

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UN
SISTEMA DUAL Y UN SISTEMA CON AISLADOR
ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)
PARA UN EDIFICIO EN EL DISTRITO DE SURQUILLO,
2019**

TESIS

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

PRESENTADA POR

Bach. FLORES CHUPILLÓN, DANIA ROSSMERY

Bach. RAVELO ARCOS, MAYRA ANDREA

ASESOR: Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi madre Rosa Chupillón Vega por su apoyo, comprensión y sobre todo por confiar siempre en mí, a mi padre Luis Flores Herrera por cada uno de sus consejos. A mi hermana y demás familia en general por ser siempre un ejemplo para mí y por darme todo su apoyo y comprensión durante todo este proceso.

Dania Flores Chupillón

Esta tesis está dedicada a mis padres Valentín Ravelo y Olga Arcos, a mis hermanos, amigos y todas las personas que me brindaron su apoyo incondicional durante la realización de esta tesis, ya que gracias a ellos cumpliré una de mis metas profesionales.

Mayra Ravelo Arcos

AGRADECIMIENTO

Nuestro agradecimiento a Dios por ser nuestro guía constante.

Nuestro agradecimiento al ingeniero Francisco Garate por su constante asesoramiento, compromiso y sus consejos para el desarrollo de la presente tesis.

Nuestro agradecimiento a nuestra alma mater la universidad Ricardo Palma por brindarnos la oportunidad para desarrollarnos profesionalmente.

Dania Flores Chupillón

Mayra Ravelo Arcos

INDICE GENERAL

RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
INTRODUCCION	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. Descripción y formulación del problema general y específico.....	3
1.1.1. Problema general.....	4
1.1.2. Problemas específicos	4
1.2. Objetivo general y específico.....	4
1.2.1. Objetivo general	4
1.2.1. Objetivos específicos	5
1.3. Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática.....	5
1.3.1. Delimitación temporal del problema	5
1.3.2. Delimitación espacial del problema.....	5
1.3.3. Delimitación de la temática del problema	5
1.4. Importancia y justificación del estudio	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes del estudio de investigación.....	7
2.1.1. Ámbito internacional.....	9
2.1.2. En el ámbito nacional.....	10
2.2. Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio.....	11
2.2.1. Diseño de una edificación	11
2.2.2. Análisis económico de una edificación.....	12

2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	13
2.3.1. Principios de la aislación sísmica.....	13
2.3.2. Consideración general de las normas técnicas	15
2.3.3. Comportamiento de los materiales	17
2.3.4. Metrado de Cargas	18
2.3.5. Aisladores Sísmicos.....	20
2.3.6. Tipos de aisladores	20
2.3.7. Consideraciones generales para el diseño	28
2.3.8. Consideraciones generales para el diseño con aisladores sísmicos.....	30
2.3.9. Consideraciones generales de los efectos sísmicos en las estructuras	31
2.3.10. Criterios para la selección del procedimiento de Análisis	36
2.4. Definición de términos básicos	41
2.5. Hipótesis.....	43
2.5.1. Hipótesis general	43
2.5.2. Hipótesis específicas	43
2.6. Variable	43
2.6.1. Definición conceptual de las variables.....	43
2.6.2. Operacionalidad de las variables.....	44
CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION.....	45
3.1. Tipo y nivel	45

3.1.1. Tipo	45
3.1.2. Nivel.....	45
3.2. Diseño de la investigación	45
3.3. Población y muestra del estudio.....	45
3.3.1. Población De Estudio	45
3.3.2. Diseño Muestral	45
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	45
3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos.....	45
3.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos	46
3.4.3. Procedimiento de la recolección de datos	46
3.5. Técnicas para el procesamiento y el análisis de datos	46
CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN Y CÁLCULOS DE LA INVESTIGACIÓN....	47
4.1. Parámetros generales de la edificación	47
4.1.1. Ubicación	47
4.1.2. Materiales empleados en la estructuración	48
4.2. Estructuración convencional	48
4.2.1. Principios y requisitos generales.	49
4.2.2. Pre-dimensionamiento.....	49
4.2.3. Análisis Sísmico – Según la Norma RNE 0.30.....	60
4.2.4. Análisis Estático.....	79
4.2.5. ANALISIS DINAMICO	83
4.3. Estructura Aislada	85

4.3.1. Combinaciones de carga	86
4.3.2. Características del sistema aislado	87
4.3.3. Análisis Estático o de Fuerzas estáticas equivalentes	89
4.3.4. Propiedades mecánicas del aislador	91
4.3.5. Distribución geométrica de los aisladores en planta	99
4.3.6. Verificación de la estabilidad de los aisladores sísmicos – Norma E 0.31	101
4.3.7. Análisis Tiempo – Historia	105
4.3.8. Ingreso de aisladores a software ETABS	109
4.3.9. Distorsiones y desplazamientos en entrepiso	111
4.3.8. Diseño de la Super-estructura	113
4.3.9. Diseño de Sub- Estructura	114
 CAPITULO V: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS	 126
5.1. Estudio comparativo de los resultados y costos	126
5.1.1. Comparación técnica	126
5.1.2. Comparación económica	132
5.1.3. Contrastación de hipótesis	137
 CONCLUSIONES	 139
RECOMENDACIONES	141
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	143
ANEXOS	147
Anexo 1: Matriz de consistencia	148

Anexo 2: Catalogo Brigstone 2018	149
Anexo 3: Diseño de Aislador	152
Anexo 4: Planos arquitectónicos	155
Anexo 5: Planos estructurales	159

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Cargas vivas mínimas requeridas	20
Tabla N° 2: Amortiguamiento efectivo	33
Tabla N° 3: Limites para distorsión del entrepiso	34
Tabla N°4: Coeficientes de Amortiguamiento B_M	38
Tabla N°5: Operacionalidad de variables	44
Tabla N°6: Combinaciones de carga	49
Tabla N° 7: Peso propio de vigas	57
Tabla N°8: Peso de columnas	57
Tabla N°9: Cargas axiales en secciones de columna	58
Tabla N°10: Cargas de elementos estructurales	58
Tabla N°11: Secciones de columnas propuestas	59
Tabla N°12: Factores sísmicos	59
Tabla N° 13: Comparación de cortantes de muros y cortante en a base	60
Tabla N° 14: Factor de Suelo	63
Tabla N° 15: Perfil del suelo	63
Tabla N°16: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje X –Bloque 1	64
Tabla N°17: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje Y–Bloque 1	65
Tabla N°18: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje X –Bloque 2	65
Tabla N°19: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje Y– Bloque 2	66
Tabla N°20: Comparación de modos de vibración	66
Tabla N°21: Factor de Suelo	67
Tabla N°22: Irregularidad por rigidez Eje X - Bloque 1	68
Tabla N°23: Irregularidad por rigidez Eje Y- Bloque 1	68
Tabla N°24: Irregularidad por rigidez Eje X- Bloque 2	68
Tabla N°25: Irregularidad por rigidez Eje Y - Bloque 2	69
Tabla N°26: Irregularidad por rigidez extrema Eje X - Bloque 1	69
Tabla N°27: Irregularidad por rigidez extrema Eje Y - Bloque 1	69
Tabla N°28: Irregularidad por rigidez extrema Eje X - Bloque 2	70
Tabla N°29: Irregularidad por rigidez extrema Eje Y - Bloque 2	70
Tabla N°30: Irregularidad por peso	70
Tabla N°31: Irregularidad por torsión Bloque 1 – Eje X	71
Tabla N°32: Irregularidad por torsión Bloque 1 – Eje Y	71

Tabla N°33: Irregularidad por torsión Bloque 2 – Eje X	71
Tabla N°34: Irregularidad por torsión Bloque 2 – Eje Y	72
Tabla N°35: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X	72
Tabla N°36: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje Y	72
Tabla N°37: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X	73
Tabla N°38: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X	73
Tabla N° 39: Distancias para irregularidad - Bloque 1	74
Tabla N° 40: Distancias para irregularidad - Bloque 2	75
Tabla N° 41: Análisis de irregularidad estructural	76
Tabla N° 42: Coeficiente de reducción – Bloque 1	77
Tabla N° 43: Coeficiente de reducción – Bloque 2	77
Tabla N° 44: Peso de la edificación Bloque 1	78
Tabla N° 45: Peso de la edificación Bloque 2	78
Tabla N°46: Modos de vibración y masa participativa del bloque 1	79
Tabla N°47: Modos de vibración y masa participativa del bloque 2	80
Tabla N°48: Fuerzas Cortantes por piso en Eje X – Bloque 1	82
Tabla N°49: Fuerzas Cortantes por piso en Eje Y – Bloque 1	82
Tabla N°50: Fuerzas Cortantes por piso en Eje X – Bloque 2	82
Tabla N°51: Fuerzas Cortantes por piso en Eje Y – Bloque 2	83
Tabla N° 52: Límites de distorsión	84
Tabla N° 53: Derivas en x e y del bloque 1	85
Tabla N°54: Derivas en x e y del bloque 2	85
Tabla N°55: Peso máximo por columna de bloque 1	101
Tabla N°56: Peso máximo por columna de bloque 2.....	102
Tabla N°57: Registro de aceleraciones	106
Tabla N° 58: Promedio de derivas con Tiempo – Historia	112
Tabla N° 59: Promedio de derivas con Tiempo – Historia	112
Tabla N° 60: Modo de vibración bloque 1	112
Tabla N° 61: Modo de vibración bloque 2	113
Tabla N°62: Modos de vibración aislado – Bloque 1	126
Tabla N°63: Modos de vibración aislado – Bloque 2	126
Tabla N° 64: Derivas comparativas – Bloque 1	126
Tabla N° 65: Derivas comparativas – Bloque 2	127
Tabla N°66: Desplazamientos en sistema Convencional y Aislado-	

Bloque 1.....	128
Tabla N° 67: Desplazamientos en sistema Convencional y Aislado –	
Bloque 2	129
Tabla N°68: Aceleraciones del sistema aislado y el sistema convencional –	
Bloque 1.....	130
Tabla N° 69: Aceleraciones del sistema aislado y el sistema convencional –	
Bloque 2.....	130
Tabla N° 70: Presupuesto para el sistema convencional	133
Tabla N° 71: Presupuesto para el sistema aislado	134

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Placas tectónicas.....	4
Figura N°2: Partes del sistema de aislación	14
Figura N° 3: de una estructura de base fija y otra con base aislada	15
Figura N° 4: Diagrama esfuerzo en función de la deformación.....	18
Figura N°5: Transmisión de las cargas verticales	19
Figura N° 6: Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB).....	22
Figura N° 7: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)	22
Figura N° 8: Componentes del LRB.....	23
Figura N°9: Aislador con planchas cóncavas	25
Figura N°10: Partes principales del aislador SFP	25
Figura N° 11: Posición aislador DFP	26
Figura N° 12: Partes principal del aislador DFP.....	26
Figura N° 13: Posición deformada del aislador DFP.....	27
Figura N° 14: Partes principales y nomenclatura del aislador FPT	27
Figura N° 15: Reducción de la aceleración	29
Figura N°16: Efecto de oscilación vertical	29
Figura N° 17: Efecto de oscilación horizontal	30
Figura N° 18: Deflexión lateral de la estructura	34
Figura N°19: Momento Torsor	35
Figura N° 20: Método de determinación del espectro de respuesta	40
Figura N°21: Ubicación de la edificación a investigar	47
Figura N°22: Ubicación de la vivienda multifamiliar	47
Figura N°23: Modelo de la estructura convencional	48
Figura N° 24: Ubicación de bloques	61
Figura N° 25: Factor de zona	62
Figura N° 26: Bloque 1 en Planta	74
Figura N°27: Bloque 2 en Planta	74
Figura N°28: Bloque 1 en Planta.....	75
Figura N °29: Bloque 2 en Planta	76
Figura N°30: Espectro de Pseudo aceleraciones	84
Figura N° 31: Modelo tridimensional del sistema aislado	86
Figura N°32: Estructura Aislada	87

Figura N°33: Ubicación de aisladores	88
Figura N° 34: Modelo bilineal del aislador	92
Figura N°35: Curva histéretica del aislador elastomérico con núcleo de plomo.....	94
Figura N°36: Propiedades nominales de modelo bilineal Fuerza – Deformación del aislador	96
Figura N° 37: Centro de masa y rigidez en planta	100
Figura N°38. Vista en planta de reducción del Área de aislador debido a DTM.....	103
Figura N°39: Spectro de Pseudo Aceleración	107
Figura N°40: Componente EW Sismo en Ancash 1970	107
Figura N°41: Componente EW Sismo en Lima 1966	108
Figura N°42: Componente EW Sismo en Ica 2007	108
Figura N°43: Introducción de acelerogramas al software ETABS	108
Figura N° 44: Propiedades para aislador	109
Figura N° 45: Propiedades dinámicas del aislador	110
Figura N° 46: Propiedades dinámicas del aislador LRB 1	110
Figura N° 47: Vista de la estructura aislada en X - Bloque 1	111
Figura N° 48: Vista de la estructura aislada en Y - Bloque 2	111
Figura N° 49: Diseño de V-CH 1 en la super estructura	113
Figura N° 50: Detalle de vigas en la super estructura	113
Figura N° 51: Detalle de columnas en la super- estructura	114
Figura N° 52: Deriva de entre piso – Bloque 1	127
Figura N° 53: Derivas de entre piso – Bloque 2	128
Figura N°54: Desplazamientos en eje X del Bloque 1 y 2	129
Figura N° 55: Desplazamientos en eje X del Bloque 1 y 2	129
Figura N°56: Grafica de aceleraciones eje X e Y – Bloque 1	131
Figura N°57: Grafica de aceleraciones eje X e Y – Bloque 2	131
Figura N° 58: Porcentaje de presupuesto total	135
Figura N°59: Presupuesto de elementos estructurales por niveles	135
Figura N°60: Presupuesto de elementos estructurales entre estructura convencional y aislada	136
Figura N°61: Presupuesto de elementos estructurales entre estructura convencional y aislada	136

RESUMEN

La presente tesis expuso el uso del sistema de aislamiento en las edificaciones en la ciudad de Lima, logrando así demostrar los grandes beneficios que tiene ante un sismo de gran magnitud; las estructuras con aisladores elastoméricos logran tener menos daños estructurales y no estructurales, garantizando así su operatividad.

Para el análisis de las edificaciones con y sin aisladores sísmicos se usó la Norma E 0.30 Diseño Sismorresistente y la Norma E.031 Aislamiento Sísmico, respectivamente. Esto implica el análisis estático y dinámico de un sistema convencional y un sistema aislado, comparando así los modos de vibración y desplazamientos máximos de la estructura. Se ha logrado aumentar el periodo de vibración de la estructura aislada hasta 3 veces en comparación con el convencional, reduciendo así su respuesta sísmica y derivas, esto se debe gracias a la interfaz de aislamiento entre la superestructura y la subestructura.

Por lo tanto se logró demostrar mediante la comparación técnica y económica que el sistema aislado resulta ser más favorable presentando así la viabilidad del proyecto y beneficios a futuros eventos sísmicos.

Para finalizar, la presente investigación servirá de aporte en futuras construcción con el sistema aislado, siendo así una alternativa principal para reducir daños en las estructuras.

Palabras clave: Aislador elastomérico, núcleo de plomo, análisis sísmico, interfaz de aislamiento

ABSTRACT

This thesis presented the use of the insulation system in buildings in the city of Lima, thus demonstrating the great benefits it has in the face of an earthquake of great magnitude; The structures with elastomeric insulators manage to have less structural and non-structural damage, thus guaranteeing their operability.

For the analysis of buildings with and without seismic insulators, Standard E 0.30 Seismic Resistant Design and Standard E.031 Seismic Isolation were used, respectively. This implies the static and dynamic analysis of a conventional system and an isolated system, thus comparing the vibration modes and maximum displacements of the structure.

It has been possible to increase the period of vibration of the isolated structure up to 3 times compared to the conventional one, thus reducing its seismic response and drifts, this is due to the isolation interface between the superstructure and the substructure.

Therefore, it can be demonstrated by technical and economic comparison that the isolated system is more favorable, thus presenting the viability of the project and benefits to future seismic events.

Finally, the present investigation will serve as a report on future constructions with the isolated system, thus being a main alternative to reduce damage to the structures.

Keywords: Elastomeric insulator, lead core, seismic analysis, isolation interface

INTRODUCCION

Los sismos son eventos naturales que generan pérdidas humanas y económicas, dependiendo de su magnitud e intensidad generando consecuencias devastadoras en la sociedad.

El Perú está ubicado en una zona de alto peligro sísmico debido a que se encuentra en el cinturón de Fuego, entre la Placa de Nazca y de Sudamérica. Debido a su ubicación es primordial tener en cuenta el diseño de la edificación, considerando como principal objetivo minimizar fallas y buena funcionabilidad antes, durante y después de un evento sísmico, por seguridad y bienestar de las personas que la habitan.

En la actualidad, las construcciones convencionales son diseñadas para resistir sismos de baja intensidad, siendo lo suficientemente resistentes hasta que el personal que habita en el interior pueda evacuar. Ante esta medida, es de gran importancia analizar propuestas aplicables para disminuir daños materiales y vidas humanas.

Debido a lo mencionado, la ingeniería ha desarrollado mecanismos tecnológicos como los aisladores elastoméricos, los cuales son capaces de reducir entre seis a 8 veces las aceleraciones de la estructura ante un sismo de gran magnitud comparado con una edificación convencional.

La presente tesis consta de seis capítulos, donde el capítulo I consta del planteamiento del problema el cual incluye el problema general y específico, objetivo general y específico, delimitación del problema y la importancia de la investigación; el capítulo II consta del marco Teórico, donde se describe los antecedentes y las bases teóricas de la investigación, y la definición de los términos básicos; el capítulo III consta de sistema de Hipótesis el cual incluye la hipótesis principal y secundaria, y la definición de variables; el capítulo IV consta de la Metodología de la investigación, el cual incluye el tipo, nivel, diseño, población y muestra de la investigación , técnicas e instrumentos para la recolección de datos y análisis de información; el capítulo V consta de la Descripción y cálculos de la investigación , donde se describe el proyecto y presenta los cálculos obtenidos y para finalizar el capítulo VI que consta de Presentación y análisis de los resultados de la investigación donde realiza las comparaciones técnicas y económicas de ambos sistemas estructurales.

Con la presente tesis se busca el análisis de un diseño de estructura dual de 8 niveles con un sótano haciendo uso de los aisladores elastoméricos con nucleó de plomo, comparándolo con una estructura convencional y de la misma manera realizar una comparación económica.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción y formulación del problema general y específico

En los últimos años, se han desarrollado diferentes métodos de diseños estructurales en los cuales se han agregado dispositivos en edificaciones para su mejoramiento ante un evento sísmico. El uso de estos dispositivos es utilizado con mayor frecuencia en países como México, Japón y Chile, por otro lado, en nuestro país estas prácticas de diseño no se realizan constantemente en las edificaciones debido a la falta prevención e información del sistema.

El Perú es un país que posee alta actividad sísmica debido a que se ubica entre dos placas tectónicas (Ver figura N°1), por lo tanto está expuesto a gran peligro ante actividades sísmicas.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. A partir de 2010, a raíz del terremoto, empezó un boom en cuanto a la incorporación de sistemas de protección sísmica en nuevos proyectos, por la posibilidad que entregan en cuanto a limitar o eliminar el daño en las estructuras

En la actualidad, existen variedades de softwares que nos permiten analizar las estructuras para obtener resultados óptimos en cuanto a los cálculos estáticos y dinámicos, a pesar que estos softwares son importantes, se debe tener en cuenta el proceso constructivo y los cálculos de diseño previos.

La presente investigación se basa en el uso del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LBR) para el edificio multifamiliar, el cual tiene características estructurales convencionales en el distrito de Surquillo. Con el uso de este tipo de aislador se espera no se presenten muchos daños, que no provoquen colapsos ni afecten sus elementos no estructurales, salvaguardando así la función de la estructura.

Para ello se realiza la comparación entre un sistema dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo para evaluar cuál de ellos es el más favorable desde el punto de vista estructural.

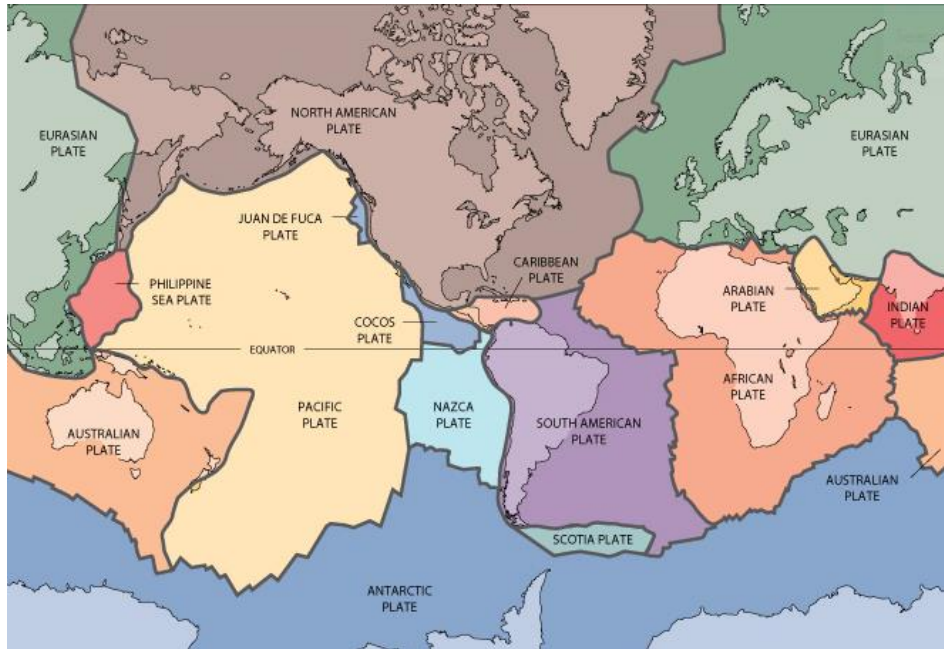


Figura N° 1: Placas tectónicas

Fuente: USGS

1.1.1. Problema general

¿Cuáles serán los resultados de la comparación técnica y económica de un sistema estructural dual frente a un sistema con aislador sísmico para un edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?

1.1.2. Problemas específicos

- a) ¿De qué manera el análisis del aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?
- b) ¿De qué manera el análisis del aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo?
- c) ¿De qué manera el sistema dual convencional influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?
- d) ¿Cuál será la diferencia de costo de la estructura con aislador elastomérico con núcleo de plomo en comparación con la estructura dual convencional?

1.2. Objetivo general y específico

1.2.1. Objetivo general

Demostrar mediante la comparación técnica y económica el resultado más favorable entre un sistema estructural dual y un sistema con aislador elastomérico

con núcleo de plomo de un edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.

1.2.1. Objetivos específicos

- a) Determinar cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.
- b) Determinar cómo influye el aislador elastomérico con núcleo de plomo en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo.
- c) Determinar como el sistema dual convencional influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.
- d) Determinar el costo de la estructura con aislador elastomérico con núcleo de plomo en comparación con la estructura dual convencional.

1.3. Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática

1.3.1. Delimitación temporal del problema

El análisis se efectuará tomando como base de estudio el periodo comprendido entre los meses de mayo hasta noviembre del año 2019.

1.3.2. Delimitación espacial del problema

El problema está ubicado en Calle Samiria Lt 3 en el distrito de Surquillo, Provincia Lima, Departamento Lima.

1.3.3. Delimitación de la temática del problema

La delimitación temática corresponde a la comparación técnica y económica entre un sistema estructural dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo del edificio “vivienda multifamiliar” ubicado en Calle Samiria Lt 3 en el distrito de Surquillo -Lima, empleando las Normas establecidas en el RNE.

Para el análisis sísmico se tiene en cuenta la Norma E.020 (Cargas), Norma E.030 (Diseño sísmico Resistente), Norma E 050 (Suelos y Cimentaciones), Norma E.060 (Concreto Armado) estas Normas son utilizadas para el diseño del Sistema Tradicional y para el diseño estructural con Aislador Elastomérico con núcleo de plomo se toma en cuenta la norma peruana E.031 Aislamiento Sísmico y se toma de referencia libros de mecánica de materiales.

1.4. Importancia y justificación del estudio

La investigación nos permite determinar un óptimo comportamiento estructural del edificio “vivienda multifamiliar” empleando el aislador elastomérico con núcleo de plomo ubicado en la Calle Samiria Lt 3, Surquillo, teniendo en cuenta que el edificio es característico del distrito. Lo cual contribuye en la seguridad y calidad de vida de los usuarios.

El proyecto se justifica debido a que el Perú se ubica en una zona geográfica con alta ocurrencia de sismo, por lo cual se quiere elaborar construcciones más seguras de forma que las estructuras se vean menos afectadas ante la presencia de un sismo. El uso del aislador elastomérico con núcleo de plomo reduce los daños estructurales, económicos y posibles pérdidas humanas.

La investigación es viable ya que se cuenta con planos de arquitectura y estructuras, tanto en planta como en elevación, además de tener acceso al software de estructuras que nos permite obtener los datos necesarios para la investigación.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio de investigación

Hace muchos años se conoce que nuestro país está ubicado en una zona altamente sísmica, por lo que se ve necesario la implementación de diversos mecanismos que protejan las estructuras y la seguridad de las personas que lo habitan, un mecanismo favorable es el uso de los aisladores sísmicos.

Trujillo B. (2017) menciona:

Los aisladores sísmicos se han estado desarrollando hace más de un siglo y en las últimas cuatro décadas se ha difundido más su aplicación; sin embargo, en los últimos 15 años el uso de los aisladores sísmicos ha ido aumentando en gran magnitud debido que presentan un buen desempeño ante un movimiento sísmico (p.11)

En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, que afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino, que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse.

En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena.

En 1978 se construyó en viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente. (Anaya, Bedoya, Rada, Sanhchez & Tafur, 2016, p.2-3)

El funcionamiento de un aislador sísmico se basa en generar una discontinuidad en la transmisión del movimiento de la fundación a la estructura. De esta manera no se transfiere la totalidad de la energía del sismo a la estructura; sólo se transmite una pequeña porción de ese movimiento de la fundación por lo que la estructura sufre pequeñas deformaciones y se limitan los daños. La estructura mantiene su respuesta mayormente en el régimen elástico, y hasta puede llegar a comportarse como un cuerpo rígido. De esta manera, se reducen las demandas de ductilidad de la estructura aislada, lo cual trae importantes simplificaciones en el detallado de los miembros estructurales, y en la protección de elementos no estructurales. Esto también trae ventajas que incluyen, por ejemplo, menores restricciones para el diseño arquitectónico y mayores posibilidades en la utilización de una amplia variedad de materiales y componentes estructurales. (Genatios C. & Lafuente M., 2016, p.36)

A lo largo de los años la construcción convencional de estructuras respeta los parámetros de la norma de diseño sismorresistente E 030, basándose en las características tradicionales de ductilidad y resistencia del sistema estructural, así evitando su colapso, sin embargo produce serios daños en la estructura ante un sismo severo; en todo caso, Casabonne C.(2015) menciona que "Muchas veces la estructura no sufre daños pero sí el contenido. Se rajan los tabiques, se mueven los equipos, se caen las tuberías o el falso cielo; es tanto el daño que luego de la instalación debe parar entre 15 a 20 días para reparar todo ello"(p.4)

Hace 5000 años los antiguos constructores de la cultura Caral tuvieron que luchar para proteger las construcciones de la frecuente ocurrencia de terremotos que nos acompañan desde siempre, con muertes y pérdidas materiales, para ello usaron una técnica llamada "shicras". Tras largos estudios de campo se descubrió y explico el porqué de la existencia y uso de las shicras que aparecen a lo largo de 400 km de la costa peruana, se concluyó que los habitantes de Caral – Supe elaboraron shicras para cimentar la construcción de pirámides como técnica de construcción antisísmica.

