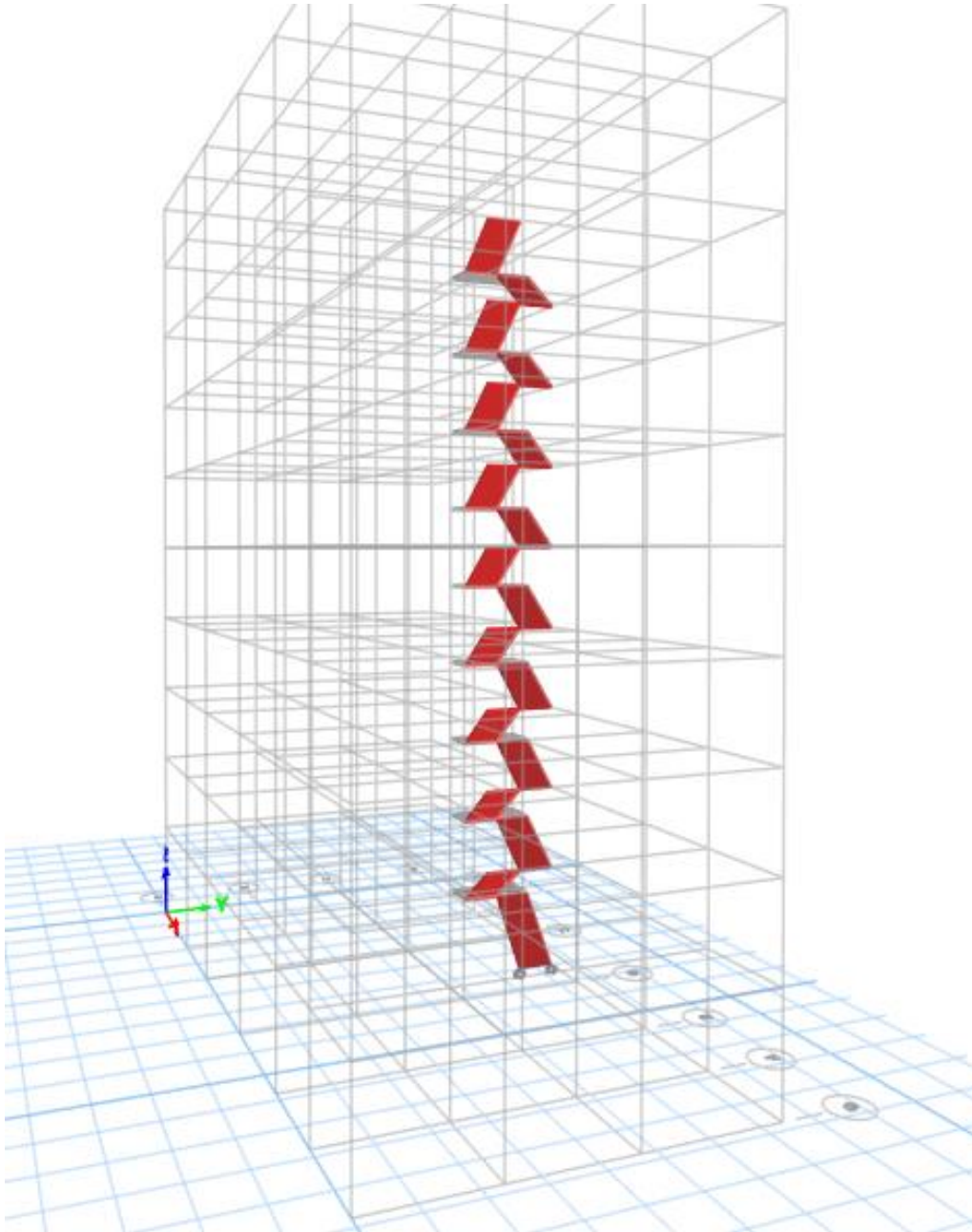
$$d = 15 - 3$$

$$d = 12 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \tan\left(\frac{CP}{P}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{17}{25}\right) = 34.99^\circ \approx 35^\circ$$

Ilustración 40

Diseño de escalera en ETABS



Nota: Esta ilustración muestra el modelado de la escalera en el software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.14.2 Metrado de cargas

Tramo inclinado

Carga Muerta

Peso propio:

$$\text{Escalera} = 2400 \text{kg/m}^3 * [(0.17/2) + (0.15/\cos 34.99)] \text{m} * 1.00 \text{m} = 643.43 \text{kg/m}$$

$$\text{Escalera} = 643.43 \text{kg/m}$$

$$\text{Acabado} = 100.00 \text{ k/m}$$

$$\text{WD} = 643.43 + 100 = 743.43 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 743.43 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$\text{S/C} = (250 \text{ kg/m}^2) * (1.00) = 250 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 250 \text{ kg/m}$$

Carga Ultima

$$\text{Wu1} = 1.4(743.43) + 1.7(250) = 1465.80 \text{ kg/m}$$

$$\text{Wu1} = 1465.80 \text{ kg/m}$$

Para el descanso

Carga Muerta

$$\text{P.P. descanso} = (2400 \text{kg/m}^3) * (0.15 \text{m}) * (1.00 \text{m}) = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = (100 \text{kg/m}^2) * (1.00 \text{m}) = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 360 + 100 = 460 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 460 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$\text{S/C} = (250 \text{kg/m}^2) * (1.00 \text{kg/m}) = 250 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 250 \text{ kg/m}$$

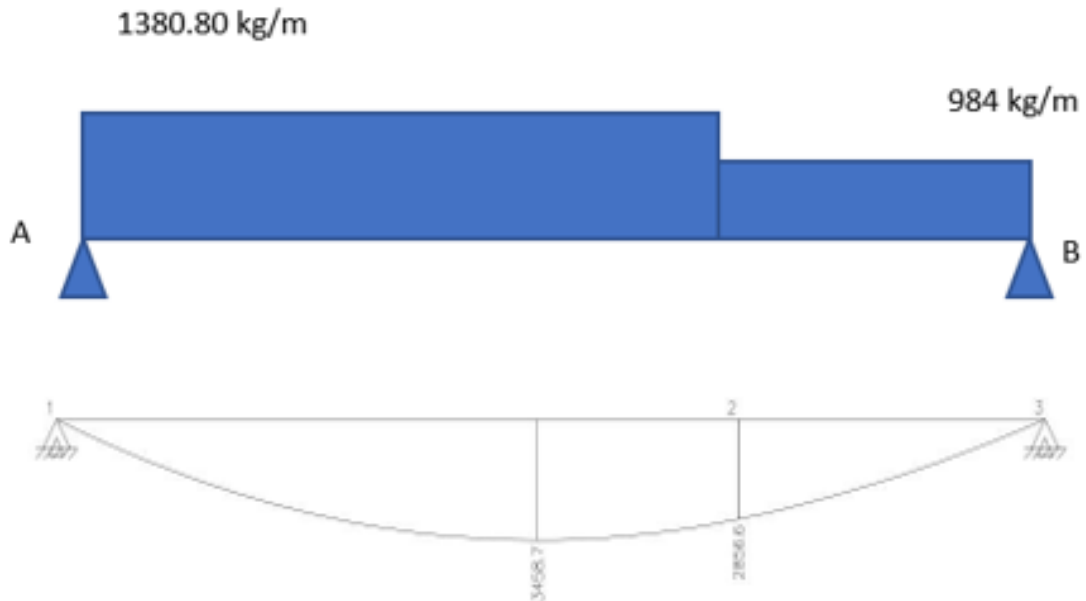
Carga Ultima

$$Wu2 = 1.4(460) + 1.7(250) = 984 \text{ kg/m}$$

$$Wu2 = 1069 \text{ kg/m}$$

Ilustración 41

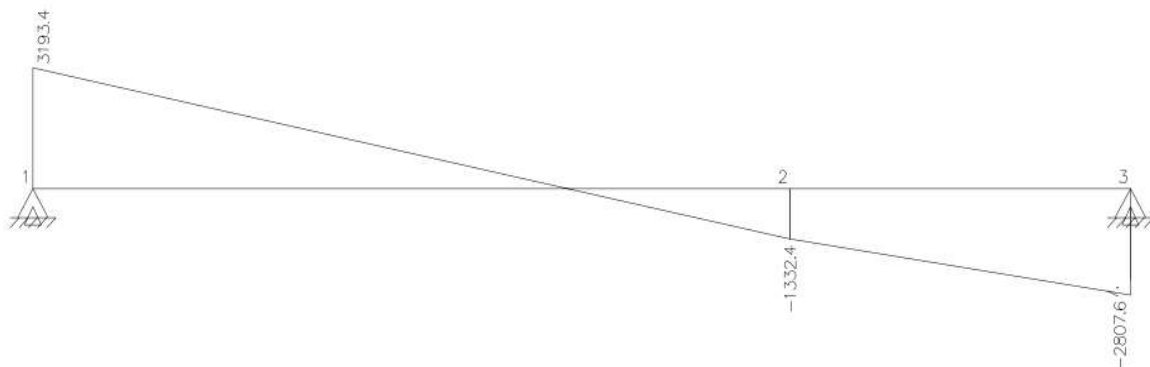
Diagrama de momento flector de la escalera



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de momento flector de la escalera, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 42

Diagrama de fuerza cortante de la escalera



Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de fuerza cortante de la escalera, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.14.3 Diseño de acero refuerzo principal

$$K = \frac{3458.7}{0.9 * 210 * 1.00 * 12^2} = 0.127$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.21 * 0.127}}{1.105} = 0.1374$$

$$\rho = (0.1374) * \frac{210}{4200} = 0.00687$$

$$A_s = 0.00687 * 100 * 12 = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.24 \text{ cm}^2$$

Separación o espaciamiento S

$$S = \frac{1.29}{8.24} = 16 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

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

Verificación

$$S_{\text{max}} = 3 * t$$

$$S_{\text{max}} = 3 * 15$$

$$S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$$

Entonces:

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2 \text{ " @ } 0.15 \text{ m}$$

3.5.14.4 Refuerzo de momento negativo

$$-A_s = \frac{A_s}{2} = \frac{8.24}{2} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{0.71}{4.12} * 100 = 17.23 \cong 15 \text{ cm}$$

S= 15 cm

Verificación:

$$S \text{ max} = 3 * t = 3 * 15 = 45 \text{ cm}$$

S max= 45 cm

Entonces:

1 \emptyset 3/8 " @ 0.15 m

3.5.14.5 Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{temp} = A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(15)$$

$$A_{temp} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$S = 0.71 / 2.70 * 100 = 26.30 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

S= 25 cm

Verificación:

$$S \text{ max} = 5 * t = 5 * 15 = 75 \text{ cm}$$

S max= 45 cm

Entonces:

1 \emptyset 3/8 " @ 0.25 m

3.5.15. Diseño de cisterna

Datos previos al diseño:

\emptyset = Angulo de fricción interna del terreno

K_a = Coeficiente activo del suelo = $\tan^2(45^\circ - \emptyset/2)$

γ = Peso específico del suelo.

s/c = Sobrecarga en el nivel superior del muro.

H = Profundidad del muro de cisterna.

Datos considerados para el diseño:

$$\emptyset = 35^\circ$$

$$Ka = 0.27$$

$$\gamma = 1.8 \text{ tn/m}^3$$

$$s/c = 0.200 \text{ tn/m}$$

$$H = 2.8 \text{ m}$$

Se consideran los siguientes casos para el diseño:

Caso 1= Diseño considerando la presión del empuje del terreno.

Posteriormente

Caso 2= Bajo presión hidrostática.

3.5.15.1 Caso 1

$$PE = Ka\gamma H = 1.36$$

$$Ps/c = Kas/c$$

$$\text{Carga superior: } 0.27 \times 0.200 = 0.054$$

$$\text{Carga superior amplificada: } 0.054 \times 1.7 = 0.092 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga inferior } 0.27 \times 0.200 + 0.27 \times 1.8 \times 2.80 = 1.41 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga inferior amplificada: } 1.7 \times 1.41 = 2.40 \text{ ton/m}$$

Diseño por flexión

Considerando los siguientes datos:

Espesor de muro = 20 cm

d= 16 cm

f'c= 280 kg/cm²

L1=4.30

L2=3.25

H= 2.8 m

b= 100 cm (franja de diseño)

Tirante efectivo de agua= 2.5

Momento de diseño (Mu)

$$Mu = 1.1759 \text{ ton-m}$$

Cálculo de acero requerido

$$a = 0.347$$

$$As = 2.97 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

$$As_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$As_{\min} = 0.003 \cdot 100 \cdot 16 = 4.80 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Vemos que el acero requerido es menor al acero mínimo, por lo tanto, tomaremos el acero mínimo para seguir con el diseño.