2.1.1. Ámbito internacional

Salinas B., Torres E. & Vallejos S.(2014) describen:

El aislamiento sísmico en la base consiste en colocar la estructura sobre apoyos flexibles para desacoplarla de los movimientos sísmicos en el terreno. De esta manera se reduce la demanda en la superestructura, concentrando la deformación y disipación de energía en el sistema de aislamiento. Esto permite optimizar el diseño y compensar el costo del sistema de aislación con ahorros en la estructura. (p.8)

Pérez Z. & Vásquez O. (2016) describen en su tesis:

La presente investigación se enfoca en el diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y péndulo friccionante, para un edificio de oficinas donde se realizó un análisis comparativo de la estructura de base fija frente a estos dos y tipos de aislación sísmica para las propiedades dinámicas: periodo, aceleración, distorsión y cortante basal. Los aisladores sobresalieron en desempeño con respecto a la estructura convencional en todos los parámetros de comparación, obteniéndose en la estructura una excelente protección sísmica con altos beneficios económicos. (p.7)

Ruiz C. & Torres R. (2018) describen en su tesis:

Para el presente trabajo investigativo se procedió a realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural para los sistemas convencional, aislado en la base y con el uso de disipadores sísmicos en una estructura de uso hospitalario de 7 pisos compuesta de 2 bloques de 7738.12 m² y 9975.43 m² respectivamente separados por una junta. Se utilizó la metodología tiempo historia no lineal para evaluar el desempeño de cada uno de los sistemas estructurales propuestos para lo cual fue necesario utilizar registros sísmicos que representen las aceleraciones correspondientes al sitio de implantación de la estructura en estudio.

Para el diseño de los elementos estructurales, así como para los sistemas de protección sísmica se emplearon normas nacionales e internacionales como Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Institute of Steel Constructions. (p.31)

2.1.2. En el ámbito nacional

Llerena B. & Tito C.(2014) describen en su tesis:

El presente proyecto de tesis, comprende un análisis comparativo de una edificación convencional y la misma edificación pero con la inclusión de aisladores sísmicos en la base, que consiste en colocar una interfase flexible entre el suelo y la estructura. Se busca analizar el comportamiento de ambos modelos bajo las mismas solicitaciones sísmicas que por encontrarse en la ciudad de Arequipa (zona 3 según la norma E 030) presenta gran riesgo sísmico. Se emplearán aisladores elastoméricos, los cuales aprovechan la flexibilidad del material similar al caucho para conseguir una baja rigidez lateral, pero lo combinan con planchas de acero para elevar la rigidez vertical. Luego de analizados y diseñados ambos modelos (convencional y aislado), se procedió a una comparación para observar las ventajas en el comportamiento estructural y diferencias en los costos y tiempo, a partir de ello, se concluirá cuan beneficioso es el uso de este tipo de protección sísmica el procedimiento y recomendaciones para su diseño. (p.1)

Cabello C. & Arquíñiva M. (2017) describen en su tesis:

Determinar los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles, la hipótesis principal que debe verificarse es: Los resultados de un análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles son significativos dado que se reducen los desplazamientos y fuerza cortante en un 30% a 50.

Como conclusión del proyecto, se tiene que el uso de aisladores sísmicos de base brinda resultados muy satisfactorios para el diseño y protección de estructuras de carácter esencial, garantizando así la operatividad de la estructura antes, durante y después del evento sísmico.(p.23)

Medina M. & Choque C. (2017) describen en su tesis:

El sistema de aislamiento en edificaciones consiste en colocar un interfaz flexible entre la subestructura y la superestructura de forma que se reduzcan considerablemente las solicitaciones sísmicas a las que estaría sometida, se puede optar por un diseño con un factor de reducción de fuerza sísmica

menor y se obtiene como resultado una edificación que no sufrirá daños y permanecerá totalmente operativa durante y después de un evento sísmico. Las reducidas aceleraciones también protegen a los elementos no estructurales. El trabajo se centrará en un tipo de aislador elastomérico: los aisladores elastómeros con núcleo de plomo (LRB). La tesis inicia mostrando el comportamiento particular de los aisladores elastoméricos para luego definir el procedimiento de análisis, modelamiento y diseño, se revisa dos normas internacionales al respecto: la norma americana ASCE7-10 y la norma chilena NCh2745, a partir de estas normas se plantea una normativa que se adapte a la realidad sísmica peruana, priorizando cumplir las disposiciones de la norma E-030 2016.

Posteriormente tomamos la arquitectura de un edificio ubicado en el distrito de Yanahuara, se realiza el análisis, diseño y comportamiento para el edificio: de base fija y de base aislada. Finalmente se compara el presupuesto de ambas estructuras. (p.6)

2.2. Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio

2.2.1. Diseño de una edificación

Cervera J. (1993) sostiene que:

Todo objeto real, a lo largo de su existencia se ve sometido a agresiones físicas, de entre las que un cierto grupo son identificables como acciones mecánicas: fuerzas externas, de masa o de inercia. Otras provocan cambios dimensionales en aquel: temperatura, tiempo, asentamientos. Las propiedades que le permiten sobrevivir con éxito frente a las mismas durante un cierto tiempo se denominan cualidades estructurales, y el conjunto de especificaciones de tales cualidades que permite definir objetos con dicha capacidad de supervivencia se denomina conjunto de requisitos estructurales.

El objeto del diseño estructural consiste, según los casos, en definir o en comprobar o modificar el diseño general del objeto o de partes de él, en ocasiones mediante el diseño de componentes específicos del mismo, a fin de que se cumplan los requisitos estructurales. Para un edificio éstos pueden resumirse en lograr un objeto que:

- 1) Sea estable en conjunto y en cada una de sus partes. (Estabilidad).
- 2) Disponga de seguridad suficiente frente a rotura. (Resistencia).

- 3) Cuyas deformaciones sean compatibles con el uso. (Rigidez).
- 4) No presente alteraciones locales que puedan variar la seguridad a corto o medio plazo.
- 5) Todo ello debe lograrse a un coste razonablemente bajo. (p. 4)

Blanco A. (1994) menciona que:

El diseño así enfocado ya no resulta ser un cálculo matemático exacto sino un arte, en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos “exactos”. Dada la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad. (p.2)

2.2.2. Análisis económico de una edificación

Duarte T., Jiménez R. y Ruiz M.(2007) afirman que:

La evaluación de proyectos tiene como finalidad, analizar la conveniencia o inconveniencia en el uso de recursos destinados a la ejecución de un proyecto, dirigido a la solución de un problema o a la satisfacción de necesidades. Los criterios que se utilicen deben garantizar, la eficiencia financiera, económica, social y ambiental. (p. 333)

Ramírez M. (2006) indica que:

Este estudio puede dar una buena idea sobre cuál es la estructura óptima de la gerencia financiera. Adicionalmente, busca establecer información relevante acerca de aspectos como las posibles fuentes y los costos del financiamiento, tanto interno, como externo, y los criterios para el manejo de excedentes. También puede dar recomendaciones sobre el manejo de depreciaciones y establecer criterios para definir los costos de oportunidad de los recursos del inversionista, y los costos que pueden clasificarse como muertos. En general, generará información básica para la evaluación financiera. (p.22)

La Unidad responsable de la Evaluación DG Política Regional Comisión Europea (2003) afirma que:

El análisis económico examina la manera de calcular los costes y beneficios sociales de un proyecto y la medida en que éstos pueden incidir en el resultado final. Asimismo, ofrece orientaciones sobre el cálculo de la tasa de rendimiento económico y ayuda a comprender el significado económico de dicha tasa de cara a la evaluación del proyecto. (p.8)

2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1. Principios de la aislación sísmica

Desde la antigüedad existen técnicas de aislamiento sísmico con la finalidad que las construcciones no se vean afectadas ante eventos sísmicos, entre las técnicas más destacadas tenemos:

- El uso de varias capas de piedras bajo la base de la estructura. Las piedras eran cortadas, con superficies alisadas, y colocadas sin mortero
- El uso de piezas de apoyo de madera
- La colocación de varias capas de arena, piedras, y algunas veces otros materiales entre el suelo y las paredes.

En nuestro país existen métodos de análisis y diseño para edificaciones de concreto y albañilería estructural, de manera que estas se encuentran empotradas al suelo permitiendo que los esfuerzos provocados por el sismo se transmitan directamente a la estructura de la edificación, por ello, se debe dimensionar los elementos estructurales capaces de soportar los efectos de un sismo, motivo por el cual se plantean métodos de alternativas de construcción que permitan disminuir la transmisión de esfuerzo del suelo hacia la estructura.

(Genatios C. & Lafuente M., 2016, p.22)

La aislación sísmica sienta sus bases en dos fundamentos: La flexibilización y el incremento del amortiguamiento.

Los aisladores por ser muy flexibles, contribuyen a incrementar el periodo fundamental de vibración del sistema estructural. En el espectro de frecuencias del sismo, a estos altos períodos de vibración, corresponden valores bajos de aceleraciones, por lo que las fuerzas inducidas por el sismo sobre la estructura disminuyen significativamente.

Por otro lado, las deformaciones se incrementan de manera importante, pero

estas se concentran en los aisladores sísmicos, lo que hace que la estructura primaria sufra sólo pequeñas deformaciones.

Los aisladores también producen un efecto de amortiguamiento importante que contribuye a disipar la energía introducida por el sismo. (Genatios C. & Lafuente M., 2016, p.50)

El dynamic Isolation System (2007) nos menciona que los aisladores logran una “eficiencia que radica en la reducción de los esfuerzos y desplazamientos hasta en un 75%, debido a que los aisladores sísmicos logran deformarse lateralmente durante el sismo (...)” (p.3).

Además, obtienen una interface de aislación permiten la transmisión de fuerzas entre la sub y superestructura, se puede dividir el sistema de aislación en 3 niveles, la subestructura, la superestructura y un límite imaginario llamado interfaz de aislación como se ilustra en la figura N°2.

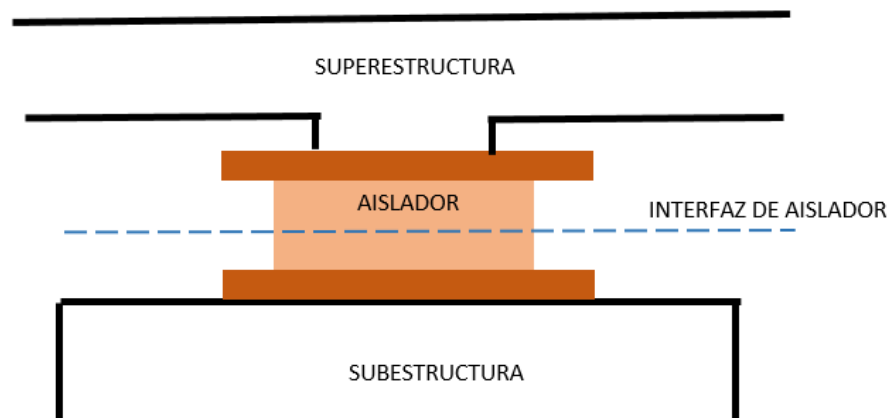
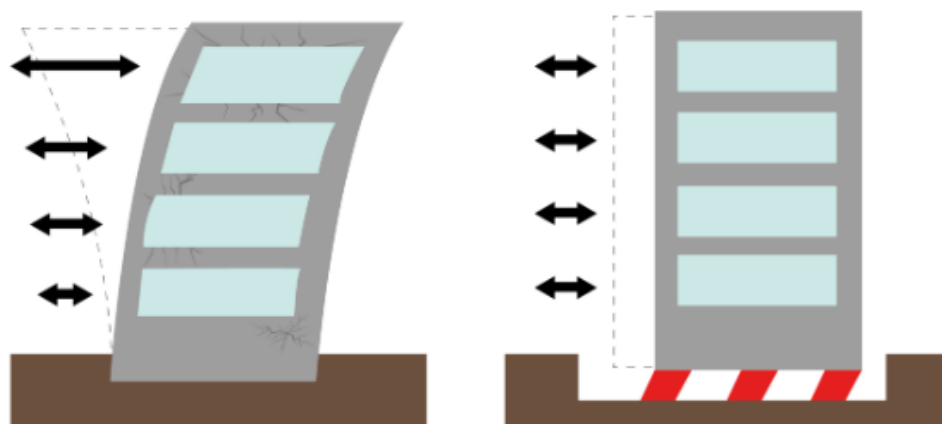


Figura N°2: Partes del sistema de aislación

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N°3 se observa cómo reacciona una estructura convencional en un evento sísmico y como es su reacción con el uso de aisladores sísmicos en la base modifica el comportamiento de misma, evitando los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos y sus efectos tan perjudiciales.



Edificación convencional

Edificación con aisladores

Figura N° 3: de una estructura de base fija y otra con base aislada

Fuente: <http://www.chrysalis.cl/category/noticia/page/47/>

2.3.2. Consideración general de las normas técnicas

2.3.2.1. Norma E 030–Diseño sismorresistente

Establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados. Se aplica el diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultarán dañadas por la acción de los sismos.

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma técnica E. 030 (2016) nos indica que la filosofía del Diseño Sismo resistente consiste en:

- a) Evitar pérdida de vidas humanas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

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

- a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

c) Para las edificaciones esenciales, tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo. (p.2-3)

De acuerdo a la Filosofía y principios de diseño sismorresistente, se tiene en cuenta los diferentes factores de diseño como: la zonificación, perfil del suelo, la categoría y factor de uso, el sistema estructural y las irregularidades estructurales en altura, con los cuales se busca cumplir con las demandas de la norma, para que su aplicación sea compatible con el uso de aisladores sísmicos.

2.3.2.2. Norma E 020 – Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma. Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio. Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismo resistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006, p.1)

2.3.2.3. Norma E 050 – Suelos y cimentaciones

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006, p.1)

2.3.2.4. Norma E 060 – Diseño de concreto armado

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis,

el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre- esforzado y simple. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009, p.1)

2.3.2.5. Norma de diseño sísmico de estructuras aisladas (ASCE 7-16)

Esta norma proporciona cargas mínimas, niveles de peligro asociados, criterios y objetivos de rendimiento previstos para edificios, otras estructuras, y sus componentes no estructurales que están sujetos a los requisitos del código de construcción. Las cargas, combinaciones de carga, y Los criterios asociados proporcionados en este documento deben usarse con el diseño.

Fortalezas o límites de tensión permitidos contenidos en las especificaciones de diseño. Para materiales estructurales convencionales. Usados juntos, ellos Se consideran capaces de proporcionar los niveles de rendimiento previstos. Para lo cual se han desarrollado las disposiciones de esta norma. Procedimientos para aplicar medios alternativos de demostración aceptable .También se describen los resultados. (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2017, p.1)

2.3.2.6. Norma aislamiento sísmico E - 031

Esta norma establece los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de edificios con aislamiento sísmico y los ensayos necesarios para validar el comportamiento de los dispositivos del sistema de aislamiento. La norma es aplicable para todo tipo de aislador. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018, p.4)

2.3.3. Comportamiento de los materiales

2.3.3.1. Concreto

Gonzales O. (2005) menciona que:

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material

estructural. Para resistir tensiones se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio.

Para conocer el comportamiento del concreto simple es necesario determinar las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a los distintos tipos de acciones a que puede estar sometido. (p.32)

2.3.3.2. Acero

El acero es una aleación de hierro y carbono, que tiene usos generalizados en la industria de infraestructura civil, es un material isotrópico, con características uniformes y prácticamente constantes a través de su volumen. La importancia del acero como material de construcción radica en que tiene una relación alta entre la resistencia y la rigidez, lo que entre otras características le dé buena ductilidad a las estructuras. En la figura N° 4, se muestra el diagrama de esfuerzo en función de la deformación típico del acero estructural.

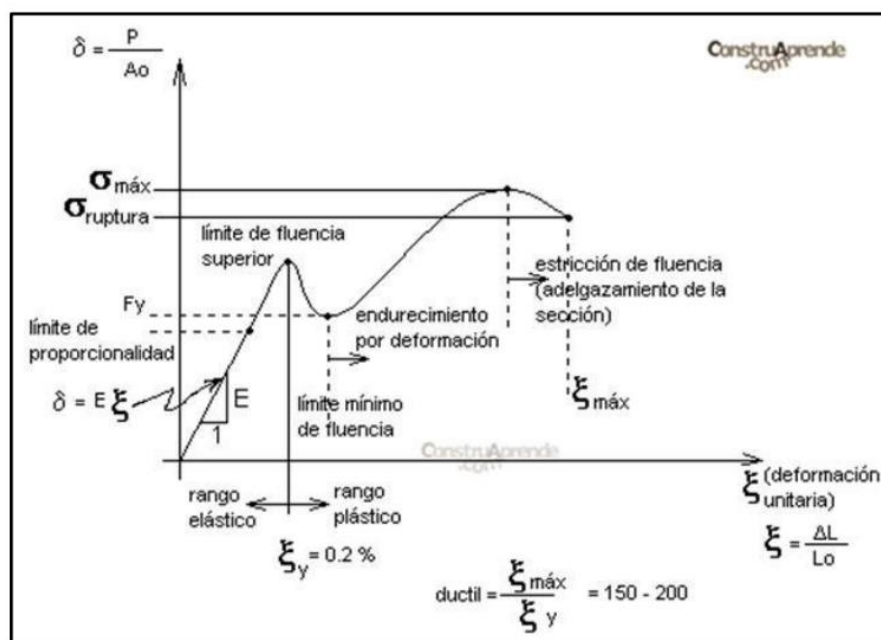


Figura N° 4: Diagrama esfuerzo en función de la deformación

Fuente: Construaprende.com, 2010

2.3.4. Metrado de Cargas

Bartolome A. (1998) menciona:

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que

componen al edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes. Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al apoyar sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación. (p. 1) (Ver figura N°5)

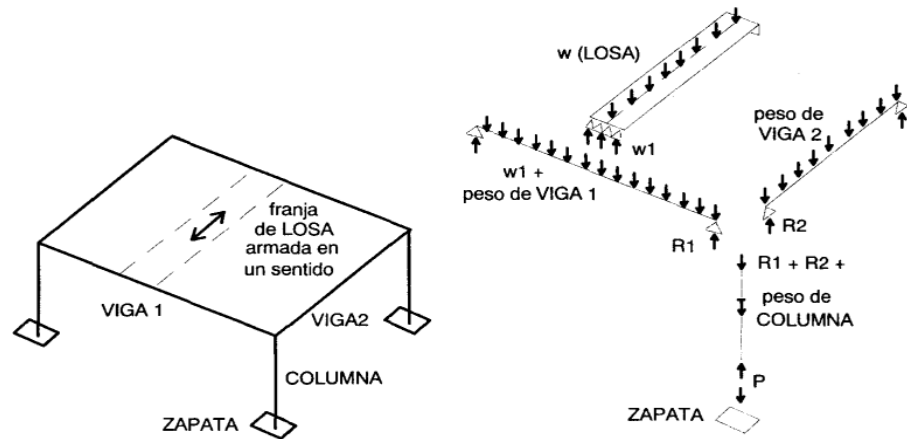


Figura N°5: Transmisión de las cargas verticales

Fuente: Bartolomé A., 1998

2.3.4.1. Carga Muerta

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E.0.20 (2006) define la carga muerta como “el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo”(p. 1).

Para determinar la carga muerta que pueda tener una edificación se debe sumar los pesos de cada elemento (columna, placa, losa, etc.).

El peso de cada elemento se halla encontrando su volumen y multiplicando por su peso específico que está determinado según el reglamento.

2.3.4.2. Carga Viva

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E.0.20 (2006) afirma que la carga viva “es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación” (p.1).

Como no se puede determinar cuántas personas pueden transitar sobre una losa o los muebles que haya en ella, es por ello que la norma E. 020 ha determinado pesos de cargas vivas según la edificación. (Ver tabla N°1)

Se tendrá en cuenta para esta investigación los siguientes datos:

Tabla N° 1: Cargas vivas mínimas requeridas

Ocupación de uso	Cargas repartidas kPa(kg/cm ²)
Viviendas	2,0(200)
Corredores y escaleras	2,0(200)
Garajes	Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros con altura de entrada menor que 2,40m 2,5 (250)

Fuente: Norma E. 020

2.3.5. Aisladores Sísmicos

Los aisladores sísmicos buscan, impedir que los movimientos sísmicos del terreno se transfieran a la superestructura.

2.3.5.1. Características de los aisladores sísmicos

Oviedo A. (2006) menciona que las principales características que deben cumplir los aisladores sísmicos, son:

- Alta rigidez vertical
- Flexibilidad horizontal
- Rigidez torsional
- Durabilidad
- Resistencia a cambios de temperatura
- Resistencia a fuerzas cortantes.

Además la estructura posee la capacidad de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales. Provee un adecuado nivel de disipación de energía, de modo de controlar los desplazamientos que de otra forma pudieran dañar otros elementos estructurales y reducen entre un 70% y 90% la disipación sísmica. (p.110)

2.3.6. Tipos de aisladores

Existen dos tipos de aisladores:

2.3.6.1. Aisladores elastomérico

Son los elementos que permiten grandes deformaciones laterales, son cilindros cortos con capas de materiales flexibles como pueden ser gomas de alta resistencia, alternadas con láminas o capas de acero. Estos dispositivos tienen gran resistencia a las cargas verticales que genera la estructura, principalmente debida a la presencia de las capas de acero, que restringen las excesivas deformaciones por abultamiento de las capas de goma, mientras que no tienen mayores efectos en los desplazamientos horizontales. El resultado es un elemento de aislamiento que posee una gran rigidez vertical, comparada con la baja rigidez lateral. (Genatios C. & Lafuente M., 2016, p.56)

Mundialmente los tipos de aisladores más conocidos son los siguientes: Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB), Aisladores con núcleo de plomo (LRB), Aisladores de alto amortiguamiento (HDR). A continuación, pasaremos a describirlos:

A. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB).

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores tipo LDRB presentan bajo amortiguamiento (2-5% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar. En la figura N°6 muestra una vista de un corte de un aislador elastomérico tipo LDRB. (Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, 2011, p.24)

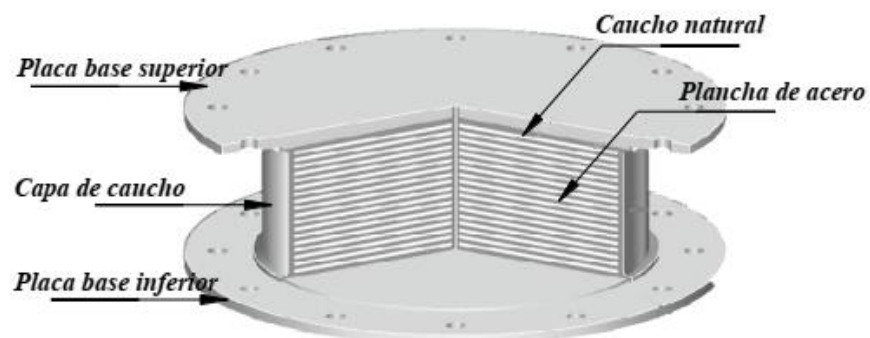


Figura N° 6: Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

Fuente: Bridgestone, 2018

B. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

Los HDRB son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación. (Ver figura N°7)

(Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, 2011, p.25)

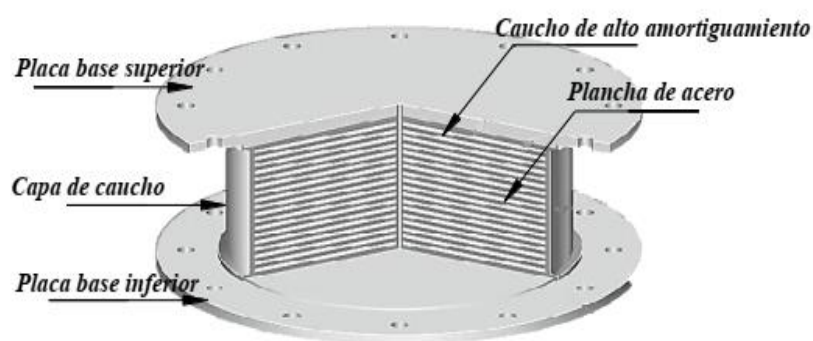


Figura N° 7: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

Fuente: Bridgestone, 2018

C. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

El aislador con núcleo de plomo (LRB) se inventó en 1975 en Nueva Zelanda y ha sido usado en Estados Unidos, Japón y Chile. Se fabrican habitualmente de caucho de bajo amortiguamiento alternando con las planchas de acero y en el centro se deja un agujero donde está ubicado el núcleo de plomo, bajo presión y se convierten en una unidad. La finalidad del núcleo de plomo es proveer medios adicionales de disipación de

energía, proporcionando capacidad adicional de absorción de energía mediante numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga (Ver figura N°8).

(Corporación de Desarrollo Tecnológico – Cámara Chilena de la Construcción, 2011, p.25)

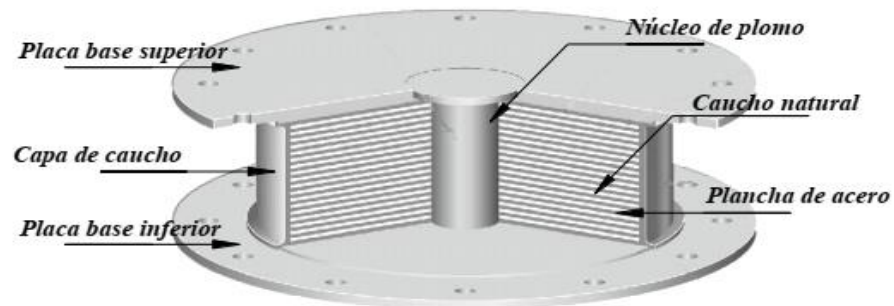


Figura N° 8: Componentes del LRB

Fuente: Bridgestone

Ventajas:

- El plomo tiene alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presenta un comportamiento perfectamente plástico después de su fluencia.
- El plomo es un material donde el proceso de recuperación ocurre simultáneamente a temperatura ambiente, por lo que logra recuperar sus propiedades mecánicas luego de una acción inelástica.
- Las propiedades mecánicas del núcleo de plomo no presentan cambios significativos durante el periodo de vida útil de las estructuras (50años).

Desventajas:

- Las altas temperaturas ambientales afectan su rigidez horizontal
- El aumento de la carga axial produce que su rigidez horizontal disminuya.
- Sus propiedades dependen de la historia de carga. Con el incremento de ciclos la rigidez del núcleo de plomo y el amortiguamiento decrecen.
- El plomo se puede moldear o extruir entre las placas de goma y acero cuando se somete a muchos ciclos.

- Son sensibles ante el fuego

Características generales:

- El módulo de elasticidad de corte se encuentra en el rango de 85 a 100 psi al 100% de deformación por corte.
- La curva de histerización depende del desplazamiento horizontal.
- Poseen alta rigidez inicial, ya que el esfuerzo de fluencia del plomo alcanza valores que varían alrededor de 105 Kg/cm².
- El esfuerzo de fluencia se reduce con ciclos repetidos debido al aumento de temperatura.
- El núcleo de plomo abarca del 15 al 33% del diámetro total del aislador habitualmente.