Acero asumido:

$$\text{Para } 5 \text{ } \varnothing \text{ } \frac{1}{2} \text{ " } = 5 \cdot 1.27 = 6.35 \text{ cm}^2$$

Se instalará: 5 \varnothing 1/2 " @ 0.20 m

Verificación por cortante

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = 2.24 \text{ tn}$$

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

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 16 = 12061.29 = 12.06 \text{ tn}$$

$$Vu \leq \phi Vc \dots \text{ok}$$

Se verifica que la capacidad de la sección es mayor a las solicitaciones de carga última por empuje del suelo.

3.5.15.2 Caso 2

Se empleará una distribución triangular para la presión hidrostática, realizaremos el cálculo con las siguientes expresiones:

$$PH = \gamma g H$$

$$\text{Carga inferior: } 1 \text{ tn/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 2.5 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga inferior amplificada: } 1.4 \times 2.5 = 3.50 \text{ tn/m}$$

Diseño por flexión

Considerando los siguientes datos:

$$\text{Espesor de muro} = 20 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$L1 = 4.30$$

$$L2 = 3.25$$

$$H = 2.8 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm (franja de diseño)}$$

$$\text{Tirante efectivo de agua} = 2.5$$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = 1.7145 \text{ ton-m}$$

Cálculo de acero requerido

$$a = 0.508$$

$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0.003 \cdot b \cdot d$$

$$\text{As min} = 0.003 * 100 * 16 = 4.80 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Vemos que el acero requerido es menor al acero mínimo, por lo tanto, tomaremos el acero mínimo para seguir con el diseño.

Por lo tanto, utilizaremos una doble malla de: $\varnothing \frac{1}{2}$ " espaciada cada 20cm.

Para la losa del techo de la cisterna se considerará un espesor de 20cm. A continuación, se presenta el metrado de las cargas actuantes:

$$\text{Peso propio: } 2400 * 0.2 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobre carga s/c: } 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso total por cargas ultimas: } 1.4(580) + 1.7(200) = 1152 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de acero mínimo:

$$\text{As min} = 0.0018 * 100 * 16 = 2.88 \text{ cm}^2$$

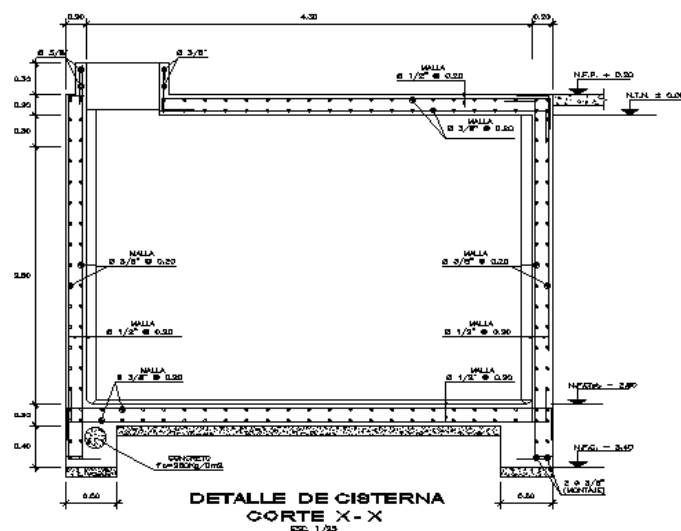
$$\text{Asumimos: } 5 \varnothing \frac{3}{8} = 5 * 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2$$

Se colocará un refuerzo que cumpla el acero mínimo en ambas caras de la losa. Por lo tanto, se colocará una doble malla de $\varnothing \frac{3}{8}$ " @ 20 cm.

Teniendo en consideración que la losa de fondo necesitaría un análisis por flexión debido a que se encuentra apoyada en el terreno, asumiremos el mismo refuerzo que la losa de techo.

A continuación, se presenta el detalle del muro de cisterna.

Ilustración 43

Detalle del muro de cisterna

Nota: Esta ilustración muestra el diagrama de fuerza cortante de la escalera, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.16. Diseño de aisladores sísmicos

Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo

Para dimensionar los aisladores, la norma peruana utiliza el Sismo Máximo Considerado que es 1.5 veces el sismo de diseño y el uso del espectro tiempo historia.

$$SaM = 1.5 * ZUCS$$

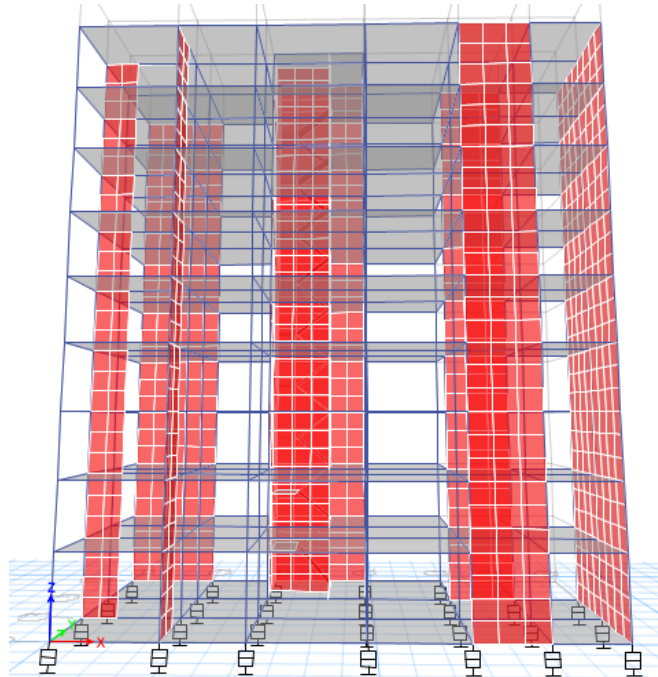
Donde Z, U y S son parámetros definidos en la norma técnica E.030 Diseño Sismo Resistente.

Para el cálculo y diseño de los Aisladores Elastoméricos LRB del proyecto, se realizará siguiendo las recomendaciones de la norma ASCE vigente. A continuación, se muestra la edificación sobre los aisladores elastoméricos tipo LRB modelados en el programa ETABS. La vista en elevación de un modelo

tridimensional de la estructura nos permite idealizar la ubicación de los aisladores, permitiendo simular su comportamiento y desempeño.

Ilustración 44

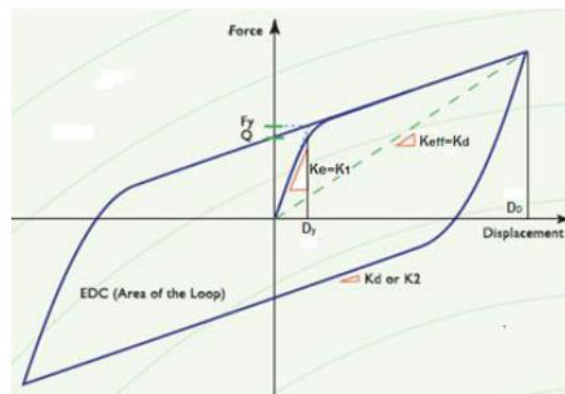
Modelo tridimensional con aisladores



Nota: Esta ilustración muestra el modelado en 3D con los aisladores, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 45

Lazo histerético aislador elastomérico



Nota: Esta ilustración muestra el lazo histerético del aislador elastomérico, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.16.1 Diseño de los componentes de sistema de aislamiento LRB

El diseño se realiza para un tipo LDR de bajo amortiguamiento, al adicionar un núcleo de plomo, se varían sus propiedades, logrando un mayor amortiguamiento, de tal manera que se obtiene un aislador LRB.

Desarrollo

Para una columna central

$$R_0 = 7$$

$$R = 6.30$$

$$W_t = 23410.95 \text{ KN}$$

$$W_{RB} = 1867.1 \text{ KN}$$

$$n_{RB} = 41$$

$$t_{FB} = 0.55$$

$$SDM = 0.64$$

$$T_{Dpr} = 3(t_{FB}) = 3(0.55) = 1.65 \text{ (Se considera de 2.5s a 3s.)}$$

$$T_{Dpr} = 2.5$$

Cálculo del coeficiente de reducción sísmica R_I para estructuras con base aislada. (No mayor a 2).

$$R_I = (3/8) R_0 = (3/8) * 6.30 = 2.36$$

$$R_I = 2$$

Amortiguamiento efectivo

Asumimos un amortiguamiento efectivo

$$B_D = 0.15$$

Factor de reducción

$$B = \frac{1}{0.25(1 - \ln(B_D))} = 1.381 \cong 1.4$$

Módulo de Cizallamiento del Caucho

$$G = 0.415 * 10^3 KPa$$

Módulo de compresibilidad del Caucho K

Varia de 1000 a 2500 Mpa.

Se considera:

$$K = 2000 * 10^3 KPa$$

Desplazamiento de diseño D_D

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} * \frac{S_{D1} * T_D}{B} = \frac{9.81}{4\pi^2} * \frac{0.64 * 2.5}{1.4} = 0.28m$$

Nuestro desplazamiento de diseño será de 28 cm

Rigidez Horizontal Requerida

$$K_{Hsist} = \frac{W_t}{g} * \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{23410.95}{9.81} * \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2 = 1.5074 * 10^4 KN/m$$

Rigidez Efectiva K_{eff}

$$K_{eff} = \frac{W_{RB}}{g} * \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{1867.1}{9.81} * \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2 = 1.202 * 10^3 KN/m$$

Energía Disipada con el Aislador

$$W_{Dsist} = 2\pi * (1.5074 * 10^4) * 0.28^2 * 0.15 = 1.087 * 10^3 \text{ KN/m}$$

De la siguiente ecuación obtenemos Q_d

$$W_{Dsist} = 4Q_d * (D_D - D_Y)$$

Despreciamos D_Y , entonces

$$Q_d = \frac{W_{Dsist}}{4D_D} = \frac{1.087 * 10^3}{4 * 0.28} = 9.825 * 10^2 \text{ KN/m}$$

Rigidez post fluencia

$$K_d = K_{Hsist} - \left(\frac{Q_d}{D_D} \right) = 1.5074 * 10^4 - \left(\frac{9.825 * 10^2}{0.28} \right) = 1.1522 * 10^4 \text{ KN/m}$$

Rigidez de descarga

$$K_U = 10 * K_d = 10 * (1.1522 * 10^4) = 1.1522 * 10^5 \text{ KN/m}$$

Desplazamiento de fluencia

$$D_Y = \frac{Q_d}{K_U - K_d} = \frac{9.825 * 10^2}{1.1522 * 10^5 - 1.1522 * 10^4} = 9.47 * 10^{-3} \text{ KN/m}$$

Cálculo del área total de la sección transversal del núcleo de plomo requerido del sistema de aislamiento

$$A_{Pbtotal} = \frac{Q_d}{F_{yPb}}$$

Donde:

F_{yPb} = Tensión de fluencia del plomo

$$F_{yPb} = 10.35 * 10^3 KPa$$

Entonces:

$$A_{Pbtotal} = \frac{Q_d}{F_{yPb}} = \frac{0.9825 * 10^3}{10.35 * 10^3} = 0.09m$$

Asumimos a criterio la cantidad de puntos de apoyo de la edificación, se determina cuantos serán aisladores tipo LRB y cuantos serán aisladores tipo LDR.

$$n_{LRB} = 36$$

$$n_{LDR} = 5$$

$$n_{RBTtotal} = 41$$

Área del núcleo de plomo

$$A_{Pb} = \frac{A_{Pbtotal}}{n_{LRB}} = \frac{0.09}{36} = 2.637 * 10^{-3} m^2$$

Diámetro de diseño

$$\phi_{DPb} = \sqrt{\frac{4 * A_{Pb}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 2.637 * 10^{-3}}{\pi}} = 0.058m = 0.06cm$$