2.3.6.2. Aisladores de deslizamiento

Son los que se basan en apoyos con planchas metálicas que permiten desplazamientos relativos entre las dos planchas. Una plancha va sujeta a la fundación y la otra a la estructura. La fricción permite la disipación de energía mientras que la curvatura de las superficies facilita la restitución a su posición original si el dispositivo sufre un desplazamiento.

El desplazamiento relativo de las planchas permite aislar el movimiento de la fundación de la estructura, por lo que no se transmite toda la energía de movimiento a la estructura. Estos sistemas deben producir poca fricción a fin de sólo transmitir parte de la fuerza de corte, pero, por otro lado, la fricción debe ser suficiente como para que fuertes vientos o pequeños temblores no generen desplazamientos (Ver figura N° 9). (Genatios C. & Lafuente M., 2016, p.57)

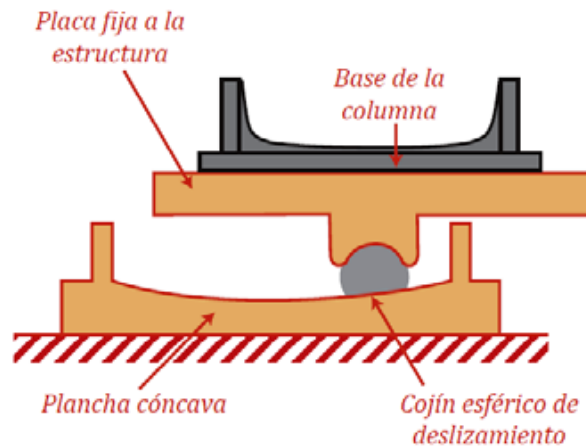


Figura N°9: Aislador con placas cóncavas

Fuente: Genatios C. & Lafuente M., 2016

A. Péndulos Friccionales (FPS)

El aislador de péndulo de fricción simple, es el sistema de péndulo friccional original (*Friction Pendulum System*) (Ver figura N°10) está formado por un deslizador articulado que descansa sobre una superficie cóncava de acero inoxidable. El deslizador contiene en su base una capa de material PTFE (teflón) que tiene un coeficiente de fricción bajo (Aguilar R., Almazán J., Dechent P., & Suárez V., 2008, p.26).

En los bordes se encuentra el anillo de retención. Además, existe un material sellante que hermetiza la parte interna del aislador y de esta manera se evita la contaminación y deterioro de los componentes ante efectos ambientales. El desplazamiento del aislador se observa en la figura N°11:

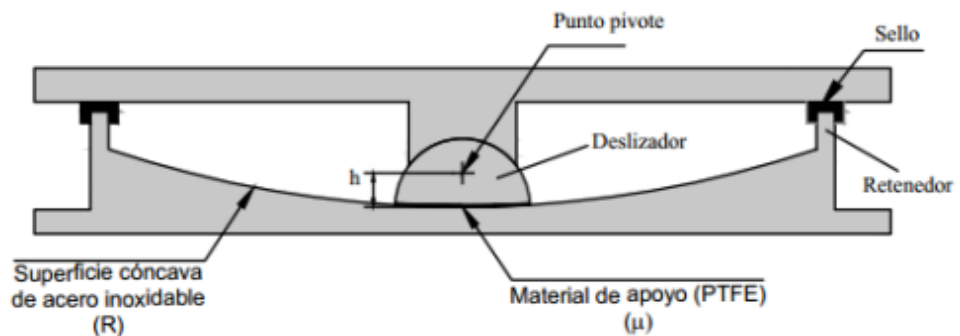


Figura N°10: Partes principales del aislador SFP

Fuente: Aguilar et al., 2008

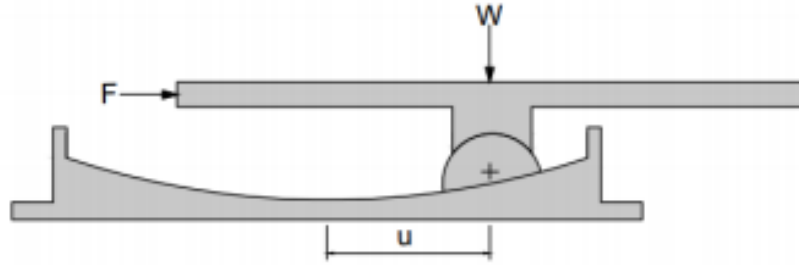


Figura N° 11: Posición aislador DFP

Fuentes: Fenz & Constantinou, 2008

Aguayo A. (2019) menciona que “el péndulo simple mantiene la fricción, la rigidez lateral, y el periodo de vibración constante para todos los niveles de movimientos sísmicos y desplazamientos laterales” (p.3).

B. Péndulos friccionales dobles

El aislador de doble péndulo de fricción (DFP, Double Friction Pendulum) (Ver figura N° 12) está formado por dos placas con superficies cóncavas de acero inoxidable, y de un deslizador articulado. En un aislador DFP estándar se identifican dos fases de movimiento. En la primera fase el deslizador se mueve únicamente a lo largo de la superficie 1 y en la segunda fase el deslizador se mueve simultáneamente en las dos superficies (Ver figura N°13). (Constantinou M., 2004, p.37)

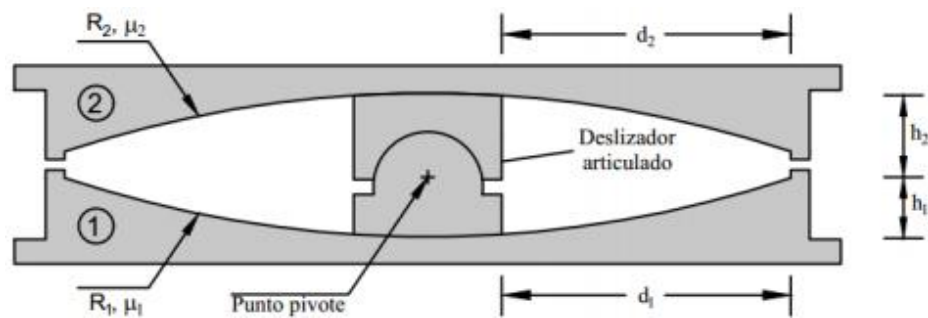


Figura N° 12: Partes principal del aislador DFP

Fuentes: Constantinou M., Kalpakidis I., Filiatrault A., & Lay R., 2011

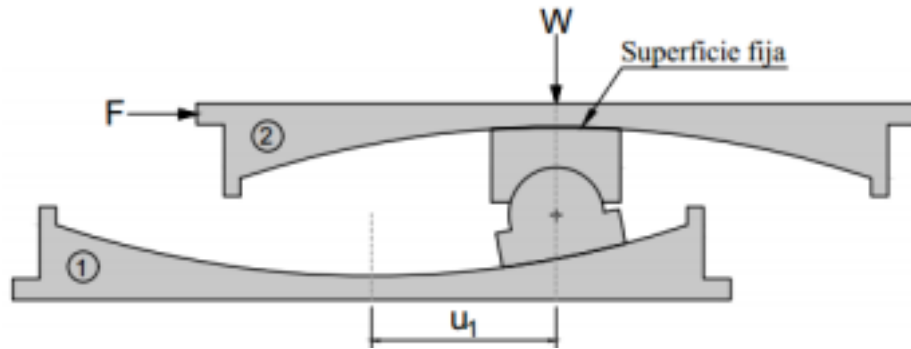


Figura N° 13: Posición deformada del aislador DFP

Fuentes: Fenz D.& Constantinou M., 2006

C. Péndulos Friccionales Triples

El aislador de triple péndulo de fricción (FPT, *Triple Friction Pendulum*) (Ver figura N°14) es la última versión de los aisladores de péndulo de fricción que ha desarrollado *Earthquake Protection System* (EPS). El aislador consta de un deslizador rígido (*Rigid Slider*) y de cuatro placas con superficies cóncavas (dos placas internas (placa 2 y 3) y dos placas externas (placa 1 y 4)).

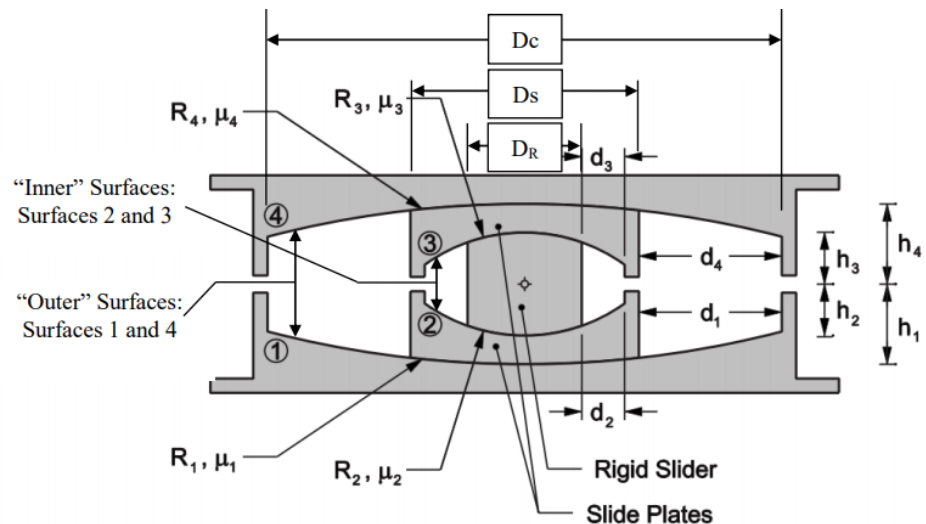


Figura N° 14: Partes principales y nomenclatura del aislador FPT

Fuente: McVitty & Constantinou, 2015

Realizando estudios se determinó que el movimiento del aislador FPT estándar se divide en 5 fases, en donde cada fase es el resultado del deslizamiento en diferentes superficies cóncavas. Por ejemplo, en la primera fase de movimiento, el deslizamiento se da únicamente en las superficies cóncavas 2 y 3, permaneciendo con movimiento nulo en las superficies 1 y 4. (Fenz D. & Constantinou M., 2008, p.1012)

2.3.7. Consideraciones generales para el diseño

Korswagen P., Arias J., & Huaranga P. (2012):

El diseño de edificaciones convencionales busca proveer resistencia y rigidez con el fin de controlar desplazamientos significativos frente a un evento sísmico; por ello es necesario que tenga un sistema estructural que cuente con las características necesarias para soportar fuerzas sísmicas extremas, utilizando comúnmente placas que estén distribuidas adecuadamente en toda la planta del edificio.

Por otro lado, la edificación con aisladores sísmicos disminuye la transferencia de fuerzas significativamente, por ello no se necesita usar mayor rigidez y resistencia en los elementos estructurales. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación. Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente y el periodo efectivo dependen de esta variable.

Las instalaciones de los aisladores sísmicos están ubicadas en puntos específicos donde se tenga acceso para su inspección y su buen mantenimiento. Por norma, los aisladores sísmicos son aptos para su reemplazo teniendo en cuenta la factibilidad del diseño. La incorporación de los aisladores sísmicos se debe tener en cuenta desde la etapa inicial del proyecto para disminuir el impacto en su incorporación. (p.22)

2.3.7.1. Desempeño de las estructuras aisladas

Un sistema aislado presenta la gran capacidad de soportar cargas verticales, pero posee poca rigidez lateral, de este modo presenta grandes ciclos de histéresis ante cargas de sismo, generando la reducción de fuerzas internas en los elementos estructurales, así como que el amortiguamiento aumente y que sean más amplios los movimientos vibratorios.

Las fuerzas sísmicas se reducirán debido a que se flexibiliza horizontalmente la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, pues la inclusión de los aisladores permite modificar el periodo de vibración.

En la figura N°15 muestra por qué cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y también las fuerzas sísmicas sobre la estructura (Symans, 2003, p.12).

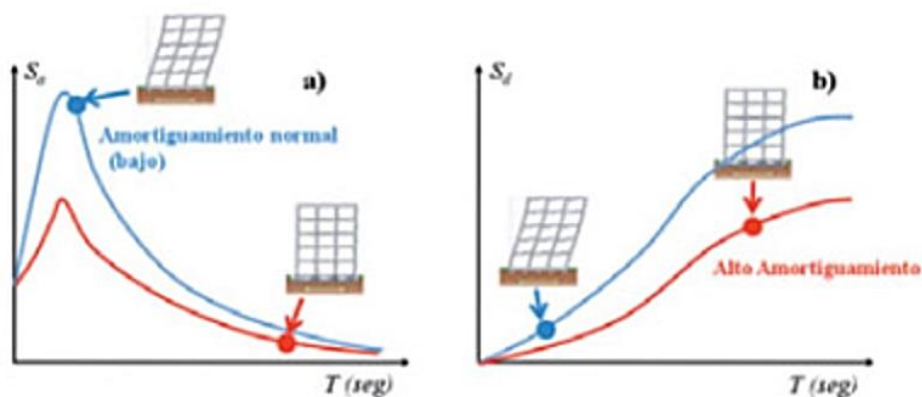


Figura N° 15: Reducción de la aceleración

Fuente: <http://www.imcyc.com/revistacyt/en11/tecnologia.htm>

Según el ASCE así como la Norma Técnica de Diseño Sismo Resistente E.030, indican los límites de derivas de entrepiso para poder minimizar el daño estructural.

2.3.7.2. Efectos de oscilaciones verticales y horizontales

Liñan R. & Carrasco D. (2015) mencionan que:

A. Oscilaciones verticales

En este caso el sismo podrá alternativamente levantar el edificio y luego hacerlo descender, debido al principio de acción y reacción. (Ver figura N° 16).

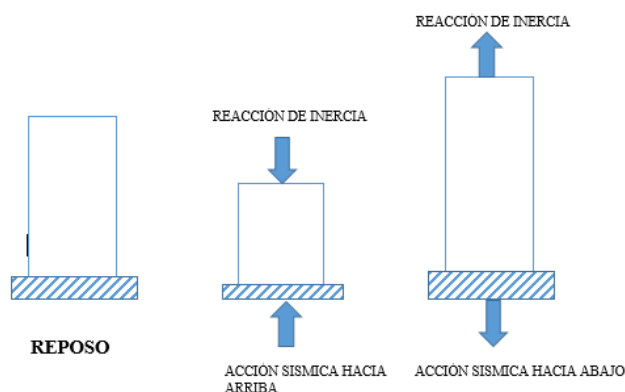


Figura N°16: Efecto de oscilación vertical

Fuente: Elaboración propia

En el primer ejemplo, producirá un efecto de compresión vertical y en el segundo de tracción. El edificio generalmente es pesado y se calcula para soportar importantes cargas verticales, por lo tanto, las

solicitaciones de los sismos, son resistidas sin dificultad debido a los coeficientes de seguridad adoptados para las cargas estáticas verticales.

B. Oscilaciones horizontales

Un sismo que produzca movimientos horizontales en el suelo, puede provocar reacciones de inercia en las diferentes partes de la estructura y en su conjunto, esfuerzos que no alcancen a ser absorbidos y sobrepasen los coeficientes de seguridad que se consideraron al suponer la existencia de cargas verticales solamente como se observa este efecto en la figura N°17.

Puesto que los edificios resisten relativamente bien la variación de cargas verticales según se dijo anteriormente, el máximo peligro lo presentan las fuerzas horizontales producidas por el sismo. Por este motivo y a los fines de cálculo, se ha asimilado a la fuerza sísmica como un empuje horizontal que en un sentido y en otro actúa sobre la estructura alternativamente. (p. 21-22)

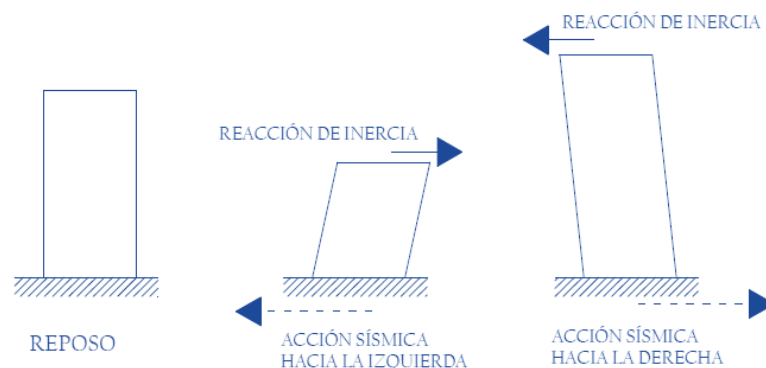


Figura N° 17: Efecto de oscilación horizontal

Fuente: Elaboración Propia

2.3.8. Consideraciones generales para el diseño con aisladores sísmicos

Existen una serie de consideraciones a tomarse en cuenta para el análisis y diseño de una edificación con aisladores sísmicos.

Korswagen P., Arias J., & Huaranga P (2012) mencionan que:

2.3.8.1. A nivel del sistema de aislamiento

- La opción de flexibilizar a la estructura no podría darse si existen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a

nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá colocar un diafragma rígido a nivel de la interfaz de aislación.

- Cada aislador tiene un valor máximo de capacidad de carga, por ello es necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.
- Evitar efectos de torsión en el nivel de aislamiento basal, para controlar una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; ya que el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección puede reducirse.
- Los aisladores poseen una resistencia a tracción del orden del 10 – 15% de la de compresión, este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.
- Se deberá considerar las deformaciones verticales, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

2.3.8.2. A nivel de la estructura

- Los desplazamientos en la interfaz de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.
- En el desplazamiento de diseño se debe contemplar las juntas de separación, que pueden ser alrededor de 50 cm.
- Como la tecnología de los aisladores es nueva, no se tiene mucha información sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro.
- Se deberá conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores.(p.23-24)

2.3.9. Consideraciones generales de los efectos sísmicos en las estructuras

Nájera O. (2013) menciona:

2.3.9.1. Fuerza de inercia

La fuerza de inercia es la generada por el movimiento sísmico que se

tramite desde la cimentación a la superestructura.

2.3.9.2. Periodo

En un sistema elástico de un grado de libertad la respuesta sísmica depende de su período de vibración, por lo que la respuesta máxima de una estructura ante un sismo varía principalmente por el período de vibración que está en función de la masa y la rigidez del sistema (R).

Si queremos variar el período debemos modificar la masa o la rigidez del edificio, sin embargo en la práctica es más recomendable variar la rigidez lateral, principalmente dependiendo del sistema estructural que se elija, por ejemplo, un sistema estructural a base de pórticos puede ser relativamente flexible, pero cuando tiene muros estructurales es muy rígido.

Además los periodos de vibración de un edificio aumentan con el número de pisos, por lo que se acostumbra a numerar a las T en orden decreciente, es decir el primer periodo T1 se denomina periodo fundamental y tiene mayor valor, mientras que el último Tn es el de menor valor. En cada periodo se obtiene una deformada llamada modo de vibración. (p.10)

2.3.9.3. Amortiguamiento

Los aisladores en las edificaciones provocan un gran amortiguamiento y un periodo prolongado. Cuando se producen periodos altos existe mayor desplazamiento, por el contrario, a mayor amortiguamiento existe menor desplazamiento.

En la tabla N°2 de la norma E 0.31 Aislamiento Sísmicos presenta los siguientes valores de amortiguamiento efectivo (β) asociado al coeficiente de reducción de desplazamiento (B), además sirve para el sismo máximo o el sismo de diseño. (Nájera O., 2010, p.12)

Tabla N° 2: Amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento Efectivo $\beta_M(\%)$	Factor BM
≤ 2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2

Fuente: Norma E 0.31 Aislamiento Sísmico

2.3.9.4. Ductilidad

Nájera O. (2010) menciona que:

La ductilidad es la capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones considerables bajo una carga variable, sin padecer daños excesivos. La ductilidad (μ), se define en la ecuación 1 como el cociente entre el máximo desplazamiento (δ_p) y el desplazamiento de cedencia (δ_y). (p.13)

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y} \quad (1)$$

2.3.9.5. Resistencia y rigidez

La resistencia y la rigidez, son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. El diseño por resistencia, busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas, este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas.

La rigidez lateral, se refiere a la deflexión horizontal de piso a piso y previene así, que la estructura se salga del alineamiento vertical más allá de una cantidad dada.

Como medida de control para la rigidez necesaria de una estructura, se utiliza el desplazamiento relativo de entrepiso que representa una medida de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales. La distorsión o deriva resulta de dividir el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo se obtiene en el índice Δ (Ver figura N°18). (Nájera O., 2010, p.13)

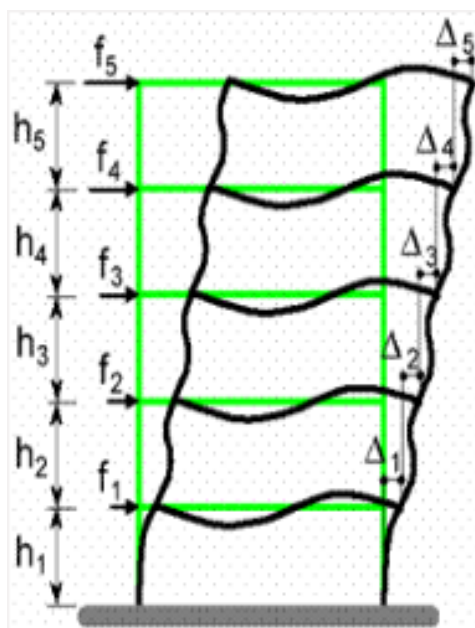


Figura N° 18: Deflexión lateral de la estructura

Fuente: Montoya Vallecilla, 2010

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado de acuerdo a la norma E 0.30 equivale al valor multiplicado de $0.75 \times R$ en caso ser regulares y $0.85 \times R$ en caso de ser irregulares, el cual no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla N°3.

Tabla N° 3: Limites para distorsión del entrepiso

LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E 0.30

2.3.9.6. Distribución de las fuerzas de inercia

Las fuerzas de inercia se generan en función a la masa, rigidez y amortiguamiento, para medir la amplificación de fuerza, se realiza hallando la resultante de cada losa en cada piso. Los puntos geométricos que permiten esto son los siguientes:

- Centro de masas(CM)

Es donde se ubica la resultante de la fuerza de inercia, es el lugar

geométrico o el punto en el entrepiso donde todo el movimiento puede representarse solamente por el movimiento del centro de masas.

- Centro de rigidez (CR)

Representa el centro geométrico de los elementos estructurales de un nivel y es el punto del entrepiso que al aplicar una fuerza cortante, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior, esta situación es hipotética, ya que la fuerza cortante se aplica en el centro de cortante.

2.3.9.7. Momento torsor

El momento torsor es originado por la situación dada al aplicar la fuerza cortante en el centro de cortante, y el edificio moverse alrededor del centro de rigidez, lo que hace que el edificio además de trasladarse, gire alrededor del mencionado punto. Ésta condición no es ideal para los elementos verticales (columnas y muros de corte), por ser los elementos que mantienen unidos los distintos entrepisos y deben soportar fuerzas muy grandes. Así mismo este momento torsor, se puede descomponer en pares de fuerzas que se suman a las fuerzas de inercia, incrementándolas de esta manera (Ver figura N° 19). (Velásquez H. & Fonten L., 2015, p.82)

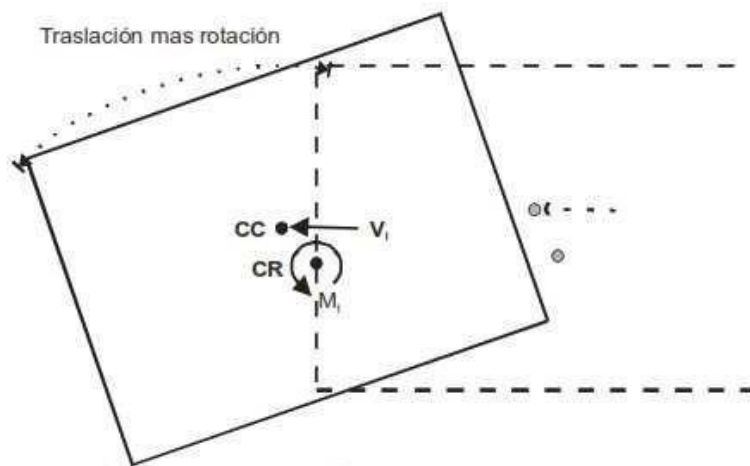


Figura N°19: Momento Torsor

Fuente: Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering

2.3.9.8. Desplazamientos

La estructura aislada debe diseñarse para resistir grandes fuerzas al igual que una estructura convencional y en caso la rigidez del sistema de aislamiento no sea suficiente para evitar movimientos en la base debido a grandes fuerzas se deberá proveer un sistema de restricción de

desplazamientos, de igual manera las estructuras aisladas deben ser capaces de permanecer libre de desplazamientos ante sismos de pequeña magnitud.

Para el sismo de diseño máximo, ningún sistema de restricción de desplazamientos debe limitar el desplazamiento a menos del desplazamiento máximo total (D_{TM}).

2.3.9.9. Diafragma Rígido

Un diafragma es un elemento tridimensional que recibe la sollicitación en un plano uniaxial que es uno de los de mayor rigidez.

Tiene como fundamento la eliminación de 3 de los 6 grados de libertad de cada nodo de la estructura, generando desplazamientos en planta y un giro alrededor del eje Z. Los modos de vibración para la traslación lateral en edificaciones con diafragmas rígidos se encontrarán dominados por el desplazamiento de los diferentes elementos verticales. (Jiménez D., 2017, p.68-69)

2.3.9.10. Aceleración

La aceleración sísmica es una medida utilizada en terremotos que consiste en una medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del suelo. Es una medida muy importante en ingeniería sísmica. Normalmente la unidad de aceleración utilizada es la intensidad del campo gravitatorio ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

La aceleración sísmica es la medida de un terremoto más utilizada en ingeniería, y es el valor utilizado para establecer normativas sísmicas y zonas de riesgo sísmico. Durante un terremoto, el daño en los edificios y las infraestructuras está íntimamente relacionado con la velocidad y la aceleración sísmica, y no con la magnitud del temblor. En terremotos moderados, la aceleración es un indicador preciso del daño, mientras que en terremotos muy severos la velocidad sísmica adquiere una mayor importancia. (USGS, 2011, p.14)

2.3.10. Criterios para la selección del procedimiento de Análisis

2.3.10.1. Análisis dinámico

Se permitirá el procedimiento de fuerza lateral equivalente para ser usado en el diseño de una estructura sísmicamente siempre que el sistema de aislamiento

cumpla con todos los siguientes criterios:

- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza restauradora.
- El sistema de aislamiento no limita el máximo desplazamiento a menos que el desplazamiento total máximo.

A. Desplazamientos y periodos usados para el análisis aislado

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E 0.31 (2018) menciona que:

- Desplazamiento de diseño o Desplazamiento sísmico lateral mínimo
El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, D_M , en la dirección más crítica de respuesta horizontal será calculado en la ecuación 2.

$$D_M = \frac{S_{AM} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} \quad (2)$$

Dónde:

S_{AM} : Parámetro de aceleración espectral de diseño

T_M : Periodo fundamental en segundos de la estructura aislada sísmicamente.

B_M : Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño (Ver tabla N°4)

Tabla N°4: Coeficientes de Amortiguamiento B_M

Amortiguamiento Efectivo β_M (%)	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4

Fuente: American Society of Civil Engineers

- Desplazamiento total y desplazamiento total máximo.

El desplazamiento total de diseño, D_{TM} , y el desplazamiento total máximo, de los elementos del sistema de aislamiento incluirán el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental calculada de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la posición más desventajosa de masa excéntrica. El desplazamiento total máximo, D_{TM} , (ecuación 3). (p. 27-30)

Dónde:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \times \left(\frac{12 \times e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3)$$

D_{TM} : Desplazamiento total máximo

y : La distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido perpendicularmente a la dirección de carga sísmica bajo consideración.

e : La excentricidad real medida en planta entre el centro de masa de la estructura encima del interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental

b : La dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicularmente a d .

d : La dimensión más larga en planta de la estructura

P_T : Razón entre periodo traslacional efectivo del sistema de

aislamiento y el periodo (ecuación 4)

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (4)$$

Donde:

N : Numero de aisladores

x_i, y_i : Distancias horizontales entre el centro de masa del sistema aislado y el aislado.

r_a : Radio de giro del sistema aislado (ecuación 5)

$$\text{Donde: } r_a = \frac{1}{12} \sqrt{(b^2 + d^2)} \quad (5)$$

b : Ancho de edificación

d : largo de edificación

B. Fuerzas laterales mínimas para el método estático

El sistema de aislamiento, la cimentación, y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deberán ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , usando todos los requisitos aplicables para estructuras no aisladas y como se indica en la ecuación 6, considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento:

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (6)$$

Donde:

K_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección horizontal del análisis.

D_M : Desplazamiento traslacional del análisis

C. Límite de deriva.

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E 0.31 (2018) menciona que “la máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculada por el análisis tiempo – historia, considerando las características fuerza- deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe exceder de 0,005” (p.38).

D. Procedimiento espectro de respuesta

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes. Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta, consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración T , y con igual factor de amortiguamiento, si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (registro de aceleraciones). (Ver figura N°20)

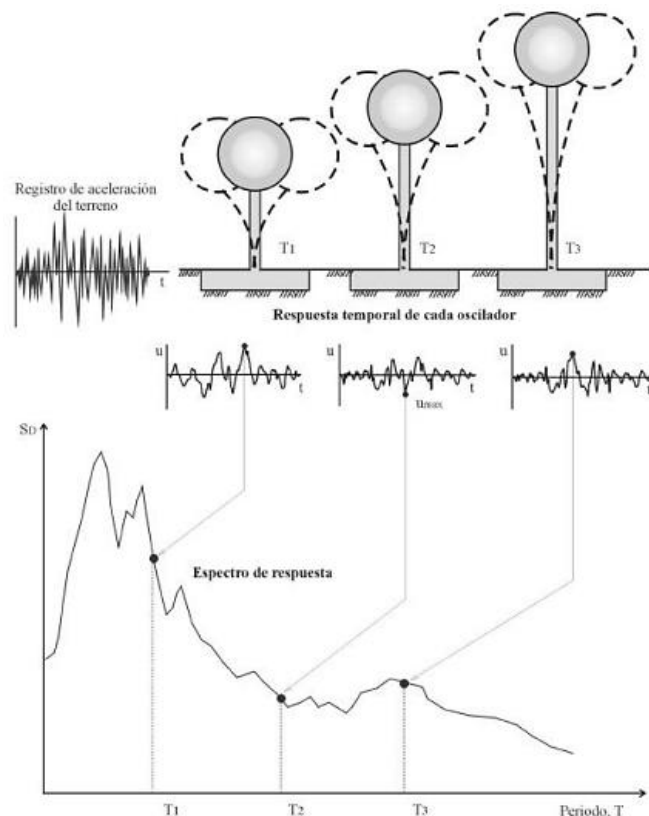


Figura N° 20: Método de determinación del espectro de respuesta

Fuente: Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering

Cada uno de estos osciladores exhibirá una respuesta diferente, la cual puede

representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos.

Con la respuesta de los osciladores se determinará el máximo (valor absoluto) de cada uno de ellos

E. Análisis tiempo – historia

Este procedimiento está permitido para el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y será usada para el diseño de todas las estructuras aisladas sísmicamente que no cumplan los criterios.

Cuando se emplean procedimientos de respuesta tiempo-historia, el movimiento del terreno se define con un conjunto mínimo de siete registros, cada uno con dos componentes horizontales de aceleración, elegidos de eventos individuales y escalados (...), los registros de aceleración deben ser obtenidos de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, mecanismos de fuente y condiciones locales de suelo sean consistentes con el sismo máximo considerado para el sitio. (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018, p.24)

2.4. Definición de términos básicos

- Acelerograma: Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante una ocurrencia sísmica.
- Aisladores sísmicos: Consisten en unos elementos elastoméricos colocados en la base de la estructura, cuya flexibilidad permite minimizar los daños por sismo. Están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento y rigidez horizontal.
- Amortiguamiento: Se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía.
- Ductilidad: En la generalidad de estructuras de edificios compuestos por estructuras aporticadas, con la inclusión o no de muros de corte, cuya característica estructural común es la hiperestaticidad y la redundancia, la economía en el diseño se logra al permitir que algunos elementos incurrieren en el rango inelástico, es decir, que sean capaces de disipar la energía del sismo por medio de la fricción interna y la deformación plástica.

- Elastoméricos: conjunto de materiales formados por polímeros que se encuentran unidos por medio de enlaces químicos adquiriendo una estructura final ligeramente reticulada.
- Grados de Libertad: El grado de libertad es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales
- Peligrosidad sísmica: “representa la probabilidad de que ocurra un sismo de una intensidad determinada, en un periodo de tiempo y en un área dada” (Aguiar R., Almazan J. y Dechent P., 2008, p.14).
- Riesgo sísmico: “Es la probabilidad que las consecuencias sociales o económicas de eventos sísmicos iguallen o excedan valores especificados en un sitio durante un tiempo de exposición especificada” (Aguiar R., Almazan J. y Dechent P., 2008, p.14).
- Sismo: Sismo es una sacudida o movimiento brusco de la corteza terrestre, la tierra puede temblar por distintas causas, como impacto de meteoritos, colapso de cavernas, actividad volcánica y otras. Pero el origen principal de los movimientos sísmicos está en la liberación súbita de energía acumulada por movimientos relativos entre fallas de las placas tectónicas, produciéndose el sismo cuando la fuerza de rozamiento es superada por la tensión acumulada.

La acción de los sismos sobre estructuras, edificaciones y obras en general es de gran importancia, por la magnitud de los daños y fallos que ocasionan, las grandes pérdidas económicas, y sobre todo, por el número de víctimas humanas, tanto en muertos como en heridos. (Proñao, 2014, p.1)

- Sismorresistencia: Es cuando una edificación se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.
- Sismología: Es la ciencia y estudio de los sismos, sus causas, efectos y fenómenos asociados.
- Sismicidad: Es la frecuencia de ocurrencia de sismos por unidad de área en una región dada. A menudo esta definición es empleada inadecuadamente,

por lo que se define en forma más general como la actividad sísmica de una región dada, esta última definición implica que la sismicidad se refiere a la cantidad de energía liberada en un área en particular.

- Sismo de diseño: Es la caracterización de los movimientos sísmicos en un sitio dado que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente.

2.5. Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

El sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo reduce su desplazamiento en un 70% frente a un edificio dual convencional en el distrito de Surquillo.

2.5.2. Hipótesis específicas

- a) El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico ya que se obtiene resultado menores a la norma en el edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.
- b) El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo porque no va a presentar daños considerables ante la presencia del sismo.
- c) El sistema aislado con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico del edificio teniendo un periodo 50% mayor en comparación a un sistema dual convencional en el distrito de Surquillo.
- d) El costo de la estructura con aislador elastomérico con núcleo de plomo será mayor en comparación con la estructura dual convencional.

2.6. Variable

2.6.1. Definición conceptual de las variables

Variable Independiente:

Como variable Independiente es Aislador Elastomérico con núcleo de plomo.

Variable Dependiente:

- a) Comparación técnica entre un sistema dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo

- b) Comparación económica entre un sistema dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo

2.6.2. Operacionalidad de las variables

Se observa la operacionalidad de las variables ya mencionadas en el ítem 2.6.1 en la tabla N° 5:

Tabla N°5: Operacionalidad de variables

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	MEDICION
INDEPENDIENTE			Aislador elastomérico
Aislador elastomérico con núcleo de plomo	Sistemas Pasivos	Aislador sísmico	Aislador deslizante
			Aislador de movimiento perpendicular
	Desplazamientos	Aisladores sísmicos	Reducción de los desplazamientos
DEPENDIENTE		Metrado de cargas	Carga viva, Carga muerta
Comparación técnica entre un sistema dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo	Diseño y análisis de la estructura con el sistema de aislación sísmica y la estructura dual.	fuerza Cortante	Carga de sismo en X y Y
		Resultado de analisis	Fuerza axial, fuerza cortante y momento flector
		Zonificacion sísmica	Zona 1,2,3 y 4
		Categoría de la edificación	Categoría A, B, C y D
		Análisis de la estructura	Programa Etabs 2017
		Características estructurales	Porticos de concreto armado y sistema dual
Comparación económica entre un sistema dual y un sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo	Diseño y analisis economico de la estructura con el sistema de aislación sísmica y la estructura dual.	Precio de aislador	Dólares
		Presupuesto de sistema estructural dual	Unidad
			Precio unitario
			Metrado
		Presupuesto de sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo	Precio de envío
			transporte de aislador
		Intalacion de aislador	

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION

3.1. Tipo y nivel

3.1.1. Tipo

Investigación aplicada, con el desarrollo de la tesis se determinó que el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo es una opción óptima y económica para el diseño de futuras construcciones en el distrito de Surquillo.

3.1.2. Nivel

- Descriptiva: Porque se realizó el análisis de las estructuras de manera independiente de las estructuras con y sin aislador elastomérico en el software (Etabs 2016.2.1).
- Explicativo: Porque se estudió las causas y efectos que ocasiona la aplicación de aisladores en una edificación en el distrito de Surquillo.

3.2. Diseño de la investigación

- Diseño experimental, se manipularon las variables independientes de forma que se logró comprobar la hipótesis planteada, y se estudió los efectos de estas sobre la variable dependiente.

3.3. Población y muestra del estudio

3.3.1. Población De Estudio

La población estuvo constituida por los edificios multifamiliares con un sistema dual, con características similares en su estructura ubicadas en el distrito de Surquillo.

3.3.2. Diseño Muestral

La muestra se consideró al edificio multifamiliar “Samiria” ubicado la Calle Samiria Lote 3 en el distrito de Surquillo – Lima.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos

Documental: Se obtuvo la información de fuentes bibliográficas (sobre la investigación a realizar): éstas fueron libros, manuales, artículos especializados y páginas web de internet.

Técnica: Se usó el software Etabs 2016.2.1 para la modelación de la estructura dual convencional y la estructura aporticada con aisladores sísmicos. Los resultados sirvieron para determinar la comparación técnica y económica

3.4.2. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

El análisis con el software ETABS 2016.2.1 fue realizado por las tesisistas teniendo previos conocimientos con cursos de análisis de estructuras en la Universidad Ricardo Palma.

Para el análisis de la estructura con y sin aisladores sísmicos se usó lo establecido por las normas E 0.30 “Diseño Sismorresistente”, norma E 0.20 “Cargas”, E 0.31 “Aislamiento Sísmico” y E 0.60 “Concreto Armado”, con ello se garantizó la validez de los resultados.

3.4.3. Procedimiento de la recolección de datos

La información obtenida se presentó en tablas técnicas (desplazamiento, aceleraciones, derivas, fuerzas cortantes y periodos) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de las estructuras con y sin aislador sísmico, donde se observó que el uso de aisladores sísmicos resulta más seguro ante un evento sísmico.

3.5. Técnicas para el procesamiento y el análisis de datos

El método que se usó para el análisis de los datos será mediante el Análisis Estático y dinámico y se utilizarán el software ETABS 2016.2.1, hojas de cálculo de Microsoft Excel, para el diseño y cálculo de las estructuras.

CAPITULO IV: DESCRIPCIÓN Y CÁLCULOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Parámetros generales de la edificación

4.1.1. Ubicación

La presente investigación está referida al proyecto de edificio multifamiliar el cual cuenta con 8 niveles y un semisótano y se encuentra ubicada en Calle Samiria (Antes Cl. San Francisco), Lote 3 del distrito de surquillo de la ciudad de Lima. (Ver figura N° 21 y N°22)

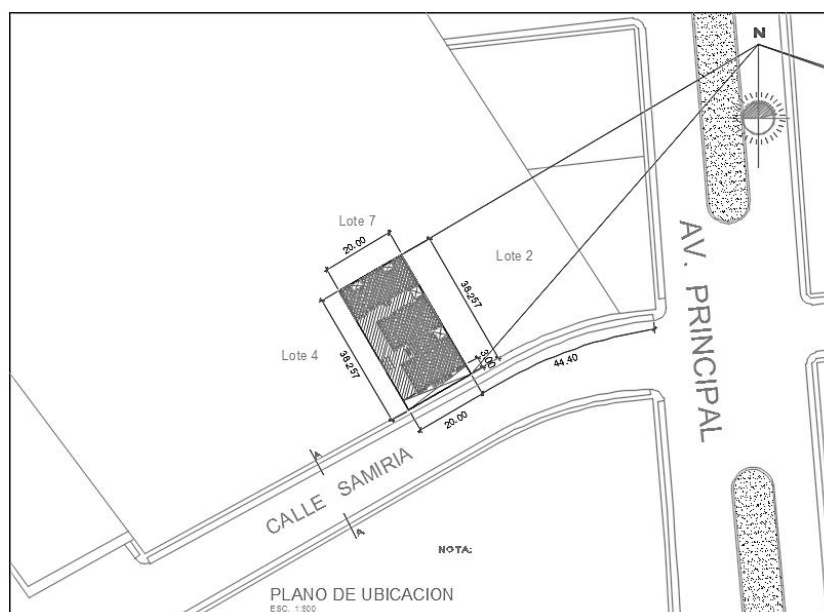


Figura N°21: Ubicación de la edificación a investigar

Fuente: Elaboración Propia



Figura N°22: Ubicación de la vivienda multifamiliar

Fuente: Google Hearth

El área del terreno es de 765.12 m² con un área total techada de 4757.29 m².

4.1.2. Materiales empleados en la estructuración

a. Concreto ($f'c$):	210 kg/cm ² .
b. Peso específico del concreto:	2400 kg/m ³
b. Acero (f_y):	4200 kg/cm ² .
d. Peso específico del acero:	7800 kg/m ³

4.2. Estructuración convencional

El edificio está destinado a funcionar para los ocho pisos como departamentos y consta de un sótano. (Ver figura N°23)

Su altura total incluyendo el sótano es de 23.85 m y con una altura de entrepiso de 2.60 m. El edificio está comprendido por dos bloques con un sótano en común

La tipología estructural del edificio se define como dual, ya que cuenta con un sistema de placas y de pórticos constituidos por columnas y vigas.

Las zonas donde se encuentran los ascensores está comprendida entre los ejes D-E y C-D'. Las losas del sótano son consideradas con una altura $h = 25$ cm y la de los pisos superiores $h = 20$ cm. El modelo elaborado en el software ETABS 2016.2.1 para el sistema convencional no se tomó en cuenta la tabiquería ya que solo cumplen una función de elementos divisores entre ambientes.

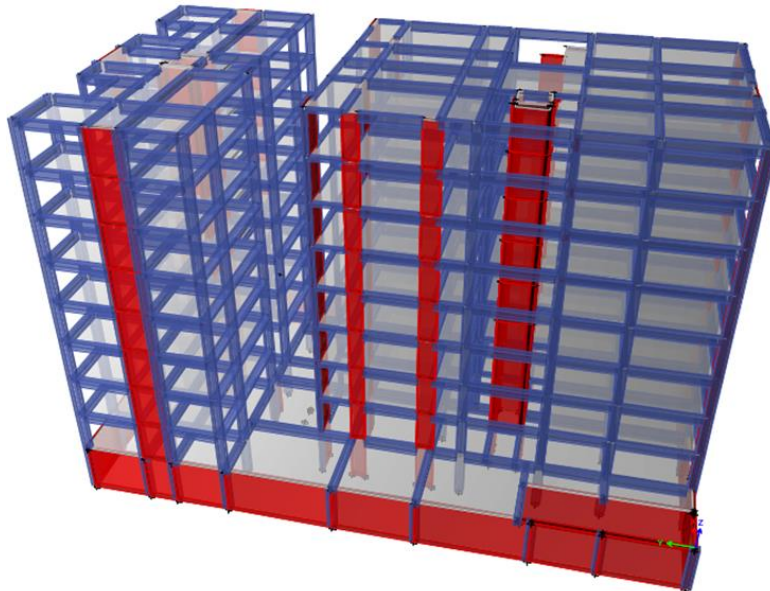


Figura N°23: Modelo de la estructura convencional

Fuente: Elaboración Propia (Etabs 2016)

4.2.1. Principios y requisitos generales.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en el artículo 9.2 de la norma E.060. Son 5 combinaciones aplicables al presente diseño que dependen del tipo de carga actuante: Carga Viva (CV), Carga Muerta (CM) y Carga de Sismo (CS) como se observa en la tabla N°6:

Tabla N°6: Combinaciones de carga

COMBINACION DE DISEÑO	
COMBO 1	1.4 CM + 1.7 CV
COMBO 2	1.25(CM + CV) +- CS _X
COMBO 3	1.25(CM + CV) +- CS _Y
COMBO 4	0.9 CM +- CS _X
COMBO 5	0.9 CM +- CS _Y

Fuente: Norma E 0.60

4.2.2. Pre-dimensionamiento

5.2.2.1. Losas

Losas Macizas

Debido a que la resistencia y rigidez de este tipo de losas es muy buena y se requieren peraltes reducidos calculados con las ecuaciones 7 y 8:

$$h = \frac{l_m}{30+3\beta} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{l_m}{l_n} \quad (8)$$

Donde:

h :Peralte de losa

l_m :Longitud mayor

l_n :Longitud menor

l_m = 6.030 m

l_n = 3.775 m

Para sótano:

$$\beta = \frac{4.27}{4.15} = 1.029$$

$$h = \frac{4.27}{30 + 3(1.029)} = 0.13$$

Por redondeo: h=20 cm

Para piso 1 a piso 8:

$$\beta = \frac{3.87}{3.83} = 1.01$$

$$h = \frac{3.87}{30 + 3(1.01)} = 0.12$$

Por redondeo: h=20 cm

Losas Aligeradas

Para el cálculo de las losas aligeradas se utiliza la ecuación 9:

$$h = \frac{L}{25} \quad (9)$$

Donde:

L = Longitud mayor de luz libre

Para sótano:

$$h = \frac{5.50}{25} = 0.22$$

Por redondeo: h = 25 cm

Para piso 1 a piso 8:

$$h = \frac{4.5}{25} = 0.18$$

Por redondeo: h = 20 cm

Para el sótano debido a que tiene una luz libre de 5.5 m se considera tanto la losa aligerada como la losa maciza un peralte de 0.25 m y para los pisos superiores que tienen una luz libre de 4.5m se considera un peralte de 0.20 m.

4.2.3.2. Vigas

Verificación de predimensionamiento considerando las cargas de acuerdo a la Norma NTP E.0.20 Cargas.

$$h = \frac{ln}{\left(\frac{4}{\sqrt{Wu}}\right)} \quad (10)$$

$$b = \frac{B}{20} \quad (11)$$

$$Wu = 1.4CM + 1.7CV \quad (12)$$

Dónde:

h: Peralte de la viga.

ln: Luz libre.

b: Ancho de la viga.

B: Ancho tributario.

Wu: Carga total por unidad de área.

CV: Carga viva.

CM: Carga muerta.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V - 01

En el sótano:

$$L_n = 425 \text{ cm}$$

$$B = 225.5 \text{ cm}$$

Cargas:

$$P. \text{ Acabados} = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$P. \text{ Tabiquería} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$P. \text{ Losa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$S/C = 100 \text{ kg/cm}^2$$

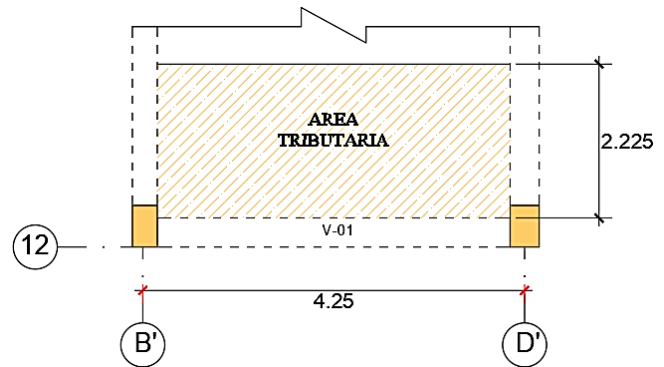
Calculando la sumatoria de cargas:

$$CM = 120 + 150 = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 350 + 100 = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4 (270) + 1.7 (450)$$

$$W_u = 1143 \text{ kg/m}^2$$



Calculando:

$$h = \frac{425}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1143}}\right)} = 37.72 \text{ cm}$$

$$b = \frac{222.5}{20} = 11.52 \text{ cm}$$

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

La sección propuesta será: 35x30

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V – 0

En el sótano:

$$L_n = 493 \text{ cm}$$

$$B = 269 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1143 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

$$h = \frac{493}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1143}}\right)} = 41.66 \text{ cm}$$

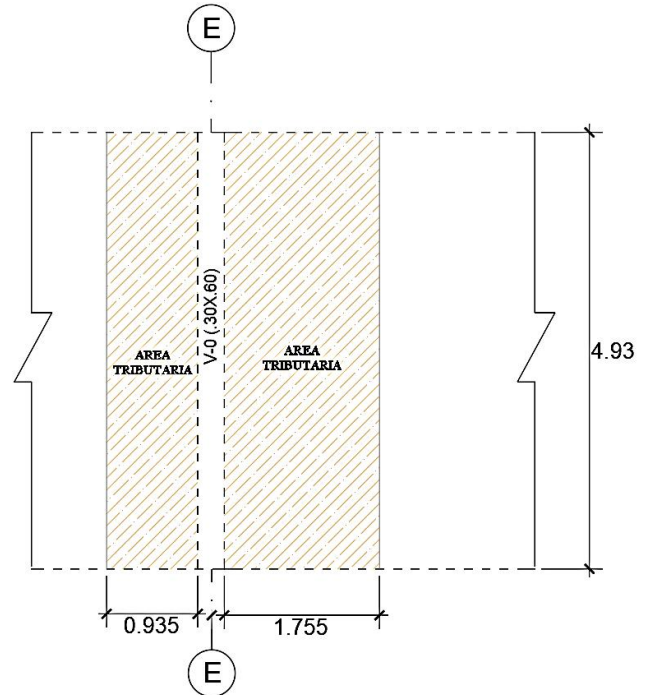
$$b = \frac{269}{20} = 13.45 \text{ cm} = 15$$

$$13.45 \times 38.45^3 = 30 \times h^3$$

$$h = 29.43$$

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

La sección propuesta será: 30x30



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VS – 1

En el primer piso:

$$L_n = 315 \text{ cm}$$

$$B = 293 \text{ cm}$$

Calculando la suma de cargas:

$$CM = 120 + 150 = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 300 + 100 = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4 (270) + 1.7 (400)$$

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

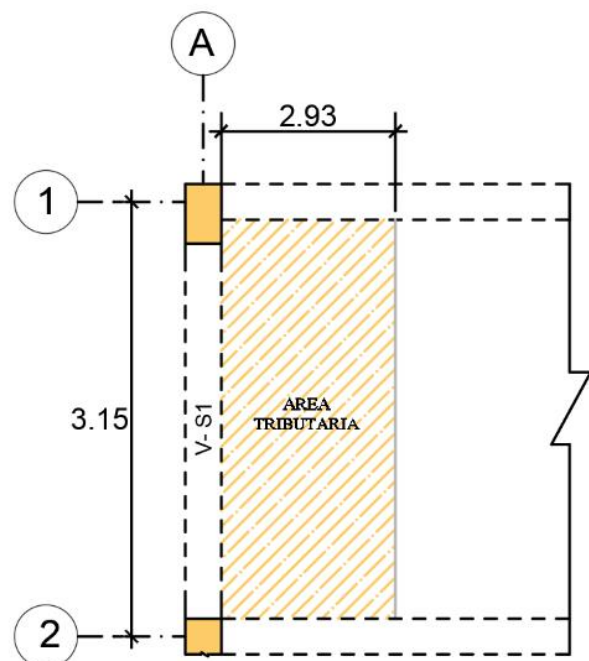
$$h = \frac{315}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 25.61 \text{ cm}$$

$$b = \frac{293}{20} = 14.65 = 15 \text{ cm}$$

$$14.65 \times 25.61^3 = 30 \times h^3$$

$$h = 20.17 = 30$$

La sección propuesta será: 30x30



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V - 100

En el primer piso:

$$L_n = 285 \text{ cm}$$

$$B = 392 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

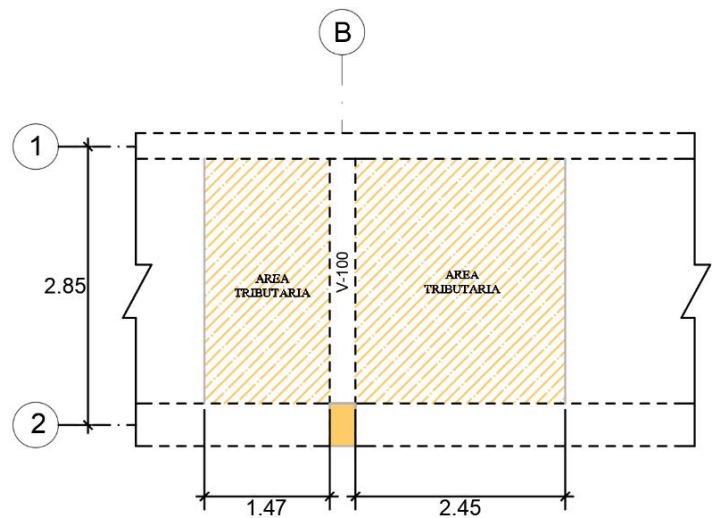
$$h = \frac{285}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 23.18 \text{ cm}$$

$$b = \frac{392}{20} = 19.60 = 20 \text{ cm}$$

$$19.60 \times 23.18^3 = 30 \times h^3$$

$$h = 20.11 = 20 \text{ cm}$$

La sección propuesta será: 30x20



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VCH - 1

En el primer piso:

$$L_n = 425 \text{ cm}$$

$$B = 307 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

$$h = \frac{425}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 34.56 \text{ cm}$$