Recálculo de la sección transversal

$$A_{DPb} = \frac{\pi * \phi_{DPb}}{4} = \frac{\pi * 0.06}{4} = 2.827 * 10^{-3} m^2$$

Recálculo del área de la sección transversal del núcleo de plomo

$$A_{DPbtotal} = n_{LRB} * A_{DPb} = 36 * (2.827 * 10^{-3}) = 0.1018 m^2$$

Recálculo del esfuerzo característico

$$Q_{Dd} = A_{DPbtotal} * F_{yPb} = 0.1018 * 10.35 * 10^3 = 1.0535 * 10^3 KN$$

Rigidez del núcleo de plomo

$$K_{Pb} = \frac{Q_{Dd}}{D_D} = \frac{1.0535 * 10^3}{0.28} = 3.8083 * 10^3 KN/m$$

Rigidez post fluencia

Asumimos una rigidez nula para el plomo, obteniendo la rigidez de un sistema tipo LDR.

$$K_{dsist} = K_{LDR}$$

$$K_{dsist} = K_{Hsist} - \frac{Q_{Dd}}{D_D} = 1.5074 * 10^4 - \frac{1.0535 * 10^3}{0.28} = 1.1266 * 10^4 KN/m$$

Rigidez del componente de caucho

$$K_{LDRsist} = K_{dsist} = 1.1266 * 10^4 KN/m$$

Cálculo del área de la sección transversal de un sistema LDR

Asumimos un diámetro inicial de $\phi_{LDR} = 0.57$ m

$$A_{LDR} = \frac{\pi * \phi_{LDR}^2}{4} = \frac{\pi * 0.57^2}{4} = 0.2552m^2$$

Área total de diseño de la componente elastomérico LDR

$$A_{LDRtotal} = n_{RB} * A_{LDR} = 41 * 0.2552 = 10.46m^2$$

Espesor de la componente elastomérico – caucho

$$t_{rubber} = \frac{G * A_{LDRtotal}}{K_{LDRsist}} = \frac{0.415 * 10^3 * 10.46}{1.1266 * 10^4} = 0.38 = 0.38m$$

Cálculo del espesor de cada lámina de caucho

Factor de forma: $S=10$ (se encuentra entre 8 y 10)

$$t = \frac{\phi_{LDR}}{4 * S} = \frac{0.57}{4 * 10} = 0.01425m = 14.25mm$$

Cálculo de número de láminas de caucho

$$N_D = \frac{t_r}{t} = \frac{0.38}{0.01425} = 26.7 = 27 \text{ laminas}$$

Espesor de lámina de acero

Tomamos como valor mínimo:

$$t_s = 0.002m$$

Combinación de lámina de caucho y lámina de acero

$$N_S = N_D - 1 = 27 - 1 = 26$$

26 láminas de acero de 2 mm

Asignamos un mayor espesor a la lámina superior e inferior

$$t_{cp} = 0.025m = 25mm \cong 1"$$

Altura total del aislador LRB

$$h_{LRB} = t_r + (N_S * t_s) + 2t_{cp} = 0.38 + (26 * 0.002) + (2 * 0.025) = 0.48m$$

Resumen de diseño de un sistema LRB

$$\phi_{LDR} = 0.57m$$

$$h_{LRB} = 480mm$$

$$N_D = 27$$

$$t = 0.014m$$

$$N_S = 26$$

$$t_s = 0.002m$$

$$t_{cp} = 0.025m$$

3.5.16.2 Análisis de la respuesta sísmica

Cálculo de la cortante mínima en el nivel de interfaz de aislamiento

Rigidez total del sistema de aislamiento

$$K_{\Sigma H} = K_{Hsist} = 1.5074 * 10^4 KN/m$$

Cortante mínimo en el nivel de aislamiento

Es la cortante que sufre el sistema de aislamiento

$$V_b = K_{\Sigma H} * D_D = (1.5074 * 10^4) * 0.28 = 4.17 * 10^3 KN$$

Periodo de oscilación de la estructura aislada

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{g * K_{\Sigma H}}} = 2\pi \sqrt{\frac{23410.95}{9.81 * 1.5074 * 10^4}} = 2.5 \text{seg} \quad \text{ok!}$$

Cumpliendo con el periodo de oscilación en estructuras aisladas.

Cálculo de la cortante en la superestructura

$$R_I = 2$$

$$V_S = \frac{V_b}{R_I} = \frac{4.17 * 10^3}{2} = 2.085 * 10^3 KN$$

Coefficiente de amplificación C_S

$$C_S = \frac{V_S}{W_T} = \frac{2.085 * 10^3}{23410.95} = 0.089$$

Módulo de compresión del compuesto

Es un versus caucho acero.

$$E_C = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K} = \frac{6 * (0.415 * 10^3) * 10^2 * (2000 * 10^3)}{6 * (0.415 * 10^3) * 10^2 + (2000 * 10^3)} = 2.214 * 10^5 KPa$$

Cálculo de la rigidez de un aislador elastomérico LDR

Se realiza el cálculo de la rigidez para un sin núcleo de plomo. Al despreciar el aporte del plomo, se obtiene la rigidez caucho-acero.

$$n_{RB} = 41$$

$$K_{LDR} = \frac{K_{LDRsist}}{n_{RB}} = \frac{1.1266 * 10^4}{41} = 274.78 KN/m$$

Para los LDR considerados

$$n_{LDR} = 5$$

$$K_{\Sigma LDR} = K_{LDR} * n_{LDR} = 274.78 * 5 = 1.374 * 10^3 KN/m$$

Cálculo de la rigidez de los aisladores con núcleo de plomo LRB

Obtenida la rigidez caucho-acero de un sistema LDR, adicionamos el aporte del plomo, modificando sus propiedades de amortiguamiento, creando un híbrido mejorado tipo LRB.

$$K_{\Sigma LRB} = K_{Hsist} - K_{\Sigma LDR} = 1.5074 * 10^4 - 1.374 * 10^3 = 1.37 * 10^4 KN/m$$

Cálculo de la rigidez de un aislador con núcleo de plomo LRB

$$n_{LRB} = 36$$

$$K_{LRB} = \frac{K_{\Sigma LRB}}{n_{LRB}} = \frac{1.37 * 10^4}{36} = 380.56 KN/m$$

Rigidez del componente elastomérico del aislador con núcleo de plomo

$$K_{\Sigma LRB rubber} = K_{LDR} * n_{LRB} = 274.78 * 36 = 9.892 * 10^3 KN/m$$

Cálculo de la rigidez del núcleo de plomo para un aislador

$$K_{LRBpb} = K_{LRB} - K_{LDR} = 380.56 - 274.78 = 105.79 KN/m$$

Esfuerzo de fluencia del sistema de aislamiento

$$F_{Ysist} = Q_{Dd} + (K_{pb} * D_Y)$$

$$F_{Ysist} = (1.0535 * 10^3) + ((3.8083 * 10^3) * (9.47 * 10^{-3})) = 1.0896 * 10^3 KN$$

Esfuerzo de fluencia de un aislador LRB

$$F_Y = \frac{F_{Ysist}}{n_{LRB}} = \frac{1.0896 * 10^3}{36} = 30.27 KN$$

Rigidez inicial de un aislador LRB

$$K_{ULRB} = \frac{F_Y}{D_Y} = \frac{30.27}{9.47 * 10^{-3}} = 3.194 * 10^3 KN/m$$

Rigidez post fluencia de un aislador con núcleo de plomo

$$K_{pLRB} = K_{LDR} = 274.78 KN/m$$

3.5.16.3 Datos a ingresar al programa ETABS, aislador LRB central

Propiedades para el análisis lineal (X, Y)

Rigidez efectiva:

$$-K_{eff} = 1.2022 * 10^3 KN/m$$

Propiedades para el análisis no lineal (X, Y)

Rigidez inicial (elástica):

$$-K_{ULRB} = 3.194 * 10^3 KN/m$$

Rigidez post fluencia:

$$-K_{pLRB} = 274.78 KN/m$$

Ratio de rigidez post fluencia:

$$- \frac{K_{pLRB}}{K_{ULRB}} = 274.78 / 3.194 * 10^3 = 0.086$$

Esfuerzo de fluencia

$$-F_Y = 30.27 KN$$

Rigidez vertical (Z)

$$K_V = \frac{E_C * A_{LDR}}{t_{rubber}} = 1.48695 * 10^5 KN/m$$

3.5.16.4 Datos a ingresar al programa ETABS, aislador excéntrico

Datos generales:

$$W_t = 23410.95 KN$$

$$W_{RB} = 1146.82 KN$$

Propiedades para el análisis lineal (X, Y)

Rigidez efectiva:

$$-K_{eff} = 7.384 * 10^2 KN/m$$

Propiedades para el análisis no lineal (X, Y)

Rigidez inicial (elástica):

$$-K_{ULRB} = 3.194 * 10^3 KN/m$$

Rigidez post fluencia:

$$-K_{pLRB} = 274.78 KN/m$$

Ratio de rigidez post fluencia:

$$- \frac{K_{pLRB}}{K_{ULRB}} = 274.78 / 3.194 * 10^3 = 0.086$$

Esfuerzo de fluencia

$$-F_Y = 30.27 \text{ KN}$$

Rigidez vertical (Z)

$$K_V = \frac{E_C * A_{LDR}}{t_{rubber}} = 1.48695 * 10^5 \text{ KN/m}$$

3.5.16.5 Datos a ingresar al programa ETABS, aislador LRB esquinero

Datos generales:

$$W_t = 23410.95 \text{ KN}$$

$$W_{RB} = 666.71 \text{ KN}$$

Propiedades para el análisis lineal (X, Y)

Rigidez efectiva:

$$-K_{eff} = 4.2929 * 10^2 \text{ KN/m}$$

Propiedades para el análisis no lineal (X, Y)

Rigidez inicial (elástica):

$$-K_{ULRB} = 3.194 * 10^3 \text{ KN/m}$$

Rigidez post fluencia:

$$-K_{pLRB} = 274.78 \text{ KN/m}$$

Ratio de rigidez post fluencia:

$$- \frac{K_{pLRB}}{K_{ULRB}} = 274.78 / 3.194 * 10^3 = 0.086$$

Esfuerzo de fluencia

$$-F_Y = 30.27 \text{ KN}$$

Rigidez vertical (Z)

$$K_V = \frac{E_C * A_{LDR}}{t_{rubber}} = 1.48695 * 10^5 \text{ KN/m}$$

3.5.17. Análisis Tiempo-Historia

Para el análisis tiempo historia se procede a escalar el sismo de diseño con el espectro inelástico. Con la finalidad de obtener un sismo severo y poder analizar la respuesta de la estructura.

3.5.17.1 Sismos históricos sucedidos en Perú

Ica – 2007

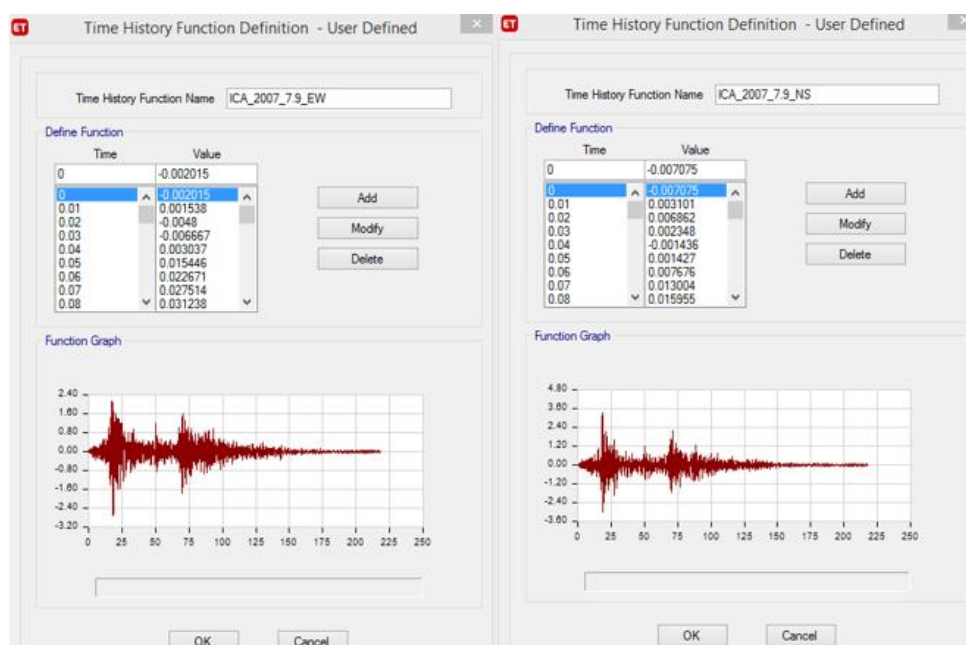
Magnitud: 7.9

Datos de aceleración métricos: Instituto Geofísico del Perú.