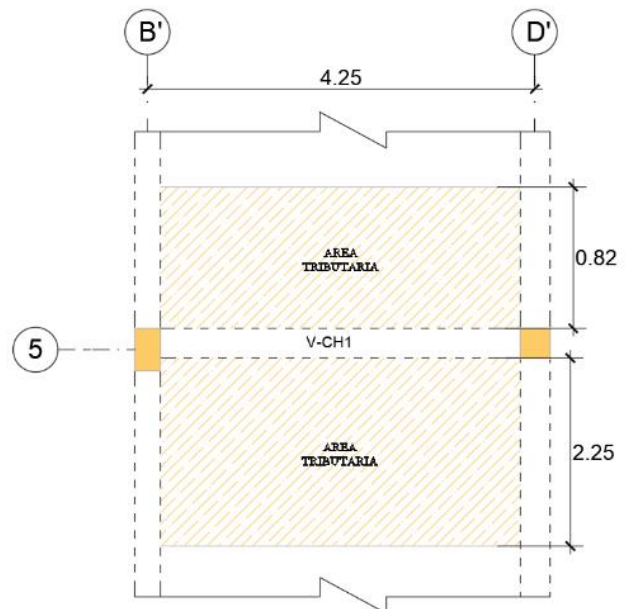
$$b = \frac{307}{20} = 15.35 = 20 \text{ cm}$$

$$15.35 \times 34.56^3 = 35 \times h^3$$

$$h = 26.26$$

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

La sección propuesta será: 35x30



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V-105

En el primer piso:

$$L_n = 445 \text{ cm}$$

$$B = 273 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

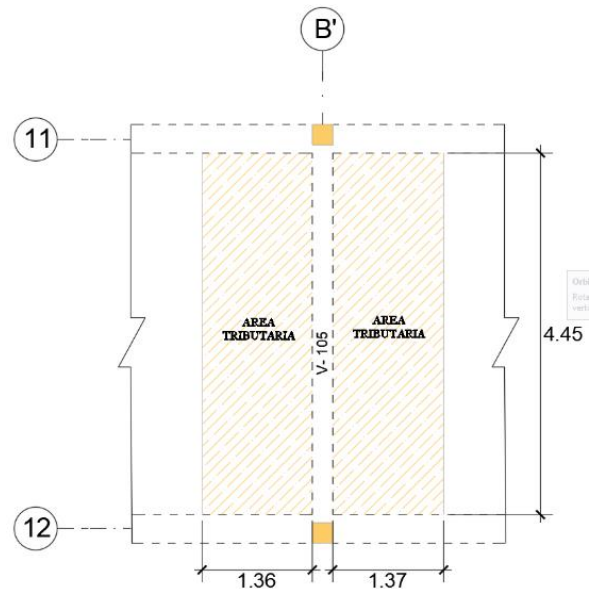
$$h = \frac{445}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 36.18 \text{ cm}$$

$$b = \frac{273}{20} = 13.65 = 20 \text{ cm}$$

$$13.65 \times 36.18^3 = 30 \times h^3$$

$$h = 27.83 = 30 \text{ cm}$$

La sección propuesta será: 30x30



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA V-104

En el primer piso:

$$L_n = 445 \text{ cm}$$

$$B = 350 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

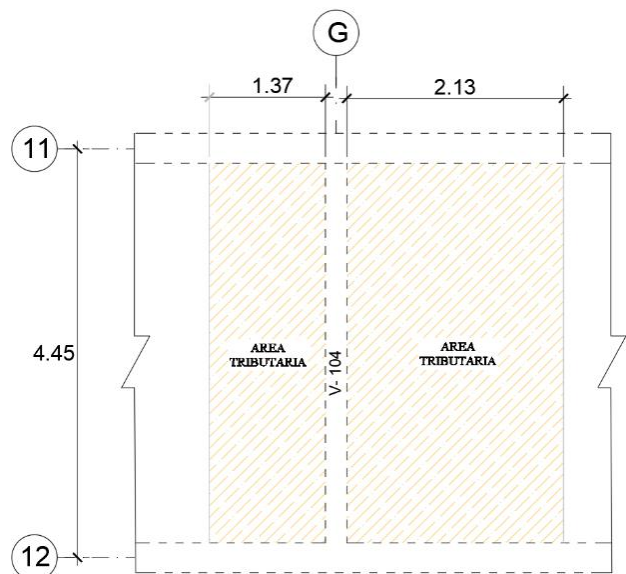
$$h = \frac{445}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 36.19 \text{ cm}$$

$$b = \frac{350}{20} = 17.50 = 20 \text{ cm}$$

$$17.50 \times 36.18^3 = 35 \times h^3$$

$$h = 28.72 = 30 \text{ cm}$$

La sección propuesta será: 35x30



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VA-1

En el primer piso:

$$L_n = 293 \text{ cm}$$

$$B = 168 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

$$h = \frac{293}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 23.83 \text{ cm}$$

$$b = \frac{168}{20} = 8.40 \text{ cm}$$

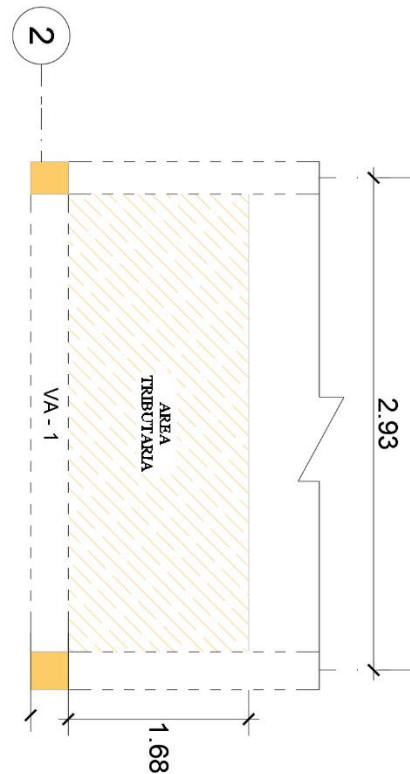
$$b_{min} = 12.5 \text{ cm}$$

$$8.40 \times 23.83^3 = 30 \times h^3$$

$$h = 15.58$$

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

La sección propuesta será: 30x20



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA VA-1

En el primer piso:

$$L_n = 440 \text{ cm}$$

$$B = 82 \text{ cm}$$

La sumatoria de cargas:

$$W_u = 1058 \text{ kg/m}^2$$

Calculando:

$$h = \frac{440}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.1058}}\right)} = 32.78 \text{ cm}$$

$$b = \frac{82}{20} = 4.1 \text{ cm}$$

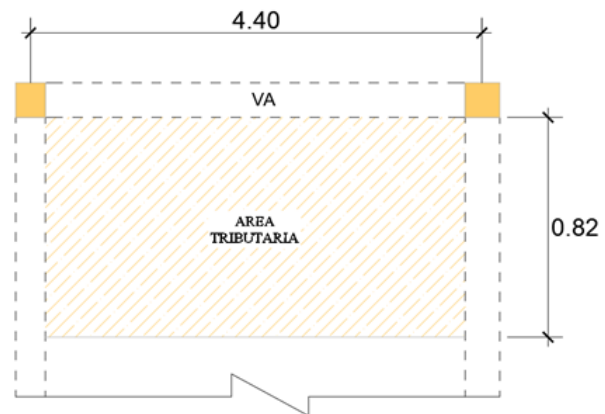
$$b_{min} = 12.5 \text{ cm}$$

$$4.1 \times 32.78^3 = 25 \times h^3$$

$$h = 17.94$$

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

La sección propuesta será: 25x20



Entre el método de predimensionamiento y las secciones propuestas existen algunas diferencias ya que después del análisis sísmico se necesitó incrementar las secciones de estas vigas y se uniformizó para obtener una mejor respuesta de la estructura.

V-01	=	0.35 x 0.60 m
V-0	=	0.30 x 0.60 m
VS – 1	=	0.30 x 0.50 m
V – 100	=	0.30 x 0.50 m
VCH – 1	=	0.35 x 0.20 m
V – 105	=	0.30 x 0.50 m
V- 104	=	0.35 x 0.50 m
V- A1	=	0.30 x 0.20 m
V- A	=	0.25 x 0.20 m

4.2.3.3. Columnas

Se tomaron las áreas tributarias de cada sección para su dimensionamiento:

Columna tipo C1	=	12.13 m ²
Columna tipo C3	=	11.48 m ²
Columna tipo C1´	=	11.69 m ²
Columna tipo C4	=	8.68 m ²
Columna tipo C–2b	=	8.20 m ²
Columna tipo C–2a	=	10.98 m ²

Se calculó del peso propio de vigas, donde no se consideró la altura de la losa (Ver tabla N°7):

Tabla N° 7: Peso propio de vigas

Seccion	b(m)	h(m)	L(m)	Pe(Kg/m3)	Total
V-0	0.3	0.6	129.46	2400	55926.72
V-01	0.35	0.6	108.71	2400	54789.84
V-03	0.25	0.6	11.02	2400	3967.20
V-02	0.25	0.6	2.93	2400	1054.80
V-B1	0.15	0.25	30.02	2400	2701.80
V-P1	0.15	0.3	4.2	2400	453.60
V-D	0.3	0.4	3	2400	864.00
V-S1	0.3	0.5	45.78	2400	131846.40
V-A1	0.3	0.2	21.1	2400	24307.20
V-100	0.3	0.5	42.7	2400	122976.00
V-A	0.25	0.2	20.29	2400	19478.40
V-CH	0.5	0.2	15.68	2400	30105.60
V-D	0.3	0.4	2.43	2400	5598.72
V-CH1	0.35	0.2	41.79	2400	56165.76
V-A2	0.35	0.2	13.96	2400	18762.24
V-104	0.35	0.35	28.32	2400	95155.20
V-105	0.3	0.3	16.65	2400	47952.00
					672105.48

Fuente: Elaboración Propia

Entonces su peso en vigas es por m²:

$$672,102.48/2445.5 = 274.83 \approx 280.00 \text{ kg / m}^2$$

Para el dimensionado de las columnas se consideró (Ver Tabla N°8):

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm}$$

Tabla N°8: Peso de columnas

b	d	h	Pe(Kg/m3)	Ncol	Total
0.30	0.50	2.60	2400.00	256.00	239616.00

Fuente: Elaboración Propia

Entonces su peso en columnas es:

$$239616/2445.5 = 97.98 \approx 100 \text{ kg/m}^2$$

Teniendo en cuenta la ecuación 13:

$$b \times D = \frac{P}{n \times f'c} \quad (13)$$

Dónde:

D: Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna

b: Dimensión restante de la sección de la columna

P: Carga total que soporta la columna.

f'c: Resistencia del concreto a compresión simple

n: Coeficiente sísmico depende del tipo de columna

De a tabla N°9 usamos los valores de P y n para el predimensionamiento de columnas.

Tabla N°9: Cargas axiales en secciones de columna

Columna centradas	$P=1.10 \times P_g$ $n=0.30$
Columna esquinera	$P=1.50 \times P_g$ $n=0.20$
Columna excéntrica	$P=1.25 \times P_g$ $n=0.25$

Fuente: Elaboración Propia

El peso total que soporta las cargas de gravedad que soporta la columna se representa con las ecuaciones 14 y 15:

$$P_G = Wt \times At \quad (14)$$

$$Wt = (CM + CV) \quad (15)$$

Dónde:

WT: Peso total

At: Área tributaria de la columna

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

Obteniendo la carga última (*Wt*) del 1° al 8° piso ya que son típicos (Ver tabla N° 10):

Tabla N°10: Cargas de elementos estructurales

Carga Ultima	
Peso de vigas	280 kg/m ²
Peso de columnas	100 kg/m ²
Peso de acabados	120 kg/m ²
Peso de tabiquería	150 kg/m ²
	650 kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

$$CM = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 300 + 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Wt = 650 + 400 = 1050 \text{ kg/m}^2$$

Las secciones tentativas para las columnas:

Columnas C1 (0.30 x 0.50)

$$P_G = 1050 \times 12.13 \times 8 = 101,892.00 \text{ kg}$$

$$P = 1.10 \times 101892.00 = 112,081.20 \text{ kg}$$

$$bx_d = \frac{112081.20}{0.30 \times 210} = 1,779.07$$

$$b = 30$$

$$D = 50$$

La sección propuesta: 30 x 50

Tabla N°11: Secciones de columnas propuestas

Columnas	Pg(kg)	P(kg)	bx _d	Sección propuesta
C-1	101892.00	112081.20	1779.07	40x40
C-3	96432.00	1060752.00	1683.73	35x50
C1'	98196.00	108015.60	1714.53	30x60
C-4	72912.00	91140.00	1736.00	35x50
C-2b	68880.00	75768.00	1202.67	30x40
C-2a	92232.00	101455.20	1610.40	40x40

Fuente: Elaboración propia

De la misma forma que las vigas, al realizar el análisis sísmico se tuvieron que colocar algunas columnas de mayor dimensión y quedaron las secciones finales que se observan en la tabla N°11.

4.2.3.4. Muros de corte

Para el cálculo de las cortantes (ecuación 15) se usó los factores sísmicos de cada bloque como lo indica la Tabla N° 12:

Tabla N°12: Factores sísmicos

<i>Z</i>	<i>0.45</i>	<i>Z: Zona Sísmica ,Z=4</i>
<i>U</i>	<i>1</i>	<i>U:Factor de uso e importancia</i>
<i>C</i>	<i>2.5</i>	<i>C: Factor de amplificación sísmica</i>
<i>S</i>	<i>1</i>	<i>F: Factor de suelo S1</i>
<i>R</i>	<i>6.3</i>	<i>R:Coeficiente de reducción bloque 1</i>
<i>R</i>	<i>7</i>	<i>R:Coeficiente de reducción bloque 2</i>
<i>g</i>	<i>9.81</i>	<i>g:Gravedad</i>

Fuente: Elaboración propia

Donde:

$$H_n = 20.30 \text{ m}$$

$$P \text{ bloque 1} = 471.6498 \text{ ton}$$

$$P \text{ bloque 2} = 538.1433 \text{ ton}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (16)$$

Bloque 1

$$V = \frac{(0.45)(1.0)(2.5)(1.0)}{6.3} \times 471649.8 = 84\,223.18 \text{ kg}$$

Bloque 2

$$V = \frac{(0.45)(1.0)(2.5)(1.0)}{7.0} \times 538143.3 = 86487.32 \text{ kg}$$

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E 0.30 (2018) menciona:

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base. (p.14)

Tabla N° 13: Comparación de cortantes de muros y cortante en a base

	V muros (ton)	V(ton)	Porcentaje
Bloque 1	84.22	165.376	50.93%
Bloque 2	86.49	160.350	53.94%

Fuente: Elaboración propia

Teniendo lo descrito anteriormente en la tabla N°13, se considera que la estructura es de un sistema dual.

4.2.3. Análisis Sísmico – Según la Norma RNE 0.30

Se realizó el análisis con la norma de Diseño Sismorresistente E 0.30 verificando ciertas características de la estructura para realizar su análisis estático y dinámico. Para ello también se realizó el modelamiento tridimensional, en el software ETABS 2016, de la estructura en análisis, colocando los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma mencionada.

Para la edificación se tiene en cuenta que la estructura comparte un mismo sótano y se divide en dos bloques independientes (Ver figura N°24).

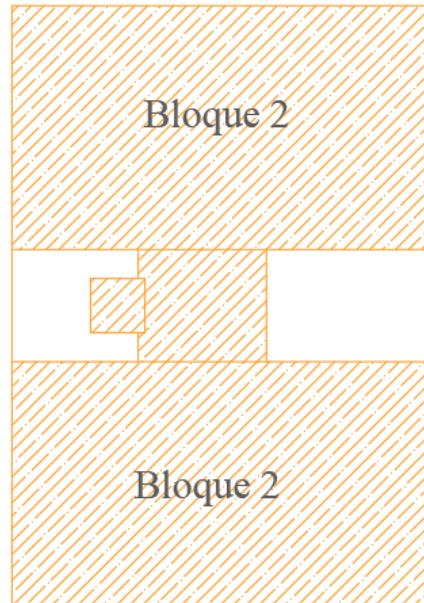
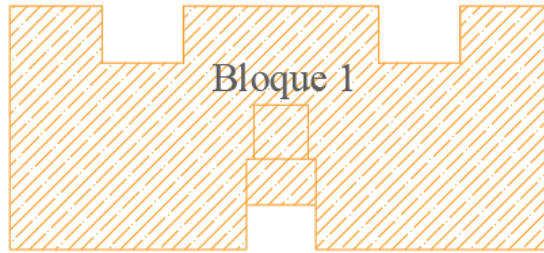


Figura N° 24: Ubicación de bloques

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.1. Factor Zona

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - Norma E.030, 2016, p.3). (Ver figura N° 25)



Figura N° 25: Factor de zona

Fuente: Norma Técnica E 0.30 – Diseño Sismorresistente

De acuerdo a la ubicación de nuestro proyecto que se encuentra en Surquillos, Lima encontramos de acuerdo al cuadro que:

$$Z = 0.45$$

4.2.3.2. Condiciones Geotécnicas

Los tipos de perfiles de acuerdo a su tipo de suelo se clasifican de la siguiente manera:

- Perfil Tipo S0: Roca Dura
- Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S3: Suelos Blandos
- Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

De acuerdo a la zona donde el edificio esta ubicado el suelo que posee tiene perfil tipo S1, siendo un suelo muy rígido.

4.2.3.3. Parámetro de sitio (s , t_p , t_l)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_p y T_L dados en la tabla N°14 y tabla N°15.

Tabla N° 14: Factor de Suelo

Factor de Suelo				
Suelo Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma Técnica E 0.30 – Diseño Sismorresistente

Tabla N° 15: Perfil del suelo

Periodo "Tp" y "TL"				
Perfil del suelo				
	S0	S1	S2	S3
Tp(s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL(s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma Técnica E 0.30 – Diseño Sismorresistente

El suelo del proyecto al ser un suelo rígido y pertenecer a la Z=4, se obtiene los siguientes valores:

$$S1 = 1$$

$$Tp = 0.40$$

$$Tl = 2.5$$

4.2.3.4. Periodo Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión de la norma E 0.30:

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}} \quad (17)$$

Donde:

Fi: Fuerza lateral en el nivel i

di: desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura debido a las fuerzas fi

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

Para resolver la ecuación 17, tenemos en cuenta de la norma E0.30 y usar las ecuaciones 18 y 19:

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i correspondiente se calculara mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (18)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_j \cdot h_j} \quad (19)$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos : k=1.0
- b) Para T mayor a 0,5 segundos: k= 0.75 + 0.5T

Calculando los valores k:

Bloque 1

$$\text{Eje X: } k = 0.75 + 0.5 (0.574) = 1.04$$

$$\text{Eje Y: } k = 0.75 + 0.5 (0.519) = 1.01$$

Tabla N°16: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje X –Bloque 1

PISO	Pi(ton)	Hi(m)	Pi*H ^k	αi	Fi	Di	Pi*Di ²	Fi*Di
8	122.424	2.6	329.756	0.092	15.234	20.09	49420.956	306.089
7	172.573	2.6	464.836	0.130	21.475	17.35	51972.255	372.677
6	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	14.45	35957.610	309.766
5	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	11.41	22438.982	244.703
4	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	8.35	12015.136	179.062
3	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	5.421	5064.243	116.251
2	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	2.844	1393.846	60.988
1	172.328	2.6	464.176	0.130	21.444	0.89	136.501	19.086
	1328.964		3579.650	1.000	165.376		178399.53	1608.62

Fuente: Elaboración Propia

Calculando el periodo:

$$T_x = 2\pi \times \sqrt{\frac{178399.53}{(9806.652 \times (1608.62))}} = 0.668$$

$$T_x = 0.85(0.668) = 0.56795$$

Tabla N°17: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje Y–Bloque 1

PISO	Pi(ton)	Hi(m)	Pi*H ^k	αi	Fi	Di	Pi*Di ²	Fi*Di
8	122.424	2.6	321.204	0.092	16.840	20.331	50603.701	342.368
7	172.573	2.6	452.781	0.130	23.738	17.775	54524.488	421.941
6	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	14.991	38727.275	355.350
5	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	11.997	24802.819	284.380
4	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	8.883	13598.001	210.565
3	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	5.825	5847.195	138.077
2	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	3.072	1626.291	72.819
1	172.328	2.6	452.138	0.130	23.704	0.968	161.475	22.946
	1328.964		3486.814	1.000	182.803		189891.24	1848.45

Fuente: Elaboración Propia

$$T_y = 2\pi \times \sqrt{\frac{189891.24}{(9806.652 \times (1848.45))}} = 0.643$$

$$T_y = 0.85(0.643) = 0.547$$

Bloque 2

$$\text{Eje X: } k = 0.75 + 0.5 (0.881) = 1.19$$

$$\text{Eje Y: } k = 0.75 + 0.5 (0.706) = 1.10$$

Tabla N°18: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje X – Bloque 2

PISO	Pi(ton)	Hi(m)	Pi*H ^k	αi	Fi	Di	Pi*Di ²	Fi*Di
8	205.40	2.6	642.19	0.093	14.90	31.25	200598.21	465.60
7	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	26.92	207792.99	559.85
6	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	22.34	143106.82	464.61
5	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	17.54	88201.39	364.75
4	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	12.68	46102.37	263.71
3	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	8.05	18578.39	167.40
2	286.69	2.6	896.35	0.130	20.80	4.04	4679.28	84.01
1	285.04	2.6	891.20	0.129	20.68	1.15	378.94	23.84
	2210.60		6911.51		160.35		717477.95	2420.88

Fuente: Elaboración Propia

$$T_y = 2\pi \times \sqrt{\frac{717477.95}{(9806.652 \times (2420.88))}} = 1.092$$

$$T_y = 0.85(1.092) = 0.928$$

Tabla N°19: Distribución de fuerzas sísmicas - Eje Y– Bloque 2

PISO	Pi(ton)	Hi(m)	Pi*H ^k	ai	Fi	Di	Pi*Di ²	Fi*Di
8	205.40	2.6	590.68	0.093	18.57	22.30	102161.40	414.06
7	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	20.73	123201.17	537.19
6	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	18.55	98694.14	480.81
5	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	15.75	71108.61	408.12
4	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	12.45	44423.77	322.58
3	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	8.83	22332.85	228.72
2	286.69	2.6	824.46	0.130	25.91	5.15	7594.94	133.38
1	285.04	2.6	819.71	0.129	25.76	1.77	897.05	45.71
	2210.60		6357.15		199.81		470413.94	2570.55

Fuente: Elaboración Propia

$$T_y = 2\pi \times \sqrt{\frac{470413.94}{(9806.652 \times (2570.55))}} = 0.858$$

$$T_y = 0.85(0.858) = 0.730$$

De acuerdo a las tablas N° 16 y N° 17 del bloque 1 y las tablas N° 18 y N° 19 del bloque 2 de distribución de fuerzas sísmicas, cálculos los periodos que se observan a continuación:

Tabla N°20: Comparación de modos de vibración

	ETABS	E 0.30
BLOQUE 1 - EJE X	0.574	0.668
BLOQUE 1 - EJE Y	0.519	0.547
BLOQUE 2 - EJE X	0.886	0.928
BLOQUE 2 - EJE Y	0.711	0.730

Fuente: Elaboración Propia

Al realizar la comparación de resultados de los periodos entre el programa Etabs 2016.2.1 y la norma E 0.30 observados en la tabla N° 20, se observa que los valores son similares, por ello se decidió hacer los cálculos posteriores con los periodos obtenidos por el programa Etabs.

4.2.3.5. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a los valores hallados de acuerdo al tipo de suelo, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las expresiones observadas en las ecuaciones 20,21 y 22:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (20)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} \quad (21)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \quad (22)$$

De acuerdo a las características del proyecto usamos la ecuación 21 y

obtenemos lo siguiente:

Bloque 1

Eje X

$$T_p < 0.574 < T_L$$

$$C = 2.5 \times (0.4 / 0.574) = 1.742$$

Eje Y:

$$T_p < 0.519 < T_L$$

$$C = 2.5 \times (0.4 / 0.519) = 1.927$$

Bloque 2

Eje X

$$T_p < 0.886 < T_L$$

$$C = 2.5 \times (0.4 / 0.886) = 1.129$$

Eje Y:

$$T_p < 0.711 < T_L$$

$$C = 2.5 \times (0.4 / 0.711) = 1.406$$

4.2.3.6. Categoría de la edificación y factor de uso

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a las categorías mostradas en la tabla N°21:

Tabla N°21: Factor de Suelo

CATEGORIA DE LA EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
C EDIFICACIONES COMUNES	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas contaminantes	1.0

Fuente: Norma Técnica E 0.30 – Diseño Sismorresistente

De acuerdo a la edificación se define como factor “U” igual a 1.0 al ser una vivienda multifamiliar llega a ser una edificación común de acuerdo a la NTP E 0.30.

4.2.3.7. Factor de irregularidad (Ia, Ip)

Comprobando los factores de irregularidad por altura:

A. Irregularidad por rigidez

Se verifica la irregularidad por rigidez en el bloque 1 en las tablas N°22 y N° 23:

Tabla N°22: Irregularidad por rigidez Eje X - Bloque 1

Nivel	Di	Di>1.4Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.0052	1.007	NO	-		
7	0.0056	1.008	NO	-		
6	0.0059	1.008	NO	-		
5	0.0060	1.008	NO	0.0056	0.00699	NO
4	0.0058	1.008	NO	0.0059	0.00731	NO
3	0.0051	1.007	NO	0.0059	0.00738	NO
2	0.0039	1.005	NO	0.0056	0.00705	NO
1	0.0018	1.003	NO	0.0049	0.00618	NO
No presenta irregularidad por rigidez						

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°23: Irregularidad por rigidez Eje Y- Bloque 1

Nivel	Di	Di>1.4Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.00432	1.006	NO	-		
7	0.00469	1.007	NO	-		
6	0.00501	1.007	NO	-		
5	0.00515	1.007	NO	0.0047	0.00584	NO
4	0.00502	1.007	NO	0.0049	0.00619	NO
3	0.00449	1.006	NO	0.0051	0.00632	NO
2	0.00341	1.005	NO	0.0049	0.00611	NO
1	0.00156	1.002	NO	0.0043	0.00538	NO
No presenta irregularidad por rigidez						

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la irregularidad por rigidez en el bloque 2 en las tablas N°24 y N° 25:

Tabla N°24: Irregularidad por rigidez Eje X- Bloque 2

Nivel	Di	Di>1.4Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.00667	1.009	NO	-		
7	0.00690	1.010	NO	-		
6	0.00698	1.010	NO	-		
5	0.00698	1.010	NO	0.0068	0.00856	NO
4	0.00696	1.010	NO	0.0070	0.00869	NO
3	0.00615	1.009	NO	0.0070	0.00872	NO
2	0.00467	1.007	NO	0.0067	0.00837	NO
1	0.00198	1.003	NO	0.0059	0.00741	NO
No presenta irregularidad por rigidez						

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°25: Irregularidad por rigidez Eje Y - Bloque 2

Nivel	Di	Di>1.4Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.00337	1.005	NO	-		
7	0.00437	1.006	NO	-		
6	0.00543	1.008	NO	-		
5	0.00626	1.009	NO	0.0044	0.00549	NO
4	0.00679	1.010	NO	0.0054	0.00669	NO
3	0.00684	1.010	NO	0.0062	0.00770	NO
2	0.00616	1.009	NO	0.0066	0.00828	NO
1	0.00319	1.004	NO	0.0066	0.00824	NO
No presenta irregularidad por rigidez						

Fuente: Elaboración Propia

B. Irregularidad por rigidez extrema

Se verifica la irregularidad por rigidez extrema en el bloque 1 en las tablas N°26 y N° 27:

Tabla N°26: Irregularidad por rigidez extrema Eje X - Bloque 1

Nivel	Di	Di>1.6Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.4Prom	Aplica
8	0.00523	1.00836	NO	-		
7	0.00563	1.00900	NO	-		
6	0.00592	1.00947	NO	-		
5	0.00601	1.00961	NO	0.00559	0.00783	NO
4	0.00578	1.00924	NO	0.00585	0.00819	NO
3	0.00513	1.00821	NO	0.00590	0.00826	NO
2	0.00393	1.00628	NO	0.00564	0.00789	NO
1	0.00180	1.00288	NO	0.00494	0.00692	NO
No presenta irregularidad por rigidez extrema						

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°27: Irregularidad por rigidez extrema Eje Y - Bloque 1

Nivel	Di	Di>1.6Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.00432	1.00691	NO	-		
7	0.00469	1.00751	NO	-		
6	0.00501	1.00801	NO	-		
5	0.00515	1.00824	NO	0.00467	0.00654	NO
4	0.00502	1.00803	NO	0.00495	0.00693	NO
3	0.00449	1.00718	NO	0.00506	0.00708	NO
2	0.00341	1.00546	NO	0.00489	0.00684	NO
1	0.00156	1.00250	NO	0.00431	0.00603	NO
No presenta irregularidad por rigidez extrema						