Coficiente procesado en ETABS:

Ilustración 46

Coficientes Sismo Ica



Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente ingresado al software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023

Santa María de Nieva, Amazonas – 2021

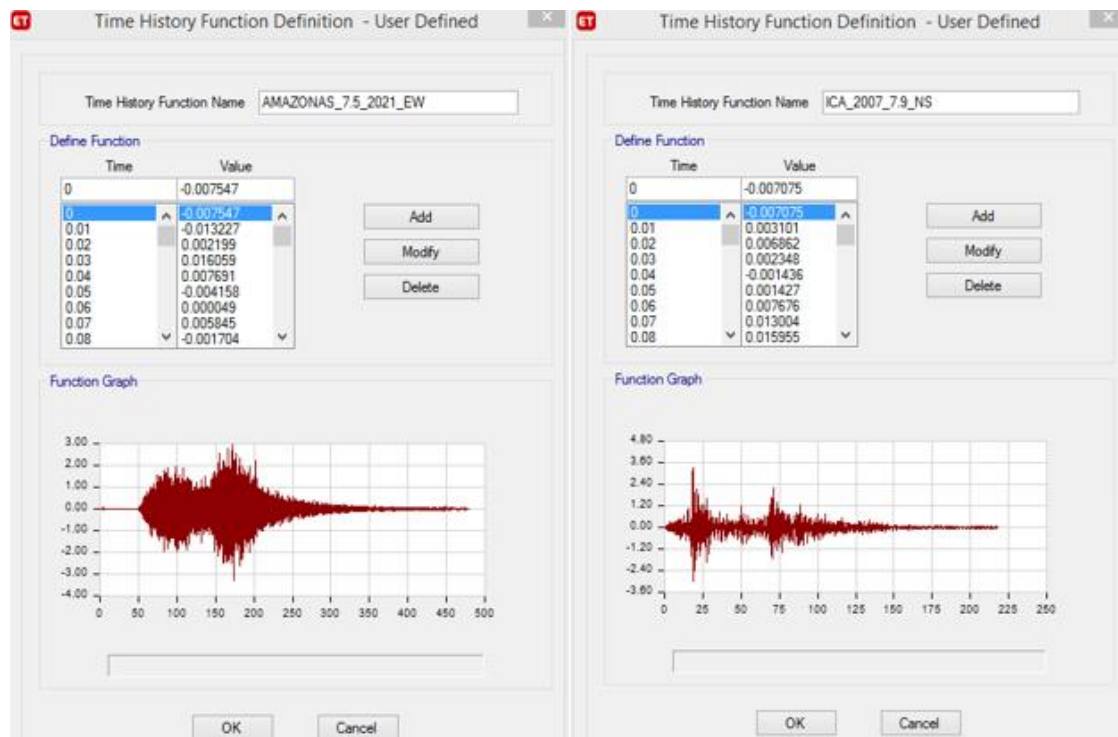
Magnitud: 7.5

Datos de acelerómetro: Instituto Geofísico del Perú.

Coefficiente procesado en ETABS:

Ilustración 47

Coefficientes Sismo Santa María de Nieva



Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente ingresado al software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023

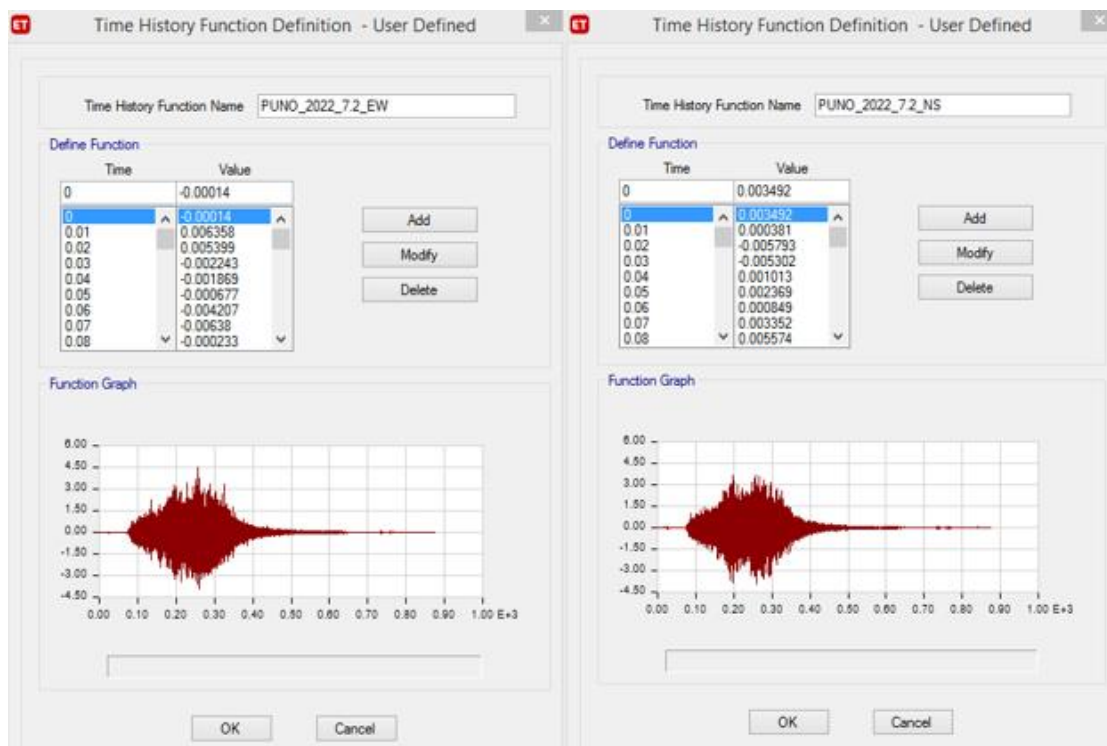
Puno – 2022

Magnitud: 7.9

Datos de acelerómetro: Instituto Geofísico del Perú.

Coefficiente procesado en ETABS:

Ilustración 48

Coefficientes Sismo Santa María de Nieva

Nota: Esta ilustración muestra el coeficiente ingresado al software ETABS, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.17.2 Análisis de derivas para los sismos considerados

En la norma peruana se establece un límite de 0.007 para estructuras de concreto armado. El sismo que presente mayores derivas será considerado como el sismo de diseño y se procederá a escalarlo.

A continuación, se muestran las derivas obtenidas de los desplazamientos máximos de la estructura.

Tabla 40

Desplazamientos máximos en sismos históricos

PISO	ICA - 2007 - 7.9				AMAZONAS - 2021 - 7.5				PUNO - 2022 - 7.2			
	CASO1		CASO2		CASO1		CASO2		CASO1		CASO2	
	(Δ) Deriva Inelástica				(Δ) Deriva Inelástica				(Δ) Deriva Inelástica			
	X- EW	Y- NS	X- NS	Y- EW	X- EW	Y- NS	X- NS	Y- EW	X- EW	Y- NS	X- NS	Y- EW
10	0.002	0.004	0.003	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.003	0.002	0.002
9	0.002	0.004	0.003	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.001	0.003	0.002	0.002
8	0.002	0.005	0.004	0.003	0.001	0.002	0.001	0.002	0.002	0.003	0.002	0.002
7	0.002	0.006	0.004	0.004	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.003	0.003
6	0.003	0.007	0.005	0.005	0.001	0.003	0.002	0.002	0.002	0.004	0.003	0.003
5	0.003	0.007	0.006	0.005	0.002	0.003	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.003
4	0.003	0.008	0.006	0.006	0.002	0.003	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.003
3	0.003	0.007	0.006	0.006	0.002	0.003	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.003
2	0.003	0.006	0.005	0.005	0.001	0.003	0.002	0.002	0.003	0.004	0.003	0.003
1	0.002	0.003	0.003	0.003	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002

Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos máximos de los sismos presentados anteriormente, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.17.3 Sismo de Diseño

Ica – 2007

Magnitud: 7.9

Datos acelero métricos: Instituto Geofísico del Perú

Tabla 41

Derivas inelásticas sismo ICA

PISO	ICA - 2007 - 7.9			
	CASO1		CASO2	
	(Δ) Deriva Inelástica			
	X- EW	Y- NS	X- NS	Y- EW
10	0.0017	0.0037	0.0030	0.0021
9	0.0017	0.0042	0.0029	0.0029
8	0.0019	0.0051	0.0036	0.0035
7	0.0024	0.0060	0.0044	0.0041
6	0.0027	0.0068	0.0052	0.0048
5	0.0031	0.0074	0.0059	0.0054
4	0.0032	0.0077	0.0062	0.0057
3	0.0032	0.0074	0.0062	0.0056
2	0.0029	0.0063	0.0054	0.0048
1	0.0018	0.0034	0.0032	0.0027

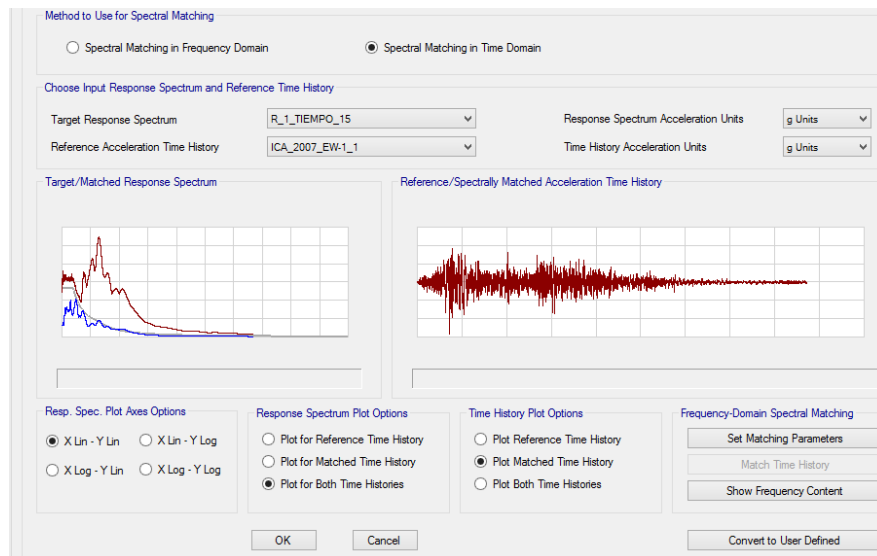
Nota: Esta tabla muestra los desplazamientos máximos de los sismos presentados anteriormente, por Martínez y Verástegui, 2023

Se escaló el sismo de diseño en el programa Etabs.