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la irregularidad por rigidez extrema en el bloque 2 en las tablas N°28 y N° 29:

Tabla N°28: Irregularidad por rigidez extrema Eje X - Bloque 2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°29: Irregularidad por rigidez extrema Eje Y - Bloque 2

Nivel	Di	Di>1.6Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.4Prom	Aplica
8	0.00667	1.01068	NO	-		
7	0.00690	1.01104	NO	-		
6	0.00698	1.01117	NO	-		
5	0.00698	1.01117	NO	0.00685	0.00959	NO
4	0.00696	1.01114	NO	0.00695	0.00973	NO
3	0.00615	1.00984	NO	0.00697	0.00976	NO
2	0.00467	1.00748	NO	0.00670	0.00938	NO
1	0.00198	1.00317	NO	0.00593	0.00830	NO
No presenta irregularidad por rigidez extrema						
Nivel	Di	Di>1.6Di+1	Aplica	Prom. Superior	Di>1.25Prom	Aplica
8	0.00337	1.00539	NO	-		
7	0.00437	1.00700	NO	-		
6	0.00543	1.00869	NO	-		
5	0.00626	1.01001	NO	0.00439	0.00615	NO
4	0.00679	1.01086	NO	0.00536	0.00750	NO
3	0.00684	1.01094	NO	0.00616	0.00862	NO
2	0.00616	1.00986	NO	0.00663	0.00928	NO
1	0.00319	1.00510	NO	0.00660	0.00923	NO
No presenta irregularidad por rigidez extrema						

Fuente: Elaboración Propia

C. Irregularidad por peso

Se verifica la irregularidad por peso cuando un piso es mayor 1,5 veces al peso del piso superior como se observa en la tabla N°30:

Tabla N°30: Irregularidad por peso

Nivel i	BLOQUE 1		BLOQUE 2		Aplica
	Pi(ton)	Pi>1.5Pi+1	Pi(ton)	Pi>1.5Pi+1	
8	122.424	184.64	205.399	309.10	NO
7	172.573	259.86	286.692	431.04	NO
6	172.328	259.49	286.692	431.04	NO
5	172.328	259.49	286.692	431.04	NO
4	172.328	259.49	286.692	431.04	NO
3	172.328	259.49	286.692	431.04	NO
2	172.328	259.49	286.692	431.04	NO
1	172.328	259.49	285.043	428.56	NO
No presenta irregularidades por peso					

Fuente: Elaboración Propia

Comprobando los factores de irregularidad en planta:

A. Irregularidad por torsión

Se verifica la irregularidad por torsión en el bloque 1 en las tablas N°31 y N° 32:

Tabla N°31: Irregularidad por torsión Bloque 1 – Eje X

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{CM}	$1.2*\Delta_{CM}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.00123	0.0000047	0.0123	0.0000567	0.0052	0.0026	No
7	260	0.00129	0.0000050	0.0105	0.0000487	0.0056	0.0028	No
6	260	0.00134	0.0000052	0.0087	0.0000403	0.0059	0.0030	No
5	260	0.00134	0.0000052	0.0069	0.0000317	0.0060	0.0030	No
4	260	0.00275	0.0000106	0.0050	0.0000231	0.0058	0.0029	No
3	260	0.00113	0.0000043	0.0032	0.0000149	0.0051	0.0026	No
2	260	0.00085	0.0000033	0.0017	0.0000078	0.0039	0.0020	No
1	260	0.00036	0.0000014	0.0005	0.0000024	0.0018	0.0009	No
No presenta irregularidad por torsión								

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°32: Irregularidad por torsión Bloque 1 – Eje Y

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{cm}	$1.2*\Delta_{cm}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.00030	0.0000011	0.0004	0.0000019	0.0043	0.0022	No
7	260	0.00035	0.0000013	0.0004	0.0000017	0.0047	0.0023	No
6	260	0.00039	0.0000015	0.0003	0.0000014	0.0050	0.0025	No
5	260	0.00042	0.0000016	0.0002	0.0000011	0.0052	0.0026	No
4	260	0.00043	0.0000017	0.0002	0.0000008	0.0050	0.0025	No
3	260	0.00041	0.0000016	0.0001	0.0000005	0.0045	0.0022	No
2	260	0.00033	0.0000013	0.0001	0.0000003	0.0034	0.0017	No
1	260	0.00016	0.0000006	0.0000	0.0000001	0.0016	0.0008	No
No presenta irregularidad por torsión								

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la irregularidad por torsión en el bloque 2 en las tablas N°33 y N° 34:

Tabla N°33: Irregularidad por torsión Bloque 2 – Eje X

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{cm}	$1.2*\Delta_{cm}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.00123	0.0000047	0.0204	0.0000940	0.0067	0.0033	No
7	260	0.00129	0.0000050	0.0176	0.0000814	0.0069	0.0034	No
6	260	0.00134	0.0000052	0.0147	0.0000678	0.0070	0.0035	No
5	260	0.00134	0.0000052	0.0116	0.0000535	0.0070	0.0035	No
4	260	0.00275	0.0000106	0.0084	0.0000390	0.0070	0.0035	No
3	260	0.00113	0.0000043	0.0054	0.0000250	0.0061	0.0031	No
2	260	0.00085	0.0000033	0.0028	0.0000128	0.0047	0.0023	No
1	260	0.00036	0.0000014	0.0008	0.0000037	0.0020	0.0010	No
No presenta irregularidad por torsión								

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°34: Irregularidad por torsión Bloque 2 – Eje Y

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{CM}	$1.2*\Delta_{CM}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.00030	0.0000011	0.0021	0.0000098	0.0034	0.0017	No
7	260	0.00035	0.0000013	0.0020	0.0000093	0.0044	0.0022	No
6	260	0.00039	0.0000015	0.0018	0.0000085	0.0054	0.0027	No
5	260	0.00042	0.0000016	0.0016	0.0000075	0.0063	0.0031	No
4	260	0.00043	0.0000017	0.0013	0.0000062	0.0068	0.0034	No
3	260	0.00041	0.0000016	0.0010	0.0000046	0.0068	0.0034	No
2	260	0.00033	0.0000013	0.0006	0.0000029	0.0062	0.0031	No
1	260	0.00016	0.0000006	0.0002	0.0000010	0.0032	0.0016	No
No presenta irregularidad por torsión								

Fuente: Elaboración Propia

B. Irregularidad por Torsión Extrema

Se verifica la irregularidad por torsión en el bloque 1 en las tablas N°35 y N°

36:

Tabla N°35: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{CM}	$1.5*\Delta_{CM}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.0012	0.0000047	0.0123	0.0000708	0.0052	0.0026	No
7	260	0.0013	0.0000050	0.0105	0.0000608	0.0056	0.0028	No
6	260	0.0013	0.0000052	0.0087	0.0000504	0.0059	0.0030	No
5	260	0.0013	0.0000052	0.0069	0.0000396	0.0060	0.0030	No
4	260	0.0028	0.0000106	0.0050	0.0000289	0.0058	0.0029	No
3	260	0.0011	0.0000043	0.0032	0.0000186	0.0051	0.0026	No
2	260	0.0009	0.0000033	0.0017	0.0000097	0.0039	0.0020	No
1	260	0.0004	0.0000014	0.0005	0.0000030	0.0018	0.0009	No
No presenta irregularidad por torsión extrema								

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°36: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje Y

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{CM}	$1.5*\Delta_{CM}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.0003	0.0000011	0.0004	0.0000024	0.0043	0.0022	No
7	260	0.0003	0.0000013	0.0004	0.0000021	0.0047	0.0023	No
6	260	0.0004	0.0000015	0.0003	0.0000017	0.0050	0.0025	No
5	260	0.0004	0.0000016	0.0002	0.0000014	0.0052	0.0026	No
4	260	0.0004	0.0000017	0.0002	0.0000010	0.0050	0.0025	No
3	260	0.0004	0.0000016	0.0001	0.0000007	0.0045	0.0022	No
2	260	0.0003	0.0000013	0.0001	0.0000003	0.0034	0.0017	No
1	260	0.0002	0.0000006	0.0000	0.0000001	0.0016	0.0008	No
No presenta irregularidad por torsión extrema								

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la irregularidad por torsión en el bloque 2 en las tablas N°37 y N° 38:

Tabla N°37: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{cm}	$1.5*\Delta_{cm}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.0012	0.0000047	0.0204	0.0001175	0.0067	0.0033	No
7	260	0.0013	0.0000050	0.0176	0.0001017	0.0069	0.0034	No
6	260	0.0013	0.0000052	0.0147	0.0000847	0.0070	0.0035	No
5	260	0.0013	0.0000052	0.0116	0.0000668	0.0070	0.0035	No
4	260	0.0028	0.0000106	0.0084	0.0000487	0.0070	0.0035	No
3	260	0.0011	0.0000043	0.0054	0.0000313	0.0061	0.0031	No
2	260	0.0009	0.0000033	0.0028	0.0000160	0.0047	0.0023	No
1	260	0.0004	0.0000014	0.0008	0.0000047	0.0020	0.0010	No
No presenta irregularidad por torsion extrema								

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°38: Irregularidad por torsión extrema Bloque 1 – Eje X

Nivel	Hi	Δ_{max}	Δ_{max}/hi	Δ_{cm}	$1.5*\Delta_{cm}/hi$	Δ/hi	$0.5*(\Delta/hi)$	Aplica
8	260	0.0003	0.0000011	0.0021	0.0000123	0.0034	0.0017	No
7	260	0.0003	0.0000013	0.0020	0.0000117	0.0044	0.0022	No
6	260	0.0004	0.0000015	0.0018	0.0000106	0.0054	0.0027	No
5	260	0.0004	0.0000016	0.0016	0.0000093	0.0063	0.0031	No
4	260	0.0004	0.0000017	0.0013	0.0000077	0.0068	0.0034	No
3	260	0.0004	0.0000016	0.0010	0.0000058	0.0068	0.0034	No
2	260	0.0003	0.0000013	0.0006	0.0000036	0.0062	0.0031	No
1	260	0.0002	0.0000006	0.0002	0.0000013	0.0032	0.0016	No
No presenta irregularidad por torsión extrema								

Fuente: Elaboración Propia

C. Irregularidad por esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Bloque 1

Las medidas en planta del bloque 1 se observan en la figura N° 26:

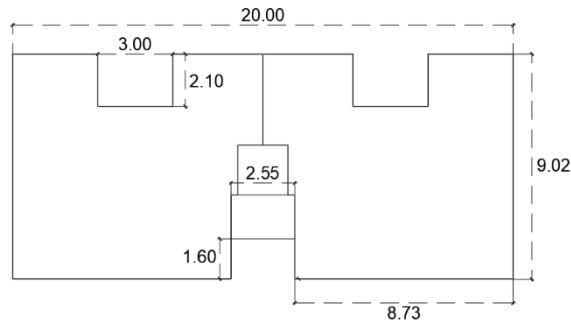


Figura N° 26: Bloque 1 en Planta

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 39: Distancias para irregularidad - Bloque 1

	Y(cm)	X(cm)
DT	902	2000
D1	370	855

Fuente: Elaboración Propia

Entonces de acuerdo a la tabla N°39 se observa que:

Eje Y: $370 > 180.4$

Eje X: $855 > 400$

Por lo tanto presenta irregularidad por esquinas entrantes en el Bloque 1 en ambas direcciones.

Bloque 2

Las medidas en planta del bloque 2 se observan en la figura N° 27:

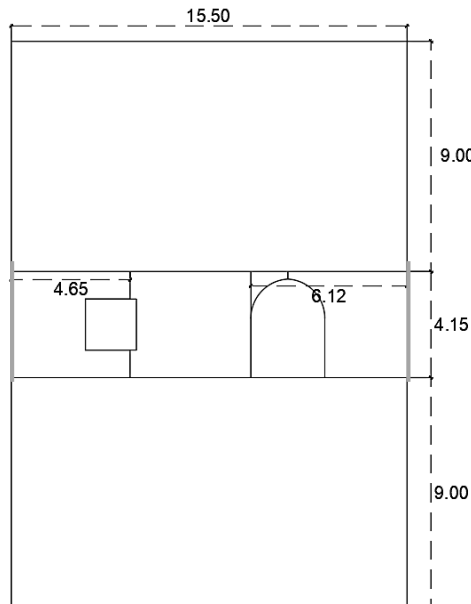


Figura N°27: Bloque 2 en Planta

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 40: Distancias para irregularidad - Bloque 2

	Y(cm)	X(cm)
DT	2215	1550
D1	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Entonces de acuerdo a la tabla N°40 se observa que:

Eje Y: $0 > 443$

Eje X: $0 > 310$

Por lo tanto no presenta irregularidad por esquinas entrantes en el Bloque 2 en ambas direcciones.

D. Irregularidad por discontinuidad de diafragmas

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del Diafragma. (Ver figura N°28 y N°29)

Bloque 1

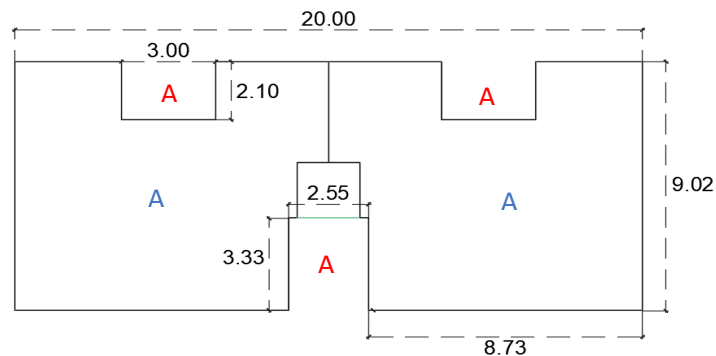


Figura N°28: Bloque 1 en Planta

Fuente: Elaboración Propia

$$A1 = 16.68 \text{ m}^2$$

$$A2 = 163.72 \text{ m}^2$$

$$16.68 > 32.744$$

Por lo tanto no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma en el bloque1.

Bloque 2

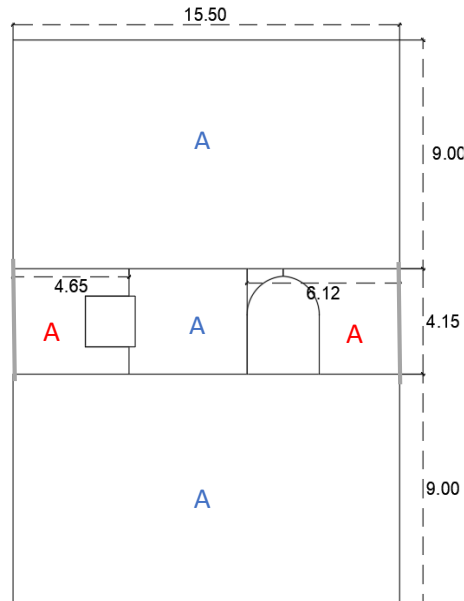


Figura N° 29: Bloque 2 en Planta

Fuente: Elaboración Propia

$$A1 = 44.70 \text{ m}^2$$

$$A2 = 225.30 \text{ m}^2$$

$$47.7 > 45.10$$

Por lo tanto no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma en el bloque 2.

De acuerdo a la categoría de la edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse empleando el sistema estructura que se indica en la Tabla N° 41.

Tabla N° 41: Análisis de irregularidad estructural

CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricción
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 metros de altura total
	1	Sin restricción

Fuente: Norma Técnica E 0.30 – Diseño Sismorresistente

El factor I_a se determinará valores correspondientes a las irregularidades existentes en altura de la estructura.

El factor I_p se determinará los valores correspondientes a las irregularidades

existentes en la estructura en planta.

En caso posea más de una irregularidad se deberá escoger el menor factor para el análisis.

De acuerdo al proyecto, al no tener irregularidad de planta y tampoco irregularidad en altura se considera los siguientes valores:

Bloque 1

$$I_p = 0.90$$

$$I_a = 1.00$$

Bloque 2

$$I_p = 1.00$$

$$I_a = 1.00$$

4.2.3.8. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinara como el producto del coeficiente R_o se clasifica según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis. El valor del coeficiente de reducción de fueras sísmicas (R_o) es la multiplicación de las irregularidades obtenidas en 4.2.3.7.

$$R = R_o \cdot I_p \cdot I_a \quad (23)$$

Calculando con los valores trabajados en el proyecto (Tabla N° 42 y N°43):

Tabla N° 42: Coeficiente de reducción – Bloque 1

	R_o	I_a	I_p	R
Dirección X	7	1.0	0.90	6.3
Dirección Y	7	1.0	0.90	6.3

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 43: Coeficiente de reducción – Bloque 2

	R_o	I_a	I_p	R
Dirección X	7	1.0	1.0	7
Dirección Y	7	1.0	1.0	7

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.9. Peso de la edificación.

Para el cálculo del peso se ha empleado en el modelo sísmico, se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva; donde el porcentaje de carga

viva es establecido por la NTE E.030 para edificios comunes de categoría “C”(Ver Tabla N° 44 y N°45).

Tabla N° 44: Peso de la edificación Bloque 1

PISO	Hi(m)	Masa (tonf-s²/m)	Pi(ton)
8	20.8	12.47946	122.424
7	18.2	17.59152	172.573
6	15.6	17.56656	172.328
5	13	17.56656	172.328
4	10.4	17.56656	172.328
3	7.8	17.56656	172.328
2	5.2	17.56656	172.328
1	2.6	17.56656	172.328
			1328.964

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 45: Peso de la edificación Bloque 2

PISO	Hi(m)	Masa (tonf-s²/m)	Pi(ton)
8	20.8	20.93776	205.40
7	18.2	29.22451	286.69
6	15.6	29.22451	286.69
5	13	29.22451	286.69
4	10.4	29.22451	286.69
3	7.8	29.22451	286.69
2	5.2	29.22451	286.69
1	2.6	29.05633	285.04
			2210.60

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4. Análisis Estático

4.2.4.1. Modos de vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. (Ver tablas N°46 y 47)

Tabla N°46: Modos de vibración y masa participativa del bloque 1

Mode	Period sec	%Masa Participante X-X	Σ Acumulado %X-X	%Masa Participante Y-Y	Σ Acumulado %Y-Y
1	0.574	62.71	62.71	0.07	0.07
2	0.519	0.09	62.80	70.80	70.87
3	0.391	6.57	69.37	0.03	70.90
4	0.14	13.61	82.98	0.02	70.92
5	0.129	0.02	83.00	16.76	87.68
6	0.101	5.11	88.11	0.00	87.68
7	0.064	4.00	92.11	0.00	87.68
8	0.057	0.00	92.11	6.25	93.93
9	0.046	2.30	94.41	0.00	93.93
10	0.039	1.85	96.26	0.00	93.93
11	0.034	0.00	96.26	3.12	97.05
12	0.028	1.17	97.43	0.00	97.05
13	0.027	0.85	98.28	0.00	97.05
14	0.024	0.00	98.28	1.64	98.69
15	0.021	0.80	99.08	0.00	98.69
16	0.02	0.22	99.30	0.00	98.69
17	0.018	0.00	99.30	0.85	99.54
18	0.017	0.37	99.67	0.00	99.54
19	0.016	0.14	99.81	0.00	99.54
20	0.015	0.00	99.81	0.37	99.91
21	0.015	0.13	99.94	0.00	99.91
22	0.014	0.00	99.94	0.09	100.00
23	0.013	0.06	100.00	0.00	100.00
24	0.012	0.02	100.02	0.00	100.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°47: Modos de vibración y masa participativa del bloque 2

Mode	Period sec	%Masa Participante X-X	Σ Acumulado %X-X	%Masa Participante Y-Y	Σ Acumulado %Y-Y
1	0.886	69.20	69.20	0.80	0.80
2	0.711	0.19	69.39	46.12	46.92
3	0.615	0.48	69.87	31.27	78.19
4	0.22	0.01	69.88	0.05	78.24
5	0.203	9.39	79.27	3.34	81.58
6	0.168	2.57	81.84	6.74	88.32
7	0.117	3.55	85.39	1.67	89.99
8	0.089	0.74	86.13	0.27	90.26
9	0.083	0.26	86.39	3.67	93.93
10	0.08	3.66	90.05	0.26	94.19
11	0.077	0.66	90.71	0.04	94.23
12	0.075	0.07	90.78	1.29	95.52
13	0.073	0.02	90.80	0.72	96.24
14	0.067	1.04	91.84	0.09	96.33
15	0.057	0.07	91.91	0.11	96.44
16	0.052	0.50	92.41	0.00	96.44
17	0.05	1.78	94.19	0.11	96.55
18	0.042	0.03	94.22	1.19	97.74
19	0.039	0.00	94.22	0.97	98.71
20	0.033	2.10	96.32	0.00	98.71
21	0.028	0.09	96.41	0.79	99.50
22	0.025	1.69	98.10	0.01	99.51
23	0.017	0.53	98.63	0.36	99.87
24	0.016	1.33	99.96	0.08	99.95

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.2. Fuerza Cortante en la base

Para cada una de las direcciones analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido en la ecuación 24.

$$V_{estatico} = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (24)$$

Donde sacamos los periodos del programa Etabs:

Bloque 1

$$T_{x-x} = 0.574 \text{ s}$$

$$T_{y-y} = 0.519 \text{ s}$$

Bloque 2

$$T_{x-x} = 0.886 \text{ s}$$

$$T_{y-y} = 0.711 \text{ s}$$

Calculando el valor de C:

Bloque 1

$$C_{x-x} = 1.742 \text{ s}$$

$$C_{y-y} = 1.927 \text{ s}$$

Bloque 2

$$C_{x-x} = 1.129 \text{ s}$$

$$C_{y-y} = 1.406 \text{ s}$$

Se obtiene las siguientes cortantes considerando los pesos con la siguiente combinación:

$$P = CM + 0.25CV$$

Se obtiene:

Bloque 1

$$V_{x-x} = \frac{(0.45)(1.0)(0.574)(1.742)}{6.3} \times 1328.964$$

$$V_{x-x} = 165.376 \text{ ton}$$

$$V_{y-y} = \frac{(0.45)(1.0)(0.519)(1.927)}{6.3} \times 1328.964$$

$$V_{y-y} = 182.902 \text{ ton}$$

Bloque 2

$$V_{x-x} = \frac{(0.45)(1.0)(0.886)(1.135)}{7} \times 2210.60$$

$$V_{x-x} = 160.395 \text{ ton}$$

$$V_{y-y} = \frac{(0.45)(1.0)(0.711)(1.416)}{7} \times 2210.60$$

$$V_{y-y} = 199.873 \text{ ton}$$

El cálculo de las fuerzas obtenidas con la ecuación 24, tiene el mismo valor calculado en las tablas N°48 y N°49 para el bloque 1, y N° 50 y N° 51 para el bloque 2.

Tabla N°48: Fuerzas Cortantes por piso en Eje X – Bloque 1

PISO	Hi(m)	Pi(ton)	H ^k	Pi*H ^k	αi	Fi
8	20.8	122.424	23.272	2849.026	0.172	28.372
7	18.2	172.573	20.263	3496.765	0.211	34.823
6	15.6	172.328	17.269	2975.952	0.179	29.636
5	13	172.328	14.294	2463.287	0.148	24.531
4	10.4	172.328	11.341	1954.426	0.118	19.463
3	7.8	172.328	8.416	1450.300	0.087	14.443
2	5.2	172.328	5.527	952.470	0.057	9.485
1	2.6	172.328	2.694	464.176	0.028	4.623
		1328.964		16606.403		165.376

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°49: Fuerzas Cortantes por piso en Eje Y – Bloque 1

PISO	Hi(m)	Pi(ton)	H ^k	Pi*H ^k	αi	Fi
8	20.8	122.424	21.408	2620.896	0.169	30.987
7	18.2	172.573	18.709	3228.601	0.209	38.172
6	15.6	172.328	16.013	2759.402	0.178	32.624
5	13	172.328	13.321	2295.522	0.148	27.140
4	10.4	172.328	10.634	1832.529	0.118	21.666
3	7.8	172.328	7.954	1370.646	0.089	16.205
2	5.2	172.328	5.282	910.251	0.059	10.762
1	2.6	172.328	2.624	452.138	0.029	5.346
		1328.964		15469.986		182.902

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°50: Fuerzas Cortantes por piso en Eje X – Bloque 2

PISO	Hi(m)	Pi(ton)	H ^k	Pi*H ^k	αi	Fi
8	20.8	205.399	37.364	7674.477	0.185	29.68048
7	18.2	286.692	31.861	9134.429	0.220	35.32674
6	15.6	286.692	26.509	7600.005	0.183	29.39247
5	13	286.692	21.327	6114.355	0.147	23.64682
4	10.4	286.692	16.343	4685.296	0.113	18.12004
3	7.8	286.692	11.595	3324.184	0.080	12.85604
2	5.2	286.692	7.148	2049.313	0.049	7.92557
1	2.6	285.043	3.127	891.195	0.021	3.44663
		2210.597		41473.255		160.39479

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°51: Fuerzas Cortantes por piso en Eje Y – Bloque 2

PISO	Hi(m)	Pi(ton)	H ^k	Pi*H ^k	αi	Fi
8	20.8	197.501	28.650	5658.322	0.180	36.02793
7	18.2	271.868	24.718	6719.964	0.214	42.78766
6	15.6	271.868	20.845	5667.053	0.181	36.08352
5	13	271.868	17.040	4632.574	0.148	29.49674
4	10.4	271.868	13.315	3619.832	0.115	23.04836
3	7.8	271.868	9.687	2633.714	0.084	16.76950
2	5.2	271.868	6.188	1682.286	0.054	10.71153
1	2.6	270.218	2.876	777.083	0.025	4.94788
		2098.927		31390.828		199.87312

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.3. Excentricidad

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental (ecuación 25 y 26) se considera 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis.

$$e_x = 0.005 \cdot L_x \quad (25)$$

$$e_y = 0.005 \cdot L_y \quad (26)$$

Bloque 1

$$E_{x-x} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 20 = 1.000 \text{ cm}$$

$$E_{y-y} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 9.05 = 0.452 \text{ cm}$$

Bloque 2

$$E_{x-x} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 15.15 = 0.756 \text{ cm}$$

$$E_{y-y} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 22.15 = 1.108 \text{ cm}$$

Se observa que los valores de las excentricidades son mínimas y eso es conveniente para evitar torsiones en la estructura.

4.2.5. ANALISIS DINAMICO

4.2.5.1. Análisis modal espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido en la ecuación 27:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (27)$$

Donde los términos “Sa” y “g” corresponden a la aceleración espectral y la gravedad respetivamente. Con los parámetros sísmicos definidos se procedió a crear el espectro de diseño (Ver figura N°30).

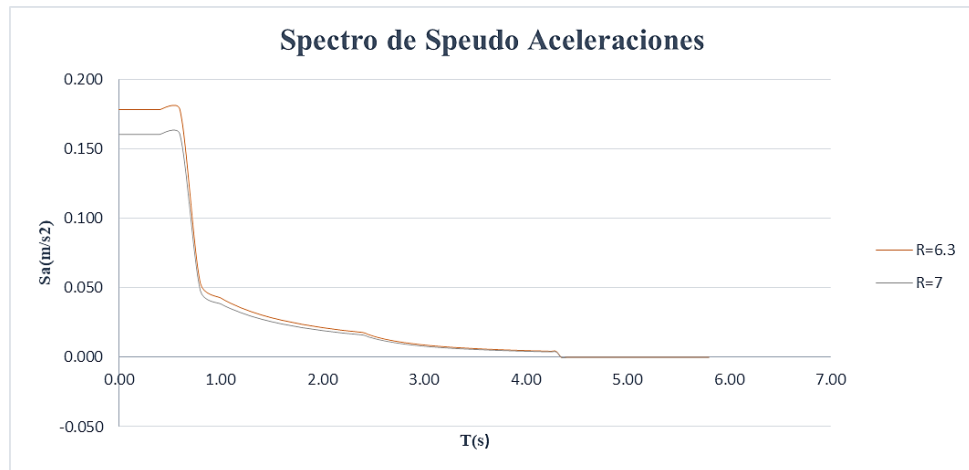


Figura N°30: Espectro de Pseudo aceleraciones

Fuente: Elaboración Propia

4.2.5.2. Análisis de modos de vibración

En el análisis dinámico los modos son los mismos del bloque 1 y 2 de las tablas N° 46 y 47, respectivamente.

4.2.5.3. Derivas del análisis

Los desplazamientos laterales relativos admisibles de entre piso calculados no deben exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) indicada en la tabla N° 52.

Tabla N° 52: Limites de distorsión

LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E 0.30 Diseño Sismorresistente

Los desplazamientos laterales se calculan por $0.75R$ en caso de ser estructuras regulares y $0.85R$ en caso de ser irregulares a los resultados obtenidos del análisis lineal estático.

Se presenta las derivas por bloques en las tablas N° 53 y 54.

Bloque 1

Tabla N° 53: Derivas en x e y del bloque 1

Nivel	x	y	Drift*0.85*6.3<0.007
8	0.005226	0.004321	CUMPLE
7	0.005628	0.004691	CUMPLE
6	0.005917	0.005007	CUMPLE
5	0.006008	0.005152	CUMPLE
4	0.005778	0.005018	CUMPLE
3	0.005130	0.004487	CUMPLE
2	0.003925	0.003411	CUMPLE
1	0.001799	0.001564	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Bloque 2

Tabla N°54: Derivas en x e y del bloque 2

Nivel	x	y	Drift*0.75*7<0.007
8	0.006673	0.003371	CUMPLE
7	0.006898	0.004373	CUMPLE
6	0.006978	0.005434	CUMPLE
5	0.006981	0.006258	CUMPLE
4	0.006962	0.006788	CUMPLE
3	0.006148	0.006836	CUMPLE
2	0.004673	0.006164	CUMPLE
1	0.001979	0.003187	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

4.3. Estructura Aislada

La estructura aislada (Figura N°31), es decir la super-estructura, se comporta como un cuerpo rígido, el cual va ubicado sobre los aisladores y concentran su carga sobre ellos, ocasionándoles así grandes deformaciones al momento de producirse un sismo.

La estructura aislada presenta las mismas características que el sistema convencional, teniendo como diferencia la ausencia de placas en la super estructura y la presencia de un sistema de aislación que está ubicado entre el sótano y el primer piso, lo cual permitirá tener un acceso a los aisladores para su respectivo mantenimiento. El edificio contara con 62 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en su base aislada los cuales recibirán la carga que transmite la superestructura.

En el caso de los ascensores los aisladores se ubicaron en su propia base conectado a la cimentación ya que por razones constructivas, no se puede colocar aisladores al mismo nivel de la base aislada, estos son los únicos aisladores que posee esta

característica y no presentan ningún problema para el funcionamiento en conjunto ya que están diseñadas con juntas y separaciones para permitir su movimiento.

En la estructura aislada no se considera los muros de contención ubicados en el sótano debido ya que no participa para el análisis de la superestructura.

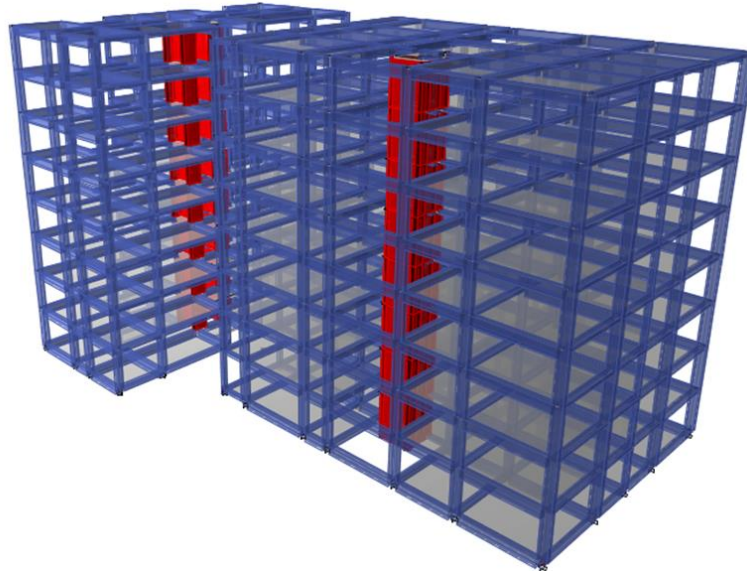


Figura N° 31: Modelo tridimensional del sistema aislado

Fuente: Elaboración Propia (Etabs 2016)

4.3.1. Combinaciones de carga

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma técnica E 0.31 (2018) afirma que:

Todos los elementos de la estructura aislada, incluidos los que parte del sistema simorresistente, deben ser diseñados utilizando las carga sísmicas establecidas en esta norma

Los promedios mínimos y máximos de la carga vertical aplicada a cada unidad tipo de aislador, deben ser cálculos aplicando cargas sísmicas horizontales, debidas al sismo máximo considerando SMC, y las siguientes combinaciones de carga:

a) Carga vertical promedio:

$$1.0 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$$

b) Carga vertical máxima:

$$1.5 (\text{CM} + \text{CV}) + 1.0 (\text{CSH} + \text{CSV}) + 0.2 \text{ CN}$$

c) Carga Vertical mínima:

$$0.9 \text{ CM} - 1.0 (\text{CSH} + \text{CSV})$$

Donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CSH: Carga sísmica horizontal

CSV: Carga sísmica vertical = $0.5 (1.5 \text{ ZS}) \text{ CM}$

CN: Carga de Nieve. (p.14)

4.3.2. Características del sistema aislado

El proyecto consta de dos niveles de aislamiento:

- Nivel -3.05 : Se ubicaran los aisladores con núcleo de plomo para los ascensores
- Nivel ± 0.00 : Se ubicaran los aisladores con núcleo de plomo para las estructuras ubicadas encima del sótano, que consta de tres módulos, siendo dos de ellos separado por una junta sísmica. (Ver figura N°32)

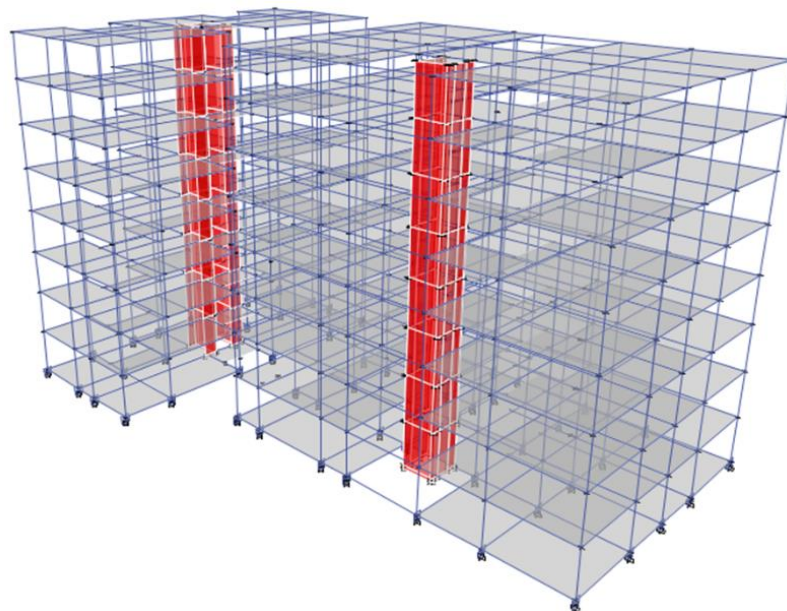


Figura N°32: Estructura Aislada

Fuente: Elaboración propia – Etabs

En la estructura de la vivienda multifamiliar se usaron aisladores elastoméricos con núcleo de plomo debido a la gran cantidad de ventajas, entre ellas su comerciabilidad, la instalación es más rápida en comparación a otros aisladores y existe más información sobre sus características debido a que existen más proveedores.

En la figura N° 33 se observa en planta la cantidad de aisladores usados para las edificaciones independientemente:

	LRB 1	LRB 2
AISLADORES SOTANO NIVEL -3.05 AISLADORES NIVEL 0.00		
Bloque 1	22	4
Bloque 2	32	4

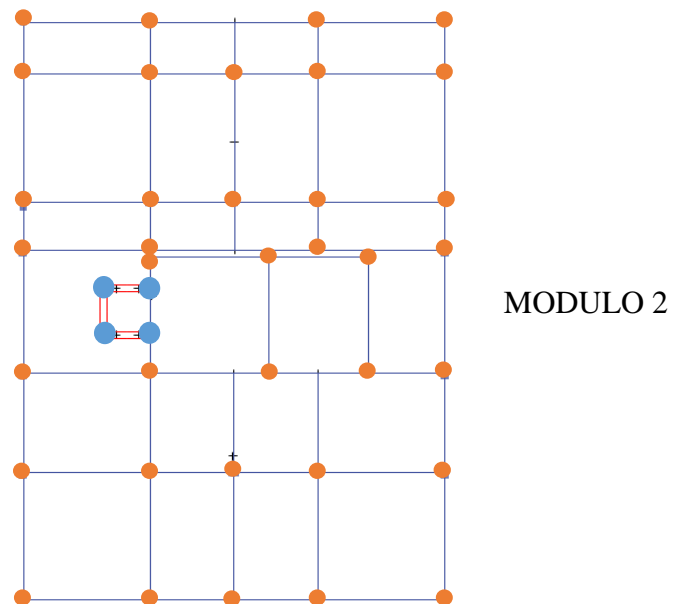
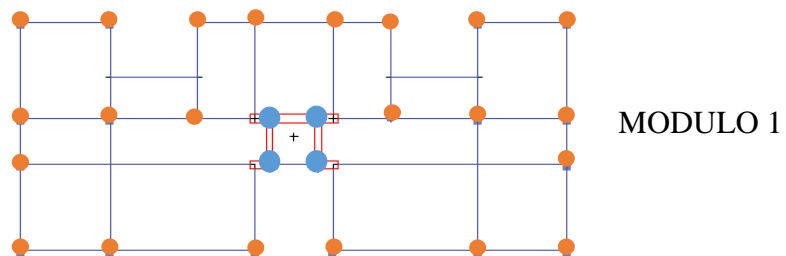


Figura N°33: Ubicación de aisladores

Fuente: Elaboración propia

4.3.3. Análisis Estático o de Fuerzas estáticas equivalentes

4.3.3.1. Desplazamiento traslacional (D_M)

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E 0.31 Análisis Sísmico (2018) menciona:

El sistema de aislamiento deber ser diseñado y construido para soportar como mínimo, el desplazamiento máximo D_M , determinado utilizando los limites superiores e inferiores de las propiedades en la dirección más crítica para la respuesta horizontal. (p.23)

$$D_M = \frac{S_{AM} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M}$$

El valor amortiguamiento efectivo $\beta_M = 15\%$, interpolando los valores de la tabla N°2, se obtiene un valor de $B_M = 1.35$.

Para D_M :

$$S_{AM} = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

En el factor de amplificación sísmica se considera el $T_{objetivo}$, donde asumimos el valor de 2.5 s:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_{objetivo}} \right)$$
$$C = 2.5 \left(\frac{0.4}{2.5 \text{ s}} \right) = 0.498$$

Para la ordenada de espectro elástico:

$$S_{AM} = \frac{(0.45)(1.0)(0.498)(1.0)}{1} \times 9.81 = 2.20 \text{ m/s}^2$$
$$D_M = \frac{(2.20) \cdot (2.5)^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1.35)} = 0.26 \text{ m/s}^2$$

4.3.3.2. Desplazamiento total máximo (D_{TM})

El desplazamiento total máximo de los elementos del sistema de aislamiento no debe ser menos a la siguiente formula:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \times \left(\frac{12 \times e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

Para ellos es necesario el cálculo de la razón entre el periodo traslacional efectivo del sistema y el periodo rotacional efectivo (P_T)

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y_i^2)}{N}}$$

Donde:

Ra: Radio de giro del sistema de aislamiento, el cual es igual a $\frac{1}{12}(b^2 + d^2)^{1/2}$ en sistemas de aislamiento con panta rectangular de dimensiones b x d

N: Numero de aisladores

x_i, y_i : Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento y el sistema i-esimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento, en mm.

Para calcular P_T :

$$P_{T_1} = \frac{1}{1.83} \sqrt{\frac{2572.692}{26}} = 1.07 u$$

$$P_{T_2} = \frac{1}{2.25} \sqrt{\frac{6899.692}{36}} = 1.02 u$$

Calculando D_M :

$$D_{TM_1} = 0.26 \left[1 + \left(\frac{4.53}{1.07^2} \right) \times \left(\frac{12 \times 1}{9^2 + 20^2} \right) \right] = 0.2822$$

$$D_{TM_2} = 0.26 \left[1 + \left(\frac{10.80}{0.49^2} \right) \times \left(\frac{12 \times 0.78}{15.50^2 + 22.15^2} \right) \right] = 0.2589$$

4.3.3.3. Parámetros iniciales de la estructura aislada

Parámetros objetivos:

- Periodo objetivo Sismo de Diseño: $T_D = 2.5$ s
- Amortiguamiento objetivo Sismo de Diseño: $B_D = 15\%$

Desplazamientos:

- Desplazamiento Traslacional: $D_M = 26.00$ cm
- Desplazamiento Total LRB1 : $D_{TM} = 28.22$ cm
- Desplazamiento Total LRB2 : $D_{TM} = 25.89$ cm

4.3.3.4. Propiedades geométricas del aislador

Para definir el diseño del aislador se establecieron las siguientes dimensiones, teniendo en cuenta lo siguiente:

Diámetro exterior:

El diámetro exterior es calculado de acuerdo a la carga máxima que recibirá el aislador, es decir, se diseñó de acuerdo a la columna que recibe mayor peso, al ser una columna de 35x50 y para el ascensor se consideró 80x80 , se consideró distancias mayores considerando el catálogo Brigstone 2018:

$$De_1 = 60 \text{ cm}$$

$$De_2 = 80 \text{ cm}$$

Diámetro del núcleo de plomo:

El diámetro interior o diámetro del núcleo de plomo se calcula de acuerdo a su diámetro exterior, teniendo en cuenta el diámetro exterior:

$$Di_1 = 60/5 = 12 \text{ cm}$$

$$Di_2 = 80/5 = 16 \text{ cm}$$

Altura:

La altura del aislador se considera de acuerdo a medidas obtenidas de acuerdo al catálogo del fabricante, donde se considera solo con el espesor del caucho:

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$h_2 = 20 \text{ cm}$$

De ellos se puede deducir la cantidad de capas de caucho y de acero:

$$\# \text{capas de caucho}_1 = Tr / t = 20 / 0.4 = 50 \text{ und}$$

$$\# \text{capas de acero}_1 = \# \text{capas de caucho} - 1 = 50 - 1 = 49 \text{ und}$$

$$\# \text{capas de caucho}_2 = Tr / t = 20 / 0.54 = 37 \text{ und}$$

$$\# \text{capas de acero}_2 = \# \text{capas de caucho} - 1 = 37 - 1 = 36 \text{ und}$$

4.3.4. Propiedades mecánicas del aislador

El modelo bilineal mostrado en la Figura N° 34 es usado para expresar a relación

entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, el cual se puede definir por tres parámetros básicos, que reflejan sus características mecánicas de los aisladores :

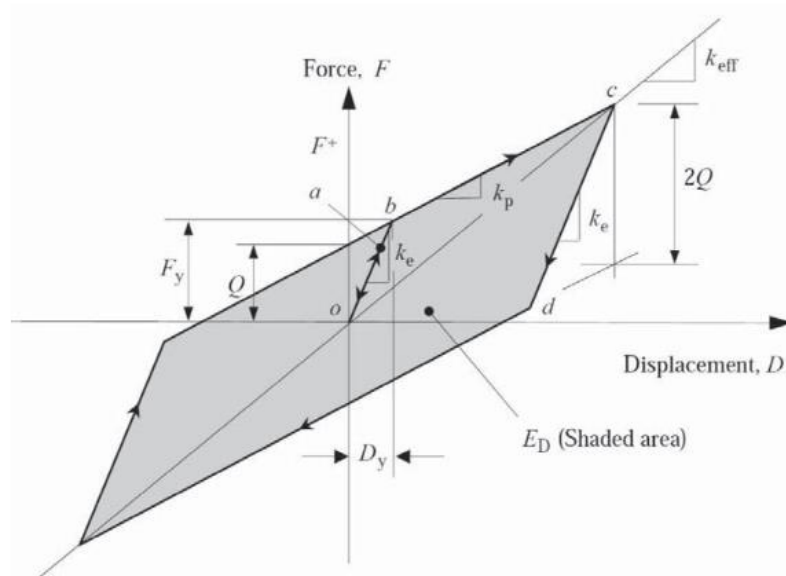


Figura N° 34: Modelo bilineal del aislador
Fuente: Leocadio R. & Gustavo C., 2012

4.3.4.1. Rigidez Post-Fluencia (Kd)

Se define como la rigidez que posee el caucho en el aislador, para desplazamientos mayores a los de D_y , observado en la ecuación 28 (Arriagada J., 2005, p.82)

$$K_d = \frac{G \times A_e}{h_c} \quad (28)$$

Donde:

G: Modulo de corte del caucho, del proveedor.

A_e : Área en planta del caucho

h_c : Altura total del caucho LRB

$$K_{d1} = \frac{39.259 \times 0.27}{0.20} = 53.28 \text{ tn/m}$$

$$K_{d2} = \frac{39.259 \times 0.50}{0.20} = 94.72 \text{ tn/m}$$

4.3.4.2. Rigidez Inicial (Kd)

La rigidez inicial se presenta en desplazamientos menos al de la fluencia (Dy), indicado en la ecuación 29.

$$K_e = 10 \times K_d \quad (29)$$

Calculando para cada aislador

$$K_{e_1} = 10 \times 53.28 = 532.80 \text{ ton/m}$$

$$K_{e_2} = 10 \times 94.72 = 947.20 \text{ ton/m}$$

4.3.4.3. Fuerza Histéresis del Plomo

La fuerza de histéresis estima la estabilidad del comportamiento del aislador cuando experimenta muchos ciclos de carga. Sin embargo, el comportamiento histéretico del aislador es bastante estable así sea sometido a muchos ciclos de carga.

Del libro Mecánica de materiales observamos en la ecuación 30 la fuerza histeretica del plomo (Hibbeler R., 2006, p.25).

$$Q_d = \sigma_y \times A_p \quad (30)$$

Donde:

Qd: Fuerza histerética del plomo

σ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo

Ap: Área en planta del plomo

Calculando:

$$Q_{d_1} = 812.408 \times (\pi \cdot 0.06^2) = 9.19 \text{ ton}$$

$$Q_{d_2} = 812.408 \times (\pi \cdot 0.09^2) = 16.33 \text{ ton}$$

4.3.4.3.1. Fuerza de fluencia del aislador (Fy)

Para calcular la fuerza máxima que presenta el aislador en el estado de rigidez inicial notamos (Ver figura N° 35):

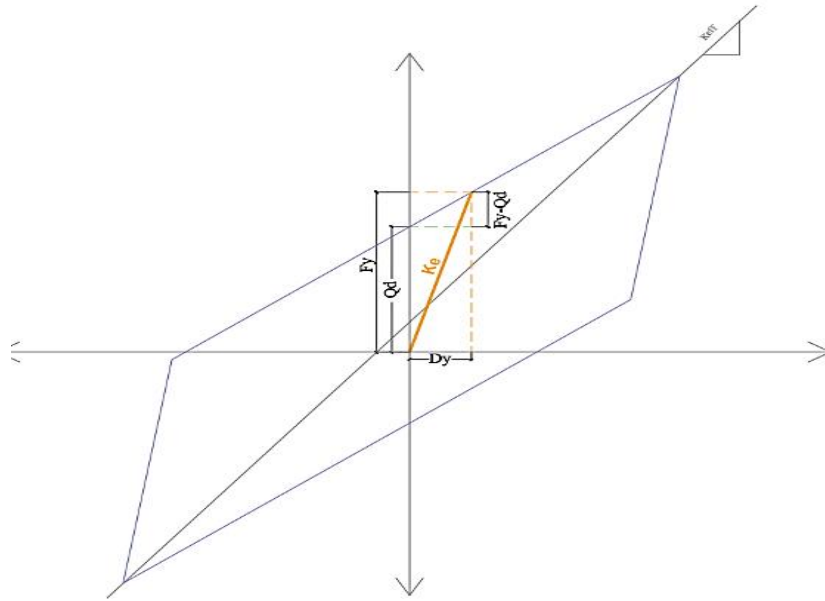


Figura N°35: Curva histéretica del aislador elastomérico con núcleo de plomo

Fuente: Elaboración propia

Del gráfico:

$$K_e = \frac{F_y}{D_y} \Rightarrow D_y = \frac{F_y}{K_e} \quad (i)$$

$$K_e = \frac{F_y - Q_d}{D_y} \Rightarrow D_y = \frac{F_y - Q_d}{K_d} \quad (ii)$$

De igualdad de ecuaciones (i) y (ii) deducimos:

$$\frac{Q_d}{F_y} = 1 - \frac{K_d}{K_e} \Rightarrow F_y = \frac{Q_d}{1 - \frac{K_d}{K_e}} \Rightarrow F_y = \frac{Q_d}{\frac{K_e - K_d}{K_e}}$$

Donde obtenemos la siguiente ecuación para la fuerza máxima del aislador en estado de rigidez inicial de la figura N° 35:

$$F_y = \frac{Q_d \times K_e}{K_e - K_d} \quad (31)$$

Calculando los valores con la ecuación 31:

$$F_{y1} = \frac{9.19 \times 532.81}{532.81 - 53.28} = 10.21 \text{ ton}$$

$$F_{y2} = \frac{16.33 \times 947.22}{947.22 - 94.72} = 18.15 \text{ ton}$$

4.3.4.3.2. Desplazamiento de Fluencia del aislador (Dy)

El desplazamiento máximo en estado de rigidez de acuerdo a Hibbeler (2016) se observa en la ecuación 32 (Hibbeler R., 2006, p.94):

$$F = k \times \delta \quad (32)$$

Donde:

F: Fuerza aplicada al aislador para que entre en fluencia

k: coeficiente de rigidez

Dy: Desplazamiento cuando entra el aislador en fluencia

Aplicando la ley de Hooke

$$F_y = D_y \times K_e \rightarrow D_y = \frac{F_y}{K_e} \quad (33)$$

Donde:

Fy: Fuerza aplicada al aislador para que entre en fluencia

Dy: Desplazamiento del aislador al entrar en fluencia

Ke: coeficiente de rigidez elástica del aislador

$$D_{y_1} = \frac{10.21}{532.81} = 0.019$$

$$D_{y_2} = \frac{18.15}{947.22} = 0.019$$

5.3.4.3.3. Rigidez Efectiva (Keff)

La rigidez efectiva de una unidad de aislador Keff, debe ser calculada para cada ciclo de carga (Norma E 0.31 Aislamiento sísmico) donde:

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (34)$$

Donde $|F^+| + |F^-|$ son las fuerzas máximas positivas y negativas, en Δ^+ y Δ^- respectivamente.

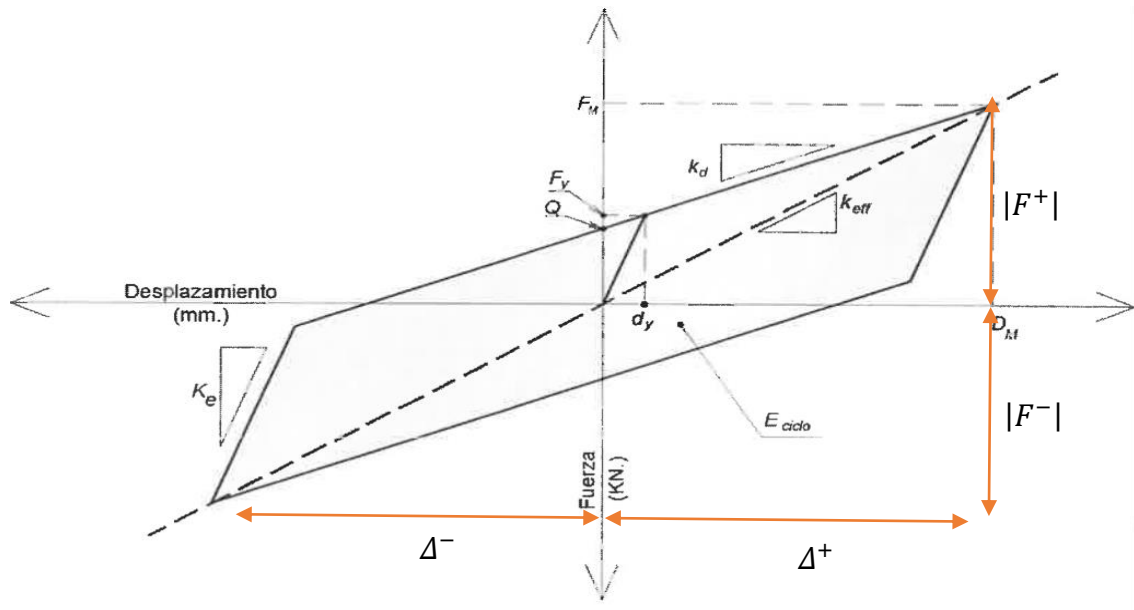


Figura N°36: Propiedades nominales de modelo bilineal Fuerza - Deformación del aislador

Fuente: Norma E.031 Aislamiento Sísmico

De la figura N°36 deducimos:

$$K_d = \frac{F_{max} - Q_d}{D_M} \rightarrow F_{max} = Q_d + (K_d \times D_M) \quad (35)$$

Para la ecuación de la Rigidez efectiva reemplazamos la ecuación 36 en la ecuación 35, donde se obtiene las siguientes ecuaciones.

$$K_{eff} = \frac{2 \times F_{max}}{2 \times D_M} \quad (36)$$

$$K_{eff} = \frac{Q_d + (K_d \times D_M)}{D_M} \quad (37)$$

Calculando:

$$K_{eff} = \frac{9.19 + (53.28 \times 0.26)}{0.26} = 88.92 \text{ ton/m}$$

$$K_{eff} = \frac{16.33 + (94.72 \times 0.26)}{0.26} = 158.08 \text{ ton/m}$$

5.3.4.3.4. Amortiguamiento efectivo (B_{eff})

El amortiguamiento de una unidad de aislador se calcula para cada ciclo de carga con la siguiente ecuación:

$$B_{eff} = \frac{1}{2\pi} \times \left(\frac{E_{ciclo}}{K_{eff} \times (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right) \quad (38)$$

Donde:

E_{ciclo} : Energía disipada por ciclo

K_{eff} : Rigidez efectiva

$|\Delta^+|, |\Delta^-|$: Desplazamientos máximos positivo y negativo (D_M)

- Energía disipada por ciclo EDC

Es el área interna del lazo histérico, calculado para el desplazamiento traslacional del aislador en la estructura (Salinas E., Torres M. & Vallejos M., 2014, p. 75).

$$EDC = 4 \times Q_d \times (D_M - D_y) \quad (39)$$

Calculando:

$$E_{ciclo_1} = 4 \times 9.19 \times (0.26 - 0.019) = 8.77 \text{ ton.m}$$

$$E_{ciclo_2} = 4 \times 16.33 \times (0.26 - 0.019) = 15.59 \text{ ton.m}$$

Calculando el amortiguamiento efectivo de la ecuación 1.34:

$$B_{eff_1} = \frac{1}{2\pi} \times \left(\frac{8.77}{88.92 \times 0.26^2} \right) = 0.2362 \rightarrow 23.62\%$$

$$B_{eff_2} = \frac{1}{2\pi} \times \left(\frac{8.77}{158.08 \times 0.26^2} \right) = 0.2363 \rightarrow 23.62\%$$

5.3.4.3.5. Coeficiente de amortiguamiento horizontal (C)

El coeficiente de amortiguamiento horizontal se obtiene para el sismo máximo de la siguiente manera:

$$C = \frac{EDC \times T_d}{2\pi^2 \times D_M^2} \quad (40)$$

(Dynamic Isolation Systems , 2017, p.16)

$$C_1 = \frac{8.77 \times 2.5}{2\pi^2 \times 0.26^2} = 52.51 \text{ ton.s/m}$$

$$C_2 = \frac{15.59 \times 2.5}{2\pi^2 \times 0.26^2} = 93.34 \text{ ton.s/m}$$

5.3.4.3.6. Rigidez Vertical del aislador (K_v)

$$K_v = \frac{E_v \times A_n}{N \times t} \quad (41)$$

Donde:

K_v : Rigidez vertical del aislador

E_v : Modulo de rigidez vertical del aislador

A_n : Área neta del aislador

N: número de aisladores

(Arriaga J., 2005, p. 68)

A. Módulo de Rigidez vertical (E_v)

$$E_v = \frac{1}{\frac{1}{E_c} + \frac{1}{K}} \quad (42)$$

Donde:

E_c : Módulo de compresión

K: Volumen del caucho o bulk modulus

(Dynamic Isolation Systems, 2017, p.16)

$$E_{v_1} = \frac{1}{\frac{1}{346138.75} + \frac{1}{119918.626}} = 89063.03$$

$$E_{v_2} = \frac{1}{\frac{1}{337648.73} + \frac{1}{119918.626}} = 88490.52$$

B. Módulo de compresión (E_c)

$$E_c = E_0 \times (1 + 2KS^2) \quad (43)$$

Donde:

S: Factor forma

E_0 : Modulo elástico del aislador

k: Constante empírica que está en función del módulo de corte(G)

(El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018,p.55).