3.5.17.4 Sismo Escalado

Ilustración 49

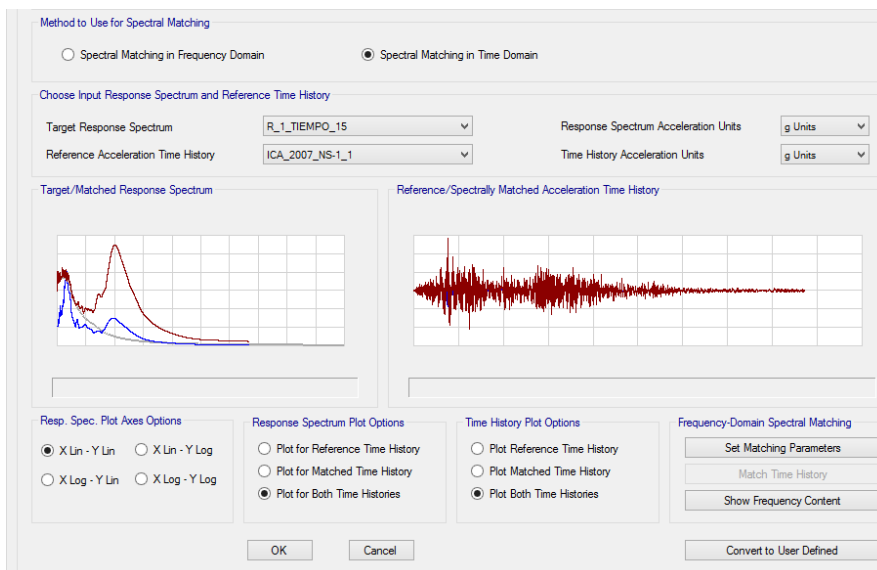
Sismo de diseño escalado Ica 2007 Este-Oeste



Nota: Esta ilustración muestra el sismo de diseño escalado en dirección Este-Oeste, por Martínez y Verástegui, 2023

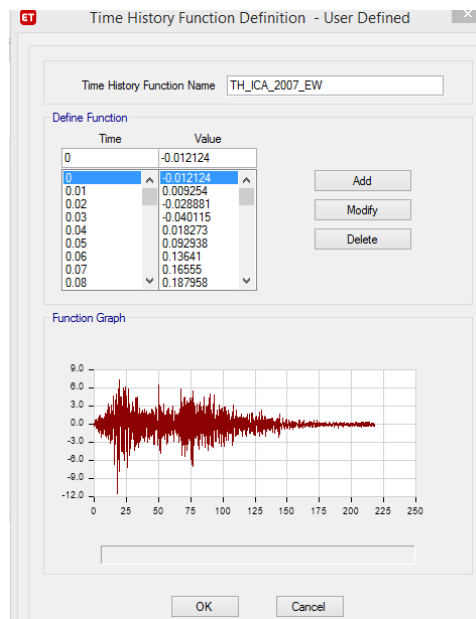
Ilustración 50

Sismo de diseño escalado Ica 2007 Norte-Sur



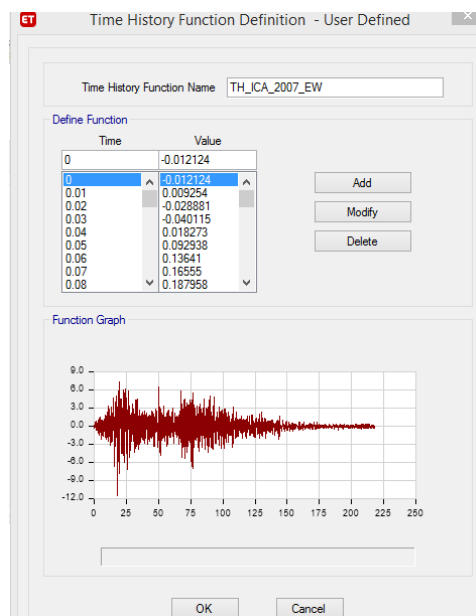
Nota: Esta ilustración muestra el sismo de diseño escalado en dirección Norte-Sur, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 51

Coeficientes de sismo escalado Ica 2007 Este-Oeste

Nota: Esta ilustración muestra los coeficientes del sismo de diseño escalado en dirección Este-Oeste, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 52

Coeficientes de sismo escalado Ica 2007 Norte-Sur

Nota: Esta ilustración muestra los coeficientes del sismo de diseño escalado en dirección Norte-Sur, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.17.5 Análisis Lineal

Con el sismo máximo escalado se analizó la respuesta de la estructura asumiendo que se encuentra completamente empotrada en la base.

Caso 1:

El sentido ESTE-OESTE (EW) del sismo se aplica en el eje X y el sentido NORTE-SUR (NS) se aplica en el eje Y.

EJE X-X

Tabla 42

Sismo aplicado en el eje X en el sentido ESTE – OESTE

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo Δ (m)	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
PISO10	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.026	27.1	0.00099	0.00045	0.0032	OK
PISO9	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.025	24.9	0.00169	0.00063	0.0044	OK
PISO8	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.023	22.2	0.00211	0.00078	0.0055	OK
PISO7	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.021	19.5	0.00258	0.00096	0.0067	OK
PISO6	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.019	16.8	0.00301	0.00111	0.0078	NO CUMPLE
PISO5	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.016	14.1	0.00332	0.00123	0.0086	NO CUMPLE
PISO4	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.012	11.4	0.00350	0.00130	0.0091	NO CUMPLE
PISO3	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.009	8.7	0.00348	0.00129	0.0090	NO CUMPLE
PISO2	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.005	6	0.00312	0.00116	0.0081	NO CUMPLE
PISO1	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.002	3.3	0.00227	0.00069	0.0048	OK

Nota: Esta tabla muestra los resultados del sismo aplicado en el eje X en dirección ESTE – OESTE, por Martínez y Verástegui, 2023

EJE Y-Y

Tabla 43

Sismo aplicado en el eje Y en el sentido NORTE - SUR

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
PISO10	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.030	27.1	0.00145	0.00066	0.0046	OK
PISO9	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.029	24.9	0.00231	0.00085	0.0060	OK
PISO8	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.026	22.2	0.00275	0.00102	0.0071	NO CUMPLE
PISO7	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.024	19.5	0.00324	0.00120	0.0084	NO CUMPLE
PISO6	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.020	16.8	0.00365	0.00135	0.0095	NO CUMPLE
PISO5	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.017	14.1	0.00391	0.00145	0.0101	NO CUMPLE
PISO4	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.013	11.4	0.00397	0.00147	0.0103	NO CUMPLE
PISO3	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.009	8.7	0.00378	0.00140	0.0098	NO CUMPLE
PISO2	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.005	6	0.00322	0.00119	0.0084	NO CUMPLE
PISO1	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.002	3.3	0.00212	0.00064	0.0045	OK

Nota: Esta tabla muestra los resultados del sismo aplicado en el eje Y en dirección NORTE - SUR, por Martínez y Verástegui, 2023

Caso 2:

El sentido ESTE-OESTE (EW) del sismo se aplica en el eje Y y el sentido NORTE-SUR (NS) se aplica en el eje X.

EJE X-X

Tabla 44

Sismo aplicado en el eje X en el sentido NORTE - SUR

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
PISO10	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.021	27.1	0.00089	0.00041	0.0028	OK
PISO9	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.021	24.9	0.00150	0.00056	0.0039	OK
PISO8	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.019	22.2	0.00186	0.00069	0.0048	OK
PISO7	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.017	19.5	0.00225	0.00083	0.0058	OK
PISO6	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.015	16.8	0.00257	0.00095	0.0067	OK
PISO5	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.013	14.1	0.00278	0.00103	0.0072	NO CUMPLE
PISO4	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.010	11.4	0.00285	0.00105	0.0074	NO CUMPLE
PISO3	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.007	8.7	0.00283	0.00105	0.0073	NO CUMPLE
PISO2	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.005	6	0.00259	0.00096	0.0067	OK
PISO1	CASO_2-X	LinRespSpec	Max	0.002	3.3	0.00192	0.00058	0.0041	OK

Nota: Esta tabla muestra los resultados del sismo aplicado en el eje X en dirección NORTE - SUR, por Martínez y Verástegui, 2023

EJE Y-Y

Tabla 45

Sismo aplicado en el eje Y en el sentido ESTE – OESTE

Story	Output Case	Case Type	Step Type	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	(Δ)Deriva Inelastica	E.030 ≤ 0.007
PISO10	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.03063	27.1	0.00182	0.00083	0.0058	OK
PISO9	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.028818	24.9	0.00251	0.00093	0.0065	OK
PISO8	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.026305	22.2	0.00293	0.00108	0.0076	NO CUMPLE
PISO7	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.023378	19.5	0.00336	0.00124	0.0087	NO CUMPLE
PISO6	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.020029	16.8	0.00370	0.00137	0.0096	NO CUMPLE
PISO5	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.01634	14.1	0.00389	0.00144	0.0101	NO CUMPLE
PISO4	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.012456	11.4	0.00388	0.00144	0.0101	NO CUMPLE
PISO3	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.00879	8.7	0.00362	0.00134	0.0094	NO CUMPLE
PISO2	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.005206	6	0.00312	0.00116	0.0081	NO CUMPLE
PISO1	CASO_2-Y	LinRespSpec	Max	0.002087	3.3	0.00209	0.00063	0.0044	OK

Nota: Esta tabla muestra los resultados del sismo aplicado en el eje Y en dirección ESTE – OESTE, por Martínez y Verástegui, 2023

3.5.17.6 Análisis de casos para definir el sentido más desfavorable

CASO 1

Tabla 46

Derivas del Caso 1

R=1	ICA-2007 CASO_1 X	%	R=1	ICA-2007 CASO_1 Y	%
0.0032	0.00275	1.2	0.00460	0.00465	1.0
0.0044	0.00383	1.1	0.00598	0.00592	1.0
0.0055	0.00477	1.1	0.00713	0.00694	1.0
0.0067	0.00582	1.2	0.00839	0.00807	1.0
0.0078	0.00678	1.1	0.00947	0.00908	1.0
0.0086	0.00752	1.1	0.01014	0.00977	1.0
0.0091	0.00790	1.1	0.01029	0.01000	1.0
0.0090	0.00776	1.2	0.00981	0.00956	1.0
0.0081	0.00683	1.2	0.00836	0.00810	1.0
0.0048	0.00398	1.2	0.00449	0.00435	1.0

Nota: Esta tabla muestra las derivas resultantes obtenidas del Caso 1, por Martínez y Verástegui, 2023

CASO 2

Tabla 47

Derivas del Caso 2

R=1	ICA-2007 CASO_1 X	%	R=1	ICA-2007 CASO_1 Y	%
0.0032	0.0028	1.0	0.0046	0.00578	0.8
0.0044	0.0039	1.0	0.0059	0.00652	0.9
0.0055	0.0048	1.0	0.0069	0.00759	0.9
0.0067	0.0058	1.0	0.0081	0.00871	0.9
0.0078	0.0067	1.0	0.0091	0.00960	0.9
0.0086	0.0072	1.0	0.0098	0.01009	1.0
0.0091	0.0074	1.1	0.0100	0.01006	1.0
0.0090	0.0073	1.1	0.0096	0.00939	1.0
0.0081	0.0067	1.0	0.0081	0.00809	1.0
0.0048	0.0041	1.0	0.0044	0.00443	1.0

Nota: Esta tabla muestra las derivas resultantes obtenidas del Caso 2, por Martínez y Verástegui, 2023

El sentido en el que atacará el sismo de diseño a la edificación lo termina el caso 1. Ya que presenta derivas mayores e iguales a las obtenidas con R=1.

3.5.17.7 Análisis de la edificación con aisladores LRB en la base

Tabla 48

Derivas del sismo Ica 2007 con la estructura aislada en el eje X

Story	Output Case	Case Type	Step ype	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	E.030 ≤ 0.003
PISO9	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.122998	27.1	0.001066	0.00048	OK
PISO8	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.121932	24.9	0.001296	0.00048	OK
PISO7	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.120636	22.2	0.0015	0.00056	OK
PISO6	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.119136	19.5	0.001708	0.00063	OK
PISO5	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.117428	16.8	0.001916	0.00071	OK
PISO4	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.115512	14.1	0.002095	0.00078	OK
PISO3	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.113417	11.4	0.002253	0.00083	OK
PISO2	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.111164	8.7	0.002358	0.00087	OK
PISO1	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.108806	6	0.002963	0.00110	OK
BASE	CASO_1-X	LinRespSpec	Max	0.105843	3.3	0.105843	DESPLAZAMIENTO	

Nota: Esta tabla muestra las derivas obtenidas del análisis tiempo-historia con el registro acelerométrico de Ica con la estructura aislada en el eje X, por Martínez y Verástegui, 2023

Tabla 49

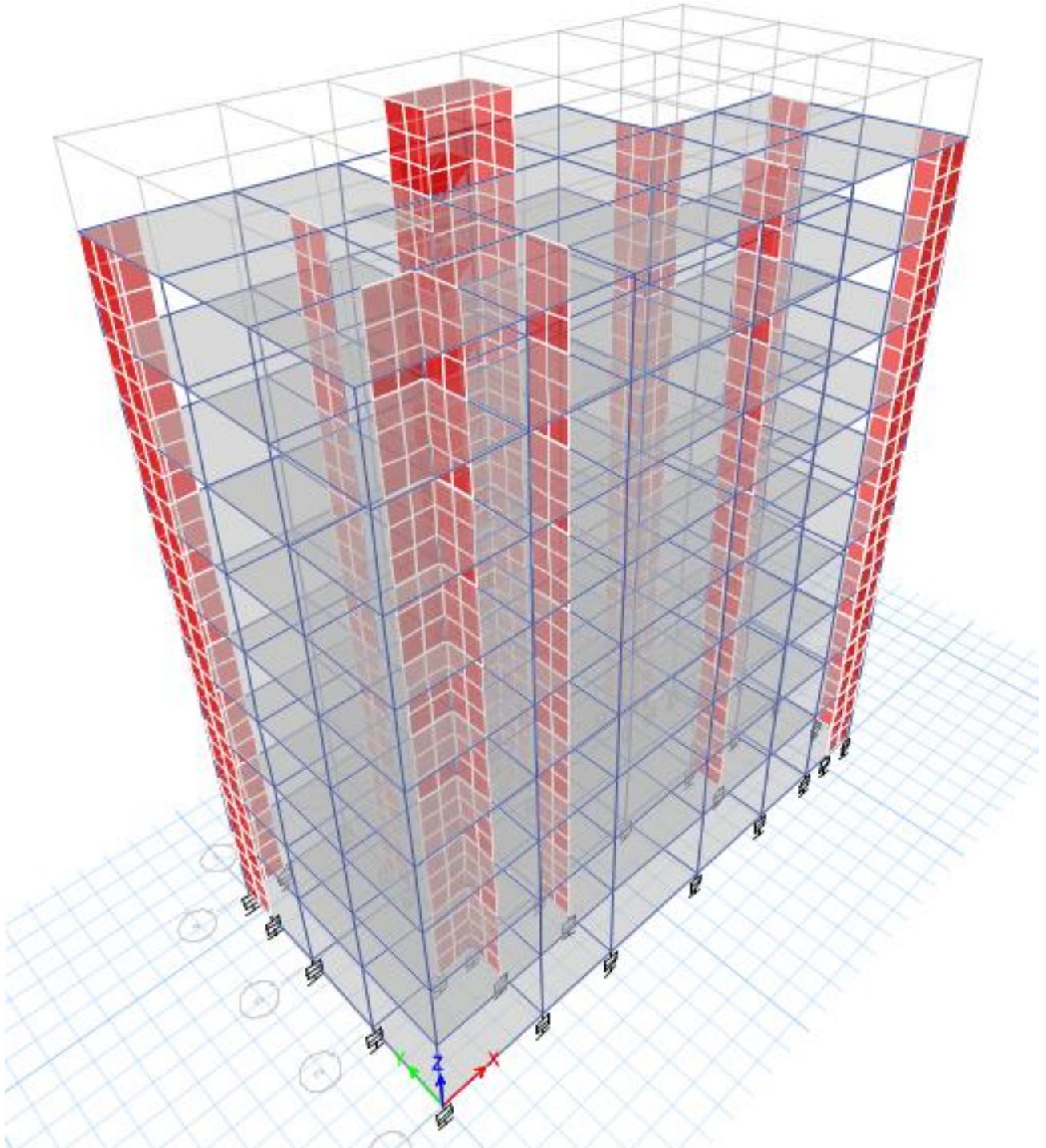
Derivas del sismo Ica 2007 con la estructura aislada en el eje Y

Story	Output Case	Case Type	Step ype	D.Estruct. (m)	h (m)	D.Relativo $\Delta(m)$	(Δ)Deriva Elastica	E.030 ≤ 0.003
PISO9	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.083889	27.1	0.001065	0.00048	OK
PISO8	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.082824	24.9	0.001176	0.00044	OK
PISO7	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.081648	22.2	0.001297	0.00048	OK
PISO6	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.080351	19.5	0.001436	0.00053	OK
PISO5	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.078915	16.8	0.001567	0.00058	OK
PISO4	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.077348	14.1	0.001692	0.00063	OK
PISO3	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.075656	11.4	0.0018	0.00067	OK
PISO2	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.073856	8.7	0.001867	0.00069	OK
PISO1	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.071989	6	0.002186	0.00081	OK
BASE	CASO_1-Y	LinRespSpec	Max	0.069803	3.3	0.069803	DESPLAZAMIENTO	

Nota: Esta tabla muestra las derivas obtenidas del análisis tiempo-historia con el registro acelerométrico de Ica con la estructura aislada en el eje Y, por Martínez y Verástegui, 2023

Ilustración 53

Modelo tridimensional con aisladores en la base



Nota: Esta ilustración muestra el modelado final en 3D de la estructura aislada, por Martínez y Verástegui, 2023

4 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Propuesta de Investigación.

Con este Informe de Tesis desarrollado, se desea enfatizar y motivar a más investigadores y profesionales enfocados en el área estructural a incursionar más en sistemas de aislación sísmica, ya sea evaluando desempeño de aisladores LRB o con otros tipos de sistemas de aislación, del mismo modo consideramos que sería un paso adelante en la normativa actual considerar los análisis Tiempo-Historia de carácter obligatorio y no complementario como se considera actualmente. Al mismo tiempo a los futuros investigadores contrastar sus resultados tras la Docimasia de Hipótesis para mostrar la relevancia y evidencia la confiabilidad de sus resultados obtenidos.

4.2. Análisis e Interpretación de los Resultados

Se procede a evidenciar los resultados obtenidos para el Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles empleando aisladores de energía (lead rubber bearing); se mostrarán los resultados generales planteados como objetivos específicos, los detalles a profundidad se encuentran desarrollados en el procesamiento y análisis de datos y en los anexos.

4.2.1. Predimensionamiento de los elementos estructurales

4.2.1.1 Losas aligeradas

Se decidió utilizar aligerado de 20 centímetros de espesor.

4.2.1.2 Vigas

Se decidió utilizar la V-101 de 50cmx30cm para el eje X y la V-102 de 45cmx30cm para el eje Y.

4.2.1.3 Columnas

Se decidió utilizar columnas de 35cmx35cm en las ubicaciones esquinadas, 45cmx45cm en las ubicaciones excéntricas y de 50cmx60cm en las ubicaciones centrales.

4.2.1.4 Placas

Se calculó que se requieren 3.42 metros lineales de muros estructurales en cada dirección.

4.2.1.5 Escaleras

Se calculó una escalera de 16 contrapasos, con una altura de contrapaso de 17cm, ancho de paso de 25cm, ancho de garganta de 15cm.

4.2.1.6 Cisterna

Se calculó un volumen de cisterna de 39.13 m³.

4.2.2. Análisis estructural

Se obtuvo un modo de vibración de 0.546 segundos para la dirección X y de 0.582 segundos para la dirección Y.

Peso total de la estructura de 2387.24 toneladas.

Cortante en la base de 447.607 toneladas.

Una deriva máxima de 0.006 en el sismo dinámico en la dirección X y de 0.007 en la dirección Y.

4.2.3. Diseño de los elementos de concreto armado

4.2.3.1 Losa aligerada

En la zona inferior se decidió emplear refuerzo con varillas de 1/2" y 3/8".

En la zona superior se decidió emplear refuerzo con varillas de 3/8", 1/2" y 5/8".

Colocar refuerzo por contracción y temperatura con varillas de 1/4".

4.2.3.2 Vigas

Para la V-101 de 50cmx30cm se decidió emplear 9 varillas de 5/8" con estribos de 3/8" 1@5,5@10, r@20cm.

Para la V-102 de 45cmx30cm se decidió emplear 7 varillas de 1/2" con estribos de 3/8" 1@5,5@10, r@20cm.

4.2.3.3 Columnas

Para la C-1 de 50cmx60cm se decidió emplear 14 varillas de 3/4" con 2 estribos de 3/8" 1@5,5@10, r@20cm.

Para la C-2 de 45cmx45cm se decidió emplear 12 varillas de 3/4" con estribos de 3/8" 1@5,5@10, r@20cm.

Para la C-3 de 35cmx35cm se decidió emplear 8 varillas de 5/8" con estribos de 3/8" 1@5,5@10, r@20cm.

4.2.3.4 Placas

Para las placas se calculó un espesor de 25cm y un refuerzo vertical de 1 varilla de 5/8" @ 15cm y un refuerzo horizontal de 1 varilla de 3/8" cada 25cm.

4.2.3.5 Cimentación

Se decidió emplear varillas de 5/8", para visualizar a detalle ir a planos anexados.

4.2.3.6 Escalera

Se decidió emplear varillas de 3/8" y 1/2", para visualizar a detalle ir a planos anexados.

4.2.3.7 Cisterna

Se decidió emplear varillas de 3/8" y 1/2", para visualizar a detalle ir a planos anexados.

4.2.3.8 Interfaz aislador – estructura

Se decidió emplear varillas de 5/8" y 3/8", para visualizar a detalle ir a planos anexados.

4.2.4. Características del aislador

$$\phi_{LDR} = 0.57m$$

$$h_{LRB} = 480mm$$

$$N_D = 27$$

$$t = 0.014m$$

$$N_S = 26$$

$$t_s = 0.002m$$

$$t_{cp} = 0.025m$$

4.2.5. Análisis Tiempo-Historia

Al escalar el sismo con una base completamente empotrada obtenemos derivas máximas con valor de 0.0091 en el eje X, valor que excede lo permitido en la norma actual, se encuentra especificado en la tabla 42 y se muestra en la tabla 50 en la Docimasia de la Hipótesis. Al escalar el sismo considerando la base aislada obtenemos en el eje X derivas de 0.00078, lo que representa una gran disminución de la deriva de entrepiso en el punto más crítico. Este valor se encuentra especificado en la tabla 48 y se muestra en la tabla 50 en la Docimasia de la Hipótesis.

4.3. Docimasia de Hipótesis

No hemos encontrado antecedentes de mejoras alcanzadas tras la implementación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo respaldadas con Docimacias de Hipótesis; se trabajó con una campana de Gauss de Cola Bilateral, traduciéndose que la implementación del sistema de aislación puede presentar las mismas o inferiores derivas a un diseño sin aislación. Para la Prueba T de Student, se recogieron las derivas de entrepiso de los dos modelos diseñados mostrando la siguiente tabla, considerando como P_0 la media de las derivas de la base fija equivalente a 0.0071111, y nuestro P la media de las derivas de la base aislada equivalente a 0.0007156.

Tabla 50

Derivas obtenidas de los modelos analizados

Piso	Aislado	Fijo
9	0.00048	0.0044
8	0.00048	0.0055
7	0.00056	0.0067
6	0.00063	0.0078
5	0.00071	0.0086
4	0.00078	0.0091
3	0.00083	0.009
2	0.00087	0.0081
1	0.0011	0.0048

Nota: Esta tabla muestra las derivas de cada piso con la base fija y la base aislada, por Martínez y Verástegui, 2023

Para el desarrollo de la investigación, planteando las siguientes hipótesis.

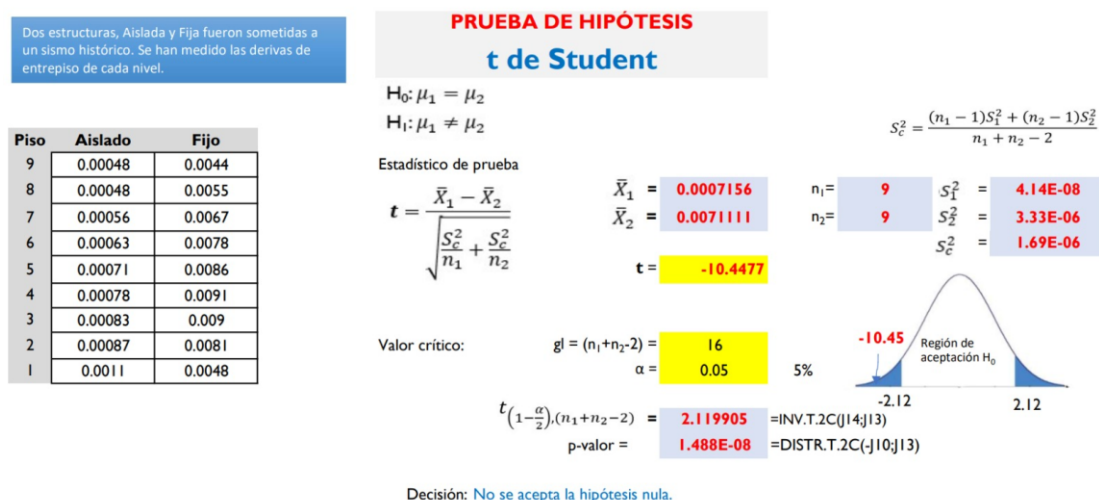
H_0 : La implementación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo no reduce las derivas del diseño sin aislación, es decir la media de las derivas de la base aislada es \geq a la media de las derivas de la base fija.

H_a : La implementación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo reduce las derivas del diseño sin aislación, es decir la media de las derivas de la base aislada es $<$ a la media de las derivas de la base fija.

Se consideró un Nivel de Confianza Máximo del 95%, lo que viene siendo el Acumulado, de esto se desprende que se trabajó con una Significación $\alpha = 5\%$; con una cantidad de indicadores $n = 18$; para la Probabilidad se estableció el Acumulado más el 50% de la significación por realizarse con Cola Bilateral: $95.00\% + (5.00\%/2) = 97.50\%$; por lo anterior los Valores Críticos de la Cola Bilateral son: $+2.12$ y -2.12 , tanto por la Tabla Estadística de Valor T como por la Función Excel para Valor T. Finalmente, al procesar los datos se obtuvo en la prueba de T de Student un valor de $t = -10.4477$. Con el presente resultado se desestima la Hipótesis Nula, demostrando que es rechazado que la implementación de aisladores de energía LRB no logra disminuir las derivas de manera significativa y por el contrario se acepta la Hipótesis Alternativa, evidenciando que se valida que la implementación de aisladores de energía LRB si logra una disminución significativa.

Ilustración 54

Docimasia de Hipótesis con T de Student



Nota: Esta ilustración muestra la Docimasia de Hipótesis con T de Student en Excel, por Martínez y Verástegui, 2023

5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la investigación de Hernández Mazariegos, un estudio de uso de dispositivos de control concluye que estos dispositivos reducen la demanda de distorsión de entepiso y de cortante basal, que equipar edificios con este tipo de sistemas reduce considerablemente la respuesta sísmica esperada, hechos que se han evidenciado en el desarrollo y conclusiones de la presente investigación.

En la investigación de Macías y Suárez, un diseño estructural con aisladores de base elastoméricos logran reducir en promedio un 54% en ambas direcciones, en la presente investigación se ha logrado reducir en un promedio de 92.65% en ambas direcciones, comprobamos que los valores de disipación de desplazamientos obtenidos son superiores.

En la investigación de Monroy, un diseño estructural sin aisladores elastoméricos con núcleo de plomo obtiene una deriva máxima de 0.004 en dirección X y 0.003 en dirección Y, en el diseño aislado propuesto en esta investigación obtenemos una deriva máxima de 0.001 en dirección X y 0.0008 en dirección Y, logrando valores de desplazamiento muy inferiores.

En la investigación de Mantilla y Apaza, un diseño estructural con aislamiento sísmico en la base evidencia una deriva máxima de 0.00066 en dirección X y 0.00058 en dirección Y, en el diseño aislado propuesto en esta investigación obtenemos una deriva máxima de 0.00110 en dirección X y 0.00081 en dirección Y, podemos observar que ambas estructuras aisladas muestran desplazamientos máximos muy reducidos.

En la investigación de Jiménez y Julca, un diseño estructural de albañilería confinada mediante el software Etabs obteniendo valores de desplazamiento dentro del rango permitido por la norma, en la presente investigación también se obtuvieron valores dentro del rango permitido por la norma.

En la investigación de Mamani, un diseño estructural sin aisladores elastoméricos con núcleo de plomo obtiene una deriva máxima de 0.00597 en dirección X y 0.00609 en dirección Y, en el diseño aislado propuesto en esta investigación obtenemos una deriva máxima de 0.00110 en dirección X y 0.00081 en dirección Y, logrando valores de desplazamiento muy inferiores.

6 CONCLUSIONES

Se realizó el diseño estructural del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles en el distrito de Trujillo implementando aisladores de energía LRB cumpliendo con las derivas máximas permitidas al escalarlo a un sismo histórico sucedido en el Perú como es el de Ica del año 2007.

Se verificó durante el desarrollo de la investigación el Predimensionamiento y una adecuada estructuración.

Al realizar el análisis estructural estático y dinámico se verificó que el diseño propuesto satisface las solicitaciones sísmicas tal como se muestra en los resultados.

Se diseñaron óptimamente los elementos de concreto armado que conforman la estructura del edificio verificando su buen comportamiento.

Para el óptimo desempeño del sistema de aislación sísmica se calcularon las propiedades y características que deben poseer los aisladores.

Al ejecutar el análisis Tiempo-Historia se verificó que el diseño propuesto con el sistema de aislación cumple de manera satisfactoria con los desplazamientos máximos permitidos por la norma peruana RNE E0.30.

7 RECOMENDACIONES

Las entidades privadas y públicas involucradas en el rubro de construcción de estructuras consideren la implementación de un sistema de aislación, buscando reducir los desplazamientos máximos de las estructuras diseñadas.

Los sistemas de aislación no deberían ser únicamente obligatorios para edificaciones esenciales como los hospitales, ya que incluirlos reduce el riesgo de daños, lo que implícitamente genera que menor cantidad de personas tengan que acudir a estos lugares, ya sea por necesidad o por permanecer en un lugar seguro.

Los ingenieros proyectistas deben considerar la realización del análisis Tiempo-Historia para tener un mayor nivel de confiabilidad de respuesta de la estructura frente a un evento sísmico.

Analizar a profundidad la implementación de estos sistemas ya que económicamente puede resultar beneficioso reduciendo la cantidad de otros materiales, de modo que podría reducir el costo de la edificación.

Siempre realizar la Docimasia de Hipótesis para Artículos y Tesis.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., & González, A. (2006). Evaluación rápida de la deriva máxima de piso en edificios sin muros de corte. *Boletín Técnico*, 44(2), 33-51. Recuperado en 19 de junio de 2023, de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2006000200003&lng=es&tlng=es.
- Bazán E., & Meli R., (2000). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México, México: Editorial Limusa.
- Blanco Blasco, A. (1991). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Princeliness.
- Decreto Supremo N° 010-2009-VIVIENDA. (8 de mayo 2009). Normas Legales, N°27792. Diario Oficial El Peruano, 9 de mayo de 2009.
- Hernández Mazariegos, J. A. (2019). Uso de dispositivos de control para edificios en zonas de moderada y alta sismicidad. *Tesis para optar el Grado de Maestro en Ingeniería en el área de Estructuras*. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Michoacán, México.
- Jiménez Julian, J. J., & Julca Abanto, J. A. (2018). Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018. *Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil*. Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.
- Luján Silva, E. F. (2011). *Microzonificación geotécnica del distrito de Trujillo*. Lima, Perú: Guzlop Editoras.
- Mejía Ocampo, C. M., & Gonzales Martinez, J. A. (2021). Analisis comparativo del diseño sismorresistente de un edificio de seis niveles de concreto armado. *Tesis para optar el Grado de Master en Ingeniero en Estructuras*. Universidad Tecnológica Centroamericana, San Pedro Sula, Honduras.
- Mamani Laura, J. A. (2021). Análisis y diseño estructural aplicando el software Robot Structural Analysis para el edificio multifamiliar de 5 Niveles, Juliaca, Puno, 2021. *Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil*. Universidad César Vallejo, Trujillo, Perú.
- Monroy Díaz, L. A. (2019). Diseño de un edificio de oficinas en Lince. *Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- Mantilla Cjuro, J., & Apaza Quispe, R. (2019). Análisis y diseño estructural con aislamiento sísmico en la base del hospital en el distrito de Yarabamba. *Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil*. Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú.
- Otazzi Pasino, G. F. A. (2015). *Apuntes del curso concreto armado I*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Resolución N.º 043-2019-VIVIENDA. Reglamento Nacional de Edificaciones (19 de febrero de 2019). <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/normas-legales/259580-043-2019-vivienda>.
- Resolución N.º 030-2019-VIVIENDA. Reglamento Nacional de Edificaciones (4 de noviembre de 2019). <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/normas-legales/354319-030-2019-vivienda>.
- Revoredo, A. (2016). *El diseño estructural*. Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina: Voros S.A.

9 ANEXOS

Anexo 1

Procedimiento de diseño para edificios equipados con aislamiento de base

1. Cálculo del área total requerida, $f(w)$, $\sigma_{max}=60\text{kg/cm}^2$.
2. Cálculo del área de plomo, $f(v \text{ de disparo})$.
3. Proponer desplazamiento objetivo y ductilidad.
4. Cálculo del espesor de caucho necesario.
5. Revisión por pandeo.
6. Revisión por deformación.
7. Calcular periodo efectivo y amortiguamiento equivalente.
8. Calcular demanda de desplazamiento a partir del espectro de diseño y comparar con el desplazamiento propuesto.

Nota: Este anexo justifica el procedimiento de diseño, por Hernández Mazariegos, 2019.

Anexo 2

Reacciones en la base de las columnas bajo carga de servicio

APOYO	POSICIÓN	P (t)	P max (t)	
1-A	ESQUINA	26.2	26.19	
1-E	ESQUINA	26.2		
5-A	ESQUINA	26.2		
5-E	ESQUINA	26.2		
1-B	ORILLA	42.1	44.78	
1-C	ORILLA	44.8		
1-D	ORILLA	42.1		
2-A	ORILLA	42.1		
2-E	ORILLA	42.1		
3-A	ORILLA	44.8		
3-E	ORILLA	44.8		
4-A	ORILLA	42.1		
4-E	ORILLA	42.1		
5-B	ORILLA	42.1		
5-C	ORILLA	44.8		
5-D	ORILLA	42.1		
2-B	CENTRAL	85.9		85.86
2-C	CENTRAL	82		
2-D	CENTRAL	85.9		
3-B	CENTRAL	82		
3-C	CENTRAL	79		
3-D	CENTRAL	82		
4-B	CENTRAL	85.9		
4-C	CENTRAL	82		
4-D	CENTRAL	85.9		
TOTAL		1371		
15%		206		

Nota: Este anexo muestra las reacciones obtenidas, por Hernández Mazariegos, 2019.

Anexo 3

Cuadro comparativo desplazamientos en X (mm)

NIVEL	Desplazamiento en X (mm)						PERMITE CHOC-08
	CHOC-08		ACI 318-14		Diferencia %		
	ASEL	ASDL	ASEL2	ASDL2	ASEL	ASDL	
6	22.28	18.36	23.76	19.73	6.63%	7.49%	48.00
5	18.71	16.03	19.68	17.06	5.20%	6.42%	48.00
4	14.68	12.84	15.14	13.4	3.18%	4.37%	48.00
3	10.79	9.66	11.02	9.99	2.14%	3.33%	48.00
2	6.53	6.03	6.59	6.15	0.84%	2.06%	48.00
1	2.85	2.73	2.86	2.77	0.42%	1.76%	48.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00

Nota: Esta tabla muestra la comparativa de desplazamientos, por Mejía y Gonzales, 2021.

Anexo 4

Cuadro comparativo desplazamientos en Y (mm)

NIVEL	Desplazamiento en Y (mm)						PERMITE CHOC-08
	CHOC-08		ACI 318-14		Diferencia %		
	ASEL	ASDL	ASEL2	ASDL2	ASEL	ASDL	
6	23.80	19.35	25.14	20.65	5.65%	6.72%	48.00
5	20.43	16.97	21.25	17.79	3.97%	4.84%	48.00
4	15.76	13.39	16.14	13.82	2.41%	3.22%	48.00
3	11.45	9.93	11.63	10.15	1.55%	2.31%	48.00
2	6.80	6.05	6.84	6.12	0.49%	1.22%	48.00
1	2.91	2.66	2.91	2.68	0.17%	0.94%	48.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	48.00

Nota: Esta tabla muestra la comparativa de desplazamientos, por Mejía y Gonzales, 2021.

Anexo 5

Derivas máximas en la dirección X

Sismo en X			
Nivel	Punto (Label)	Deriva elástica máx.	Deriva inelástica máx.
7	20	0.0007	0.0037
6	20	0.0008	0.004
5	20	0.0008	0.0042
4	20	0.0008	0.0041
3	20	0.0007	0.0038
2	20	0.0006	0.0031
1	20	0.0003	0.0017

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas, por Monroy, 2019.

Anexo 6

Derivas máximas en la dirección Y

Sismo en Y			
Nivel	Punto (Label)	Deriva elástica máx.	Deriva inelástica máx.
7	15	0.0007	0.0035
6	15	0.0007	0.0037
5	15	0.0007	0.0038
4	15	0.0007	0.0036
3	15	0.0006	0.0032
2	15	0.0005	0.0026
1	15	0.0003	0.0014

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas, por Monroy, 2019.

Anexo 7

Derivas máximas en la estructura convencional

Derivas máximas en la estructura convencional		
Fuerza Cortante Dinámico	Vx	1229.595 ton
	Vy	1206.912 ton
Desplazamiento en la base	D	0.898 cm
Deriva máxima X	driff X	0.00278
Deriva máxima Y	driff Y	0.00264
Periodo 1er modo	T1	0.289 seg
Periodo 2do modo	T2	0.264 seg
Periodo 3er modo	T3	0.193 seg

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas en la estructura convencional, por Mantilla y Apaza, 2019.

Anexo 8

Derivas máximas en la estructura aislada

Derivas máximas en la estructura convencional		
Fuerza Cortante Dinámico	Vx	751.785 ton
	Vy	751.7335 ton
Desplazamiento en la base	D	28.574 cm
Deriva máxima X	driff X	0.00066
Deriva máxima Y	driff Y	0.00058
Periodo 1er modo	T1	2.331 seg
Periodo 2do modo	T2	2.328 seg
Periodo 3er modo	T3	0.513 seg

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas en la estructura aislada, por Mantilla y Apaza, 2019.

Anexo 9

Control de distorsiones

NIVEL	DERIVA DE ENTREPISO X-X	DERIVA DE ENTREPISO Y-Y	DERIVA LÍMITE	CHEK
PISO 1	0.002759	0.001064	0.005	OK
PISO 2	0.003423	0.001744	0.005	OK
PISO 3	0.003912	0.002445	0.005	OK
PISO 4	0.004173	0.003157	0.005	OK
PISO 5	0.004858	0.003855	0.005	OK

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas, por Jiménez y Julca, 2018.

Anexo 10

Derivas máximas en dirección X

DESPLAZAMIENTO X-X				
PISO	Hi	DISTORSIÓN DE ENTREPISO (DERIVA-CM)		DESP SEGÚN RNE
5	2.8	0.00172		0.007 OK
4	2.8	0.0033		0.007 OK
3	2.8	0.00468		0.007 OK
2	2.8	0.00569		0.007 OK
1	3	0.00597		0.007 OK

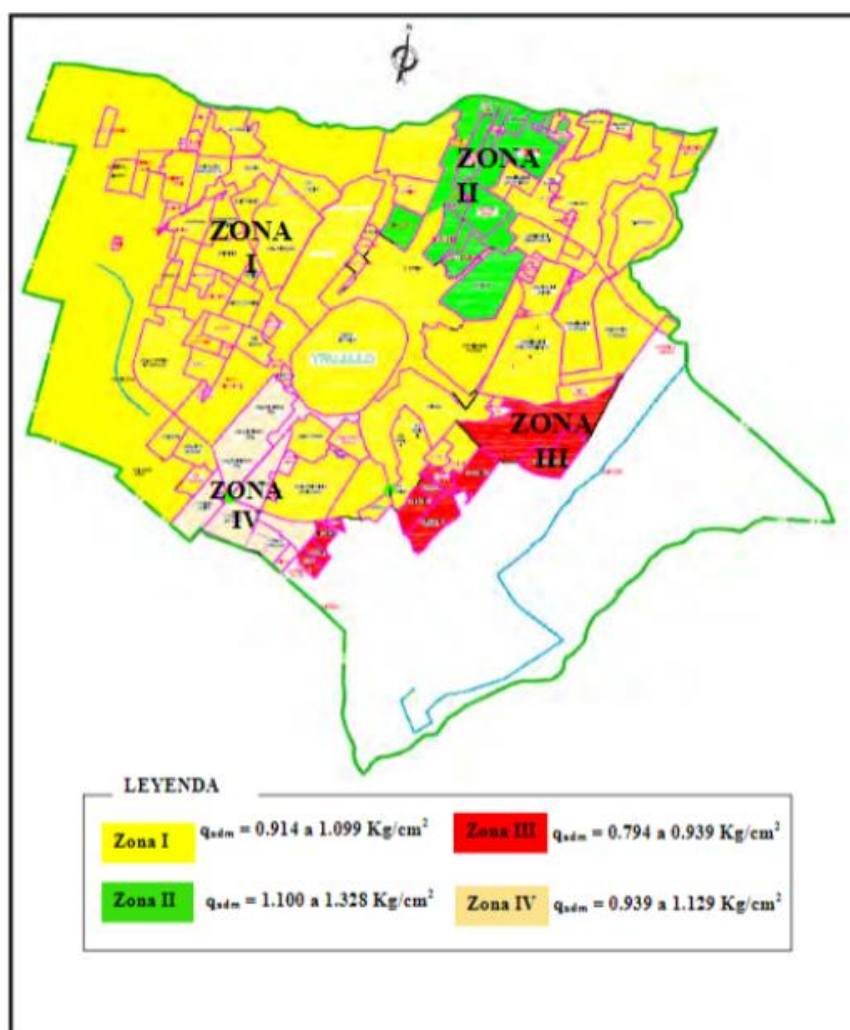
Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas en la dirección X, por Mamani, 2021.

Anexo 11
Derivas máximas en dirección Y

DESPLAZAMIENTO Y-Y					
PISO	Hi	DISTORSIÓN DE		DESP SEGÚN RNE	
		ENTREPISO (DERIVA-CM)			
5	2.8	0.00164		0.007	OK
4	2.8	0.00345		0.007	OK
3	2.8	0.00499		0.007	OK
2	2.8	0.00609		0.007	OK
1	3	0.00571		0.007	OK

Nota: Este anexo justifica los valores obtenidos de derivas máximas en la dirección Y, por Mamani, 2021.

Anexo 12
Estudio de microzonificación geotécnica del distrito de Trujillo.



Nota: Este anexo justifica el valor asumido de la capacidad portante del suelo, por Luján, 2011.

Anexo 13

Constancia de desarrollo de propuesta de investigación.**CONSTANCIA DE DESARROLLO DE PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN**

Por medio de la presente dejamos constancia que los bachilleres:

Victor Arturo Martinez Estraver, identificado con DNI N° 76726190 y Jose Luis Verástegui Hernández con DNI N° 47630475; han desarrollado su propuesta de investigación en ALAYO INGENIEROS S.R.L. desde el Lunes 03 de Enero del 2022 al Viernes 04 de Febrero del 2022, en el cuál han desarrollado el diseño estructural del edificio multifamiliar Residencial Alayo de 9 niveles con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Se emite la presente constancia a solicitud de los ingenieros para los fines académicos que estimen convenientes.

Trujillo, 04 de Febrero del 2022.

Atentamente.

ALAYO INGENIEROS
CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.

Ing. WILDER TITO ALAYO MENDOZA
Gerente General

Nota: Este anexo acredita esta investigación como desarrollada para la empresa ALAYO INGENIEROS S.R.L.

Anexo 14

Constancia de desarrollo de propuesta de investigación.

Nota: Este anexo muestra a los tesisistas durante el desarrollo de la investigación.

Anexo 15
Resolución de aprobación del proyecto de tesis.



Trujillo, 21 de abril del 2023

RESOLUCIÓN N° 0642-2023-FI-UPAO

VISTO, el informe favorable del Jurado Evaluador del Proyecto de Tesis, titulado "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL ALAYO DE 9 NIVELES EMPLEANDO AISLADORES DE ENERGIA (LEAD RUBBER BEARING)", de los Bachilleres: **MARTINEZ ESTRAVER, VICTOR ARTURO y VERÁSTEGUI HERNÁNDEZ, JOSE LUIS**, de la Carrera Profesional de Ingeniería Civil, y;

CONSIDERANDO:

Que, el Jurado Evaluador conformado por los señores docentes: **Ing. WILLIAM GALICIA GUARNIZ**, Presidente; **Ing. ELKA PANDURO ALVARADO**, Secretario; **Ing. LUIS CHAVEZ DIAZ**, Vocal; han revisado el Proyecto de Tesis, encontrándolo conforme;

Que, el Proyecto de Tesis ha sido elaborado conforme a las exigencias prescritas por el Reglamento de Grados y Títulos de Pregrado de la Universidad, el mismo que fue sometido a evaluación por el mencionado jurado evaluador, quien por acuerdo unánime recomendó su aprobación, tal como se desprende del informe elevado a la Facultad de Ingeniería;

Que, de acuerdo al Artículo 28° del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad, el Proyecto de Tesis se inscribe en el libro de proyectos de tesis a cargo de la Secretaría Académica de la Facultad;

Estando al Estatuto de la Universidad, al Reglamento de Grados y Títulos la Universidad y a las atribuciones conferidas a éste Despacho;

SE RESUELVE:

PRIMERO: APROBAR la modalidad de titulación solicitada por los Bachilleres **MARTINEZ ESTRAVER, VICTOR ARTURO y VERÁSTEGUI HERNÁNDEZ, JOSE LUIS**, consistente en presentación, ejecución y sustentación de una **TESIS** para optar el título profesional de **INGENIERO CIVIL**.

SEGUNDO: APROBAR y DISPONER la inscripción del Proyecto de Tesis titulado: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL ALAYO DE 9 NIVELES EMPLEANDO AISLADORES DE ENERGIA (LEAD RUBBER BEARING)".

TERCERO: COMUNICAR a los Bachilleres que tienen un plazo máximo de **UN AÑO** para desarrollar su tesis, a cuyo vencimiento, se produce la caducidad del mismo, perdiendo el derecho exclusivo sobre el tema elegido.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE.



[Firma manuscrita]
Dr. Ángel Alarcón Quenta
DECANO

C: Copia
[] Archivo
[] Programa de Estudio de Ingeniería Civil
A.A.D.F.F. Kato

Nota: Este anexo muestra la Resolución de Facultad de la Aprobación del Proyecto de Tesis extraído de la Resolución N° 0642-2023-FI-UPAO, por Facultad de Ingeniería UP AO, 2023.

Anexo 16

*Constancia del informe final de asesoramiento de tesis.***Informe Final de Asesoramiento**

Señor : Ms. Ing. Jorge A. Vega Benites
Director del Programa de Estudio de Ingeniería Civil

Asunto : Informe Final de Asesoramiento de Tesis

Fecha : Trujillo, 31 de mayo de 2023

De conformidad con el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad, y en cumplimiento de la **Resolución de Facultad N°0642-2023-FI-UPAO**, el suscrito, docente asesor del Informe de Tesis titulada:

Diseño estructural del edificio multifamiliar residencial alayo de 9 niveles empleando aisladores de energía (lead rubber bearing)", de los Bachilleres

Victor Arturo Martinez Estraver identificado con ID: 000148689, y Jose Luis Verástegui Hernández identificado con ID: 000157187, cumplo con informar lo siguiente:

El informe de Tesis cumple con el cronograma y proceso de investigación de acuerdo al proyecto de tesis, asimismo informo que la tesis reúne la calidad académica exigida por el Programa de Estudio de Ingeniería Civil.

Asimismo, adjunto el presente reporte de coincidencias generado con el software Antiplagio Turnitin firmado por el suscrito, precisando que no supera el 20%.

Atentamente,



Ms. Lucio Sigifredo Medina Carbajal
Docente asesor
Registro CIP: 76695

Nota: Este anexo muestra la constancia respecto al Informe Final de Asesoramiento de Tesis. Extraído del Informe Final de Tesis, por Medina, 2023.