Sí: $G \leq 50$ psi \rightarrow $k=0.90$

$G \leq 70$ psi \rightarrow $k=0.85$ ($G=55.839$ PSI = 39.259 ton/m²)

$G \leq 90$ psi \rightarrow $k=0.75$

$G \leq 150$ psi \rightarrow $k=0.65$

$$E_c = 157.04 \times (1 + (0.85)(36)^2) = 346138.75 \text{ ton/m}^2$$

$$E_c = 157.04 \times (1 + (0.85)(35.56)^2) = 337648.73 \text{ ton/m}^2$$

C. Módulo Elástico del aislador(E_0)

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma de E 0.31 (2018) se obtiene la siguiente formula.

$$E_0 = f \times G \quad (44)$$

Donde:

G: Modulo de corte del caucho

F: Valor igual a 4.0 de acuerdo a norma E 0.31, valor diferente solo si el proveedor demuestra mediante ensayo ASTM D945 u otro similar reconocido internacionalmente un valor diferente. (p. 55)

Calculando:

$$E_0 = 4.0 \times 157.04 = 157.04 \text{ ton/m}^2$$

Ese valor se considera para ambos tipos de aisladores ya que el G y el f con los mismo ambos casos.

D. Factor de forma del aislador (S)

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \times (D_e^2 - D_p^2)}{\pi \times D_e \times t_i} \quad (45)$$

Donde:

De: Diámetro de una capa de caucho

Dp: Diámetro del núcleo de plomo

ti: Espesor de capa de caucho.

(Arriaga J., 2005, p.67)

$$S_1 = \frac{\frac{\pi}{4} \times (0.60^2 - 0.12^2)}{\pi \times 0.60 \times 0.004} = 36.00$$

$$S_2 = \frac{\frac{\pi}{4} \times (0.60^2 - 0.12^2)}{\pi \times 0.60 \times 0.004} = 35.56$$

4.3.5. Distribución geométrica de los aisladores en planta

- Centro de masas

Módulo 1: $X_{CM} = 9.838$ $Y_{CM} = 30.692$

Módulo 2: $X_{CM} = 12.023$ $Y_{CM} = 11.052$

- Centro de rigidez

Módulo 1: $X_{CR} = 9.828$ $Y_{CR} = 32.516$

Módulo 2: $X_{CR} = 10.377$ $Y_{CR} = 12.237$

- Excentricidad

Módulo 1: $e_x = |X_{CM} - X_{CR}| = |9.838 - 9.828| = 0.001$

$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| = |30.692 - 32.516| = 1.824$

Módulo 2: $e_x = |X_{CM} - X_{CR}| = |12.023 - 10.377| = 1.646$

$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| = |11.052 - 12.237| = 1.185$

Donde se observa las excentricidades y centros de masa en la figura N° 37:

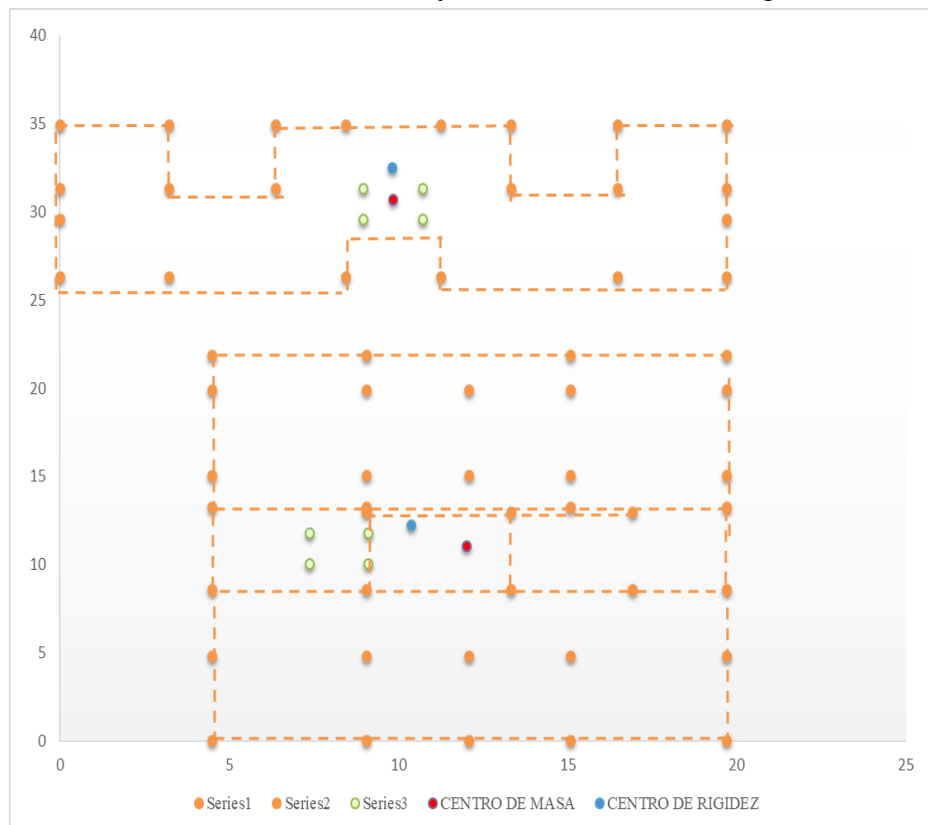


Figura N° 37: Centro de masa y rigidez en planta

Fuente: Elaboración Propia

4.3.6. Verificación de la estabilidad de los aisladores sísmicos – Norma E 0.31

4.3.6.1. Capacidad axial del aislador sísmico

La capacidad axial o carga axial(Ver tablas N°55 y N°56) es la fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural, para analizar esta carga o peso máximo, se calculó con la envolvente de las combinaciones mencionadas en el ítem 5.3.1 combinaciones de carga.

Tabla N°55: Peso máximo por columna de bloque 1

COL.	Tonf	X(m)	Y(m)	X*Pi	Y*Pi
C1	96.5583	0	34.932	0	3372.97
C2	91.8048	3.225	34.932	296.07	3206.93
C3	63.1644	6.375	34.932	402.673	2206.46
C4	126.634	8.45	34.932	1070.05	4423.57
C5	126.879	11.25	34.932	1427.39	4432.14
C6	63.4482	13.33	34.932	845.447	2216.37
C7	90.4246	16.48	34.932	1489.75	3158.71
C8	97.382	19.7	34.932	1918.43	3401.75
C9	97.7688	0	31.307	0	3060.85
C10	159.533	3.225	31.307	514.494	4994.5
C33	76.4415	6.375	31.307	487.315	2393.15
C47	76.3743	13.33	31.307	1017.69	2391.05
C12	160.205	16.48	31.307	2639.38	5015.55
C13	98.3864	19.7	31.307	1938.21	3080.18
C14	89.6321	0	29.557	0	2649.26
C15	90.8836	19.7	29.557	1790.41	2686.25
C16	87.722	0	26.332	0	2309.9
C17	160.152	3.225	26.332	516.489	4217.11
C55	121.152	8.45	26.332	1023.74	3190.18
C20	122.026	11.25	26.332	1372.79	3213.18
C18	152.437	16.48	26.332	2511.39	4013.96
C19	88.951	19.7	26.332	1752.33	2342.26
	2337.96			23014	71976.3

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°56: Peso máximo por columna de bloque 2

COL.	tonf	X(m)	Y(m)	X*Pi	Y*Pi
C60	39.4838	4.5	21.85	177.677	862.721
C51	63.3539	9.075	21.85	574.937	1384.28
C52	65.0286	15.11	21.85	982.257	1420.87
C50	41.461	19.7	21.85	816.782	905.923
C59	113.547	4.5	19.908	510.963	2260.5
C24	170.33	9.075	19.908	1545.74	3390.92
C54	165.437	12.1	19.908	2001.79	3293.52
C25	172.756	15.11	19.908	2609.48	3439.22
C23	117.291	19.7	19.908	2310.64	2335.04
C48	104.831	4.5	15.058	471.741	1578.55
C30	165.873	9.075	15.058	1505.3	2497.71
C53	151.835	12.1	15.058	1837.2	2286.32
C31	167.089	15.11	15.058	2523.88	2516.03
C29	113.506	19.7	15.058	2236.08	1709.18
C49	96.7578	4.5	13.225	435.41	1279.62
C42	68.8022	9.075	13.225	624.38	909.909
C56	70.1522	15.11	13.225	1059.65	927.763
C57	95.328	19.7	13.225	1877.96	1260.71
C21	52.6623	9.075	12.975	477.91	683.293
C61	79.3604	13.33	12.975	1057.87	1029.7
C66	43.51	16.93	12.975	736.624	564.542
C11	74.0422	4.5	8.575	333.19	634.912
C35	106.04	9.075	8.575	962.308	909.289
C65	146.173	13.33	8.575	1948.48	1253.43
C64	71.3323	16.93	8.575	1207.66	611.674
C58	83.4604	19.7	8.575	1644.17	715.673
C75	103.927	4.5	4.8	467.67	498.848
C39	178.509	9.075	4.8	1619.97	856.844
C69	201.366	12.1	4.8	2436.53	966.556
C40	186.855	15.11	4.8	2822.45	896.905
C38	104.797	19.7	4.8	2064.51	503.028
C74	95.3837	4.5	0	429.227	0
C44	152.456	9.075	0	1383.54	0
C46	81.0752	12.1	0	981.01	0
C45	150.58	15.11	0	2274.52	0
C43	93.5984	19.7	0	1843.89	0
	3987.99			48793.4	44383.5

Fuente: Elaboración Propia

4.3.6.2. Capacidad de volteo

Un aislador sísmico, incluso siendo estable bajo su carga de diseño, puede experimentar otra forma de inestabilidad si está conectado a la base por debajo

de la superestructura y arriba a través de llaves de corte que no pueden sostener cargas de tracción. (Naeim A. & Kelly M., 1999, p.133)

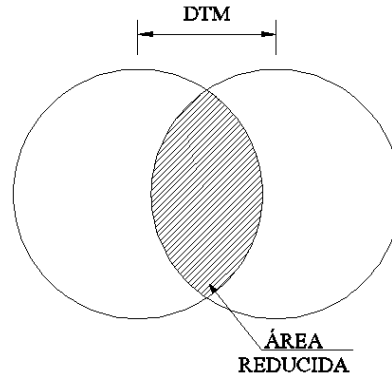


Figura N°38. Vista en planta de reducción del Área de aislador debido a DTM.

Fuente: DIS, 2017

De acuerdo a norma E 0.31 Aislamiento sísmico no muestra como calcular el área reducida (Ver figura N°38) de la siguiente manera:

$$AR = A_A \times 2 \times \frac{\left[D_e^2 \times \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} - D_{TM} \times \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right) \right]}{\pi \times D_e^2} \quad (46)$$

Donde:

A_A : Área del aislador

D_e : Diámetro del aislador

D_M : Desplazamiento total, considerando excentricidad accidental

$$AR_1 = 0.60 \times 2 \times \frac{\left[0.60^2 \times \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{0.60^2 - D_{TM}^2}}{0.60} - 0.283 \times \sqrt{0.60^2 - 0.283^2} \right) \right]}{\pi \times 0.60^2} = 0.03$$

$$AR_2 = 0.80 \times 2 \times \frac{\left[0.80^2 \times \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{0.80^2 - 0.272^2}}{D_e} - 0.272 \times \sqrt{0.80^2 - 0.272^2} \right) \right]}{\pi \times 0.80^2} = 0.28$$

4.3.6.3. Peso crítico

La capacidad axial que puede soportar el aislador es el peso crítico observado en la ecuación 47.

$$P_T = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times G \times S \times \frac{D_e}{N \times t} \times A_r \quad (47)$$

Donde:

N: número de capas de caucho

tr: espesor de cada capa de caucho, en mm

Dependiendo del tipo de aislador u bloque, obtenemos las siguientes ecuaciones:

Bloque 1:

$$P_{T_1} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times 39.259 \times 36 \times \frac{0.60}{22 \times 0.004} \times 0.03 = 320.27 \text{ ton}$$

$$P_{T_2} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times 39.259 \times 35.56 \times \frac{0.80}{4 \times 0.0054} \times 0.28 = 16319.34 \text{ ton}$$

Bloque 2:

$$P_{T_1} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times 39.259 \times 36 \times \frac{0.60}{32 \times 0.004} \times 0.03 = 271.63 \text{ ton}$$

$$P_{T_2} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times 39.259 \times 35.56 \times \frac{0.80}{4 \times 0.0054} \times 0.28 = 16319.34 \text{ ton}$$

4.3.6.4. Deformación por corte

4.3.6.4.1. Deformación por corte debido a la deformación

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2.5 \quad (48)$$

Donde:

D_{TM} : Desplazamiento total máximo

H_r : Altura de aislador

Bloque 1

$$\gamma_D = \frac{0.283}{0.20} = 1.417 \leq 2.5 \quad \text{ok}$$

Bloque 2

$$\gamma_D = \frac{0.259}{0.20} = 1.295 \leq 2.5 \quad \text{ok}$$

4.3.6.4.2. Deformación por corte debido a la compresión

$$\gamma_C = \frac{6 \times P \times S}{E_C \times A_R} \quad (49)$$

Bloque 1

$$\gamma_{C_1} = \frac{6 \times 160.25 \times 36}{346138.75 \times 0.03} = 3.342$$

$$\gamma_{c_2} = \frac{6 \times 111.97 \times 35.56}{337648.73 \times 0.28} = 0.249$$

Bloque 2

$$\gamma_{c_1} = \frac{6 \times 201.37 \times 36}{346138.75 \times 0.03} = 3.404$$

$$\gamma_{c_2} = \frac{6 \times 150.85 \times 35.56}{337648.73 \times 0.28} = 0.335$$

4.3.6.4.3. Deformación por corte debido a la deformación angular

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 \times D_e^2 \times \theta}{t_r \times H_r} \quad (50)$$

$\theta \geq 0.003$ en radianes

Para los dos bloques LRB1 y LRB2:

$$\gamma_{\theta_1} = \frac{0.375 \times 0.60^2 \times 0.003}{0.004 \times 0.20} = 0.506$$

$$\gamma_{\theta_2} = \frac{0.375 \times 0.80^2 \times 0.003}{0.0054 \times 0.20} = 0.667$$

4.3.6.4.4. Deformación total por corte

$$\gamma_D + \gamma_C + 0.5\gamma_{\theta} \leq 6 \quad (51)$$

Calculando:

Módulo 1

$$1.417 + 3.342 + 0.5 (0.506) = 5.01 \leq 6 \quad ok$$

$$1.417 + 0.249 + 0.5 (0.667) = 1.99 \leq 6 \quad ok$$

Módulo 2

$$1.295 + 3.404 + 0.5 (0.506) = 4.95 \leq 6 \quad ok$$

$$1.295 + 0.335 + 0.5 (0.667) = 1.96 \leq 6 \quad ok$$

4.3.7. Análisis Tiempo – Historia

El Análisis Tiempo Historia es un método para el cálculo de las fuerzas sísmicas en edificios, ya que permite saber la fuerza en cualquier momento, es decir la fuerza en función del tiempo, con ello es posible saber el comportamiento del edificio en cualquier instante de tiempo y paso a paso, con el propósito de obtener los resultados más exactos, es que se decide compararlo

con el Análisis Modal Espectral en el sentido de combinar lo mejor de ambos métodos para obtener mejores resultados. (Gallegos V., 2018, p.3)

Se realizaron siete análisis tiempo – historia de siete sismos representativos ocurridos en el Perú ubicado en zonas con un suelo similar al de la investigación, para ello se obtuvo del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID.

De los acelerogramas obtenidos (Ver tabla N°57) analizamos dos componentes en NS y EW, por lo tanto se realizó 14 análisis de sismos.

Tabla N°57: Registro de aceleraciones

N° de registro	Fecha	Epicentro	Estación
1	31 de Mayo de 1970	ANCASH	Parque de la Reserva , Lima
2	31 de Mayo de 1970	ANCASH	Parque de la Reserva , Lima
3	17 de Octubre de 1966	LIMA	Parque de la Reserva , Lima
4	17 de Octubre de 1966	LIMA	Parque de la Reserva , Lima
5	15 de Agosto de 2015	ICA	San Luis Gonzaga National University, Ica
6	15 de Agosto de 2015	ICA	San Luis Gonzaga National University, Ica

Fuente: CISMID

Los sismos utilizados para el tiempo historia poseen un suelo similar al de la investigación.

Se realizó el escalamiento de los siete pares de registros sísmicos en el software SeismoMatch 2018, donde se debe ingresar un espectro de pseudo aceleración donde se coloca el coeficiente de reducción $R=1$ como se observa en la figura N°39.

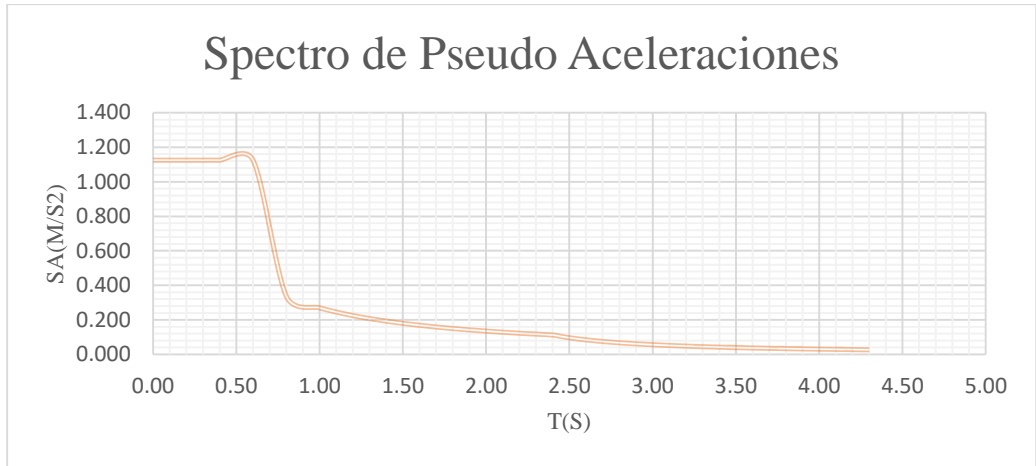


Figura N°39: Spectro de Pseudo Aceleración

Fuente: Elaboración Propia

Para la realización del escalamiento en el software SeismoMatch debieron tomar en cuenta algunos factores. Se trabajó en unidades g, donde primero se debe ingresar los valores del acelerograma obtenidos del CISMID, para luego ingresar el espectro de pseudo aceleración con $R=1$, a continuación deberá ingresarse un rango de valores mínimos y máximos para los periodos donde se consideró de acuerdo a la Norma E 0.31 Aislamiento Sísmico las siguientes ecuaciones:

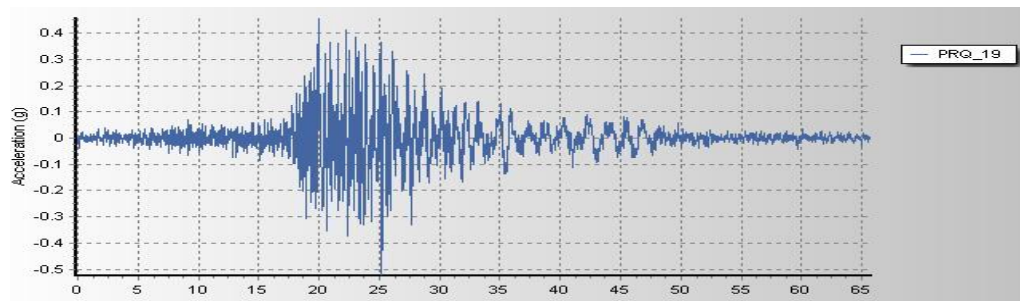
$$\text{Min Periodo} = 0.75 \times T_M \quad (1.52)$$

$$\text{Max Periodo} = 1.25 \times T_M \quad (1.53)$$

Calculando: $\text{Min Periodo} = 0.75 \times 0.945 = 1.4175$

$\text{Max Periodo} = 1.25 \times 0.945 = 0.8505$

Se presenta el registro escalado de los tres sismos más representativos en las figura N°40, N°41 y N°42:



FiguraN°40: Componente EW Sismo en Ancash 1970

Fuente: Software SeismoMatch (2018)

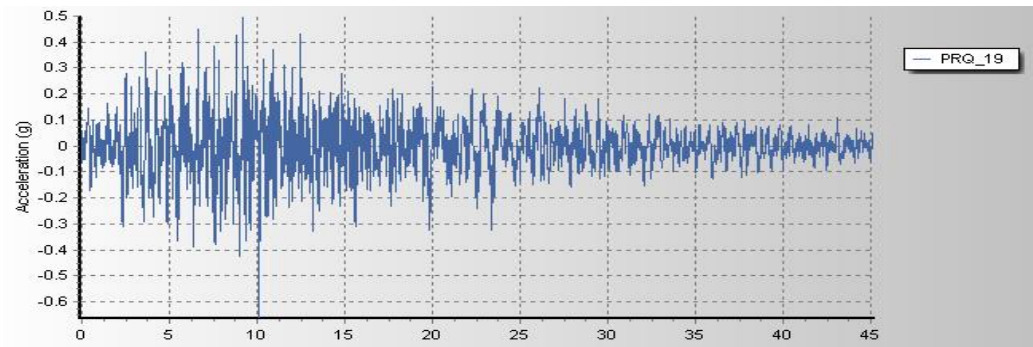


Figura N°41: Componente EW Sismo en Lima 1966

Fuente: Software SeismoMatch (2018)

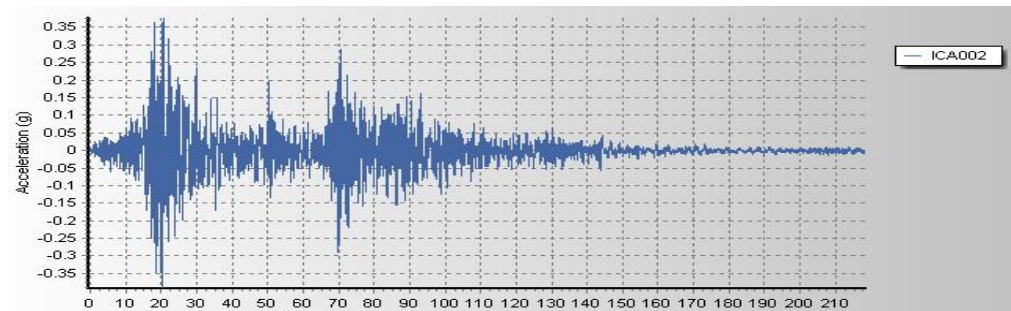


Figura N°42: Componente EW Sismo en Ica 2007

Fuente: Software Seismo Match (2018)

De acuerdo a los acelerogramas observamos que sus aceleraciones máximas escaladas fueron amplificadas al acelerograma original.

En cada acelerograma se ingresó dos componentes, NS y EW, al software Etabs para realizar el análisis Tiempo – Historia, como se observa en la figura N°43.

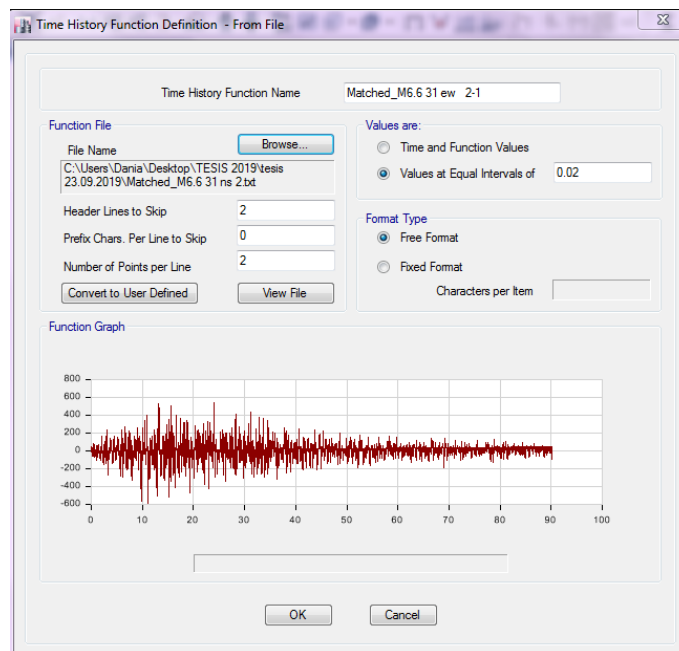


Figura N°43: Introducción de acelerogramas al software ETABS

Fuente: Elaboración Propia (Software Etabs 2016)

4.3.8. Ingreso de aisladores a software ETABS

Para el ingreso de los aisladores se ingresan los siguientes valores:

- Rigidez vertical del aislador (K_v)
- Rigidez efectiva (K_{eff})
- Coeficiente de amortiguamiento horizontal (C)
- Rigidez inicial (K_e)
- Fuerza de Fluencia del aislador (F_y)
- Amortiguamiento Vertical (C_v)
- Rigidez post fluencia / Rigidez inicial

Para ingresar los aisladores al software Etabs se ingresa primero a Define - Section Properties – Link /Support Properties, donde se debe crear el aislador con las direcciones $U1 = Z$, $U2 = X$ y $U3 = Y$, se debe colocar en el tipo de aislador como Rubber Isolator como se observa en la figura N°44.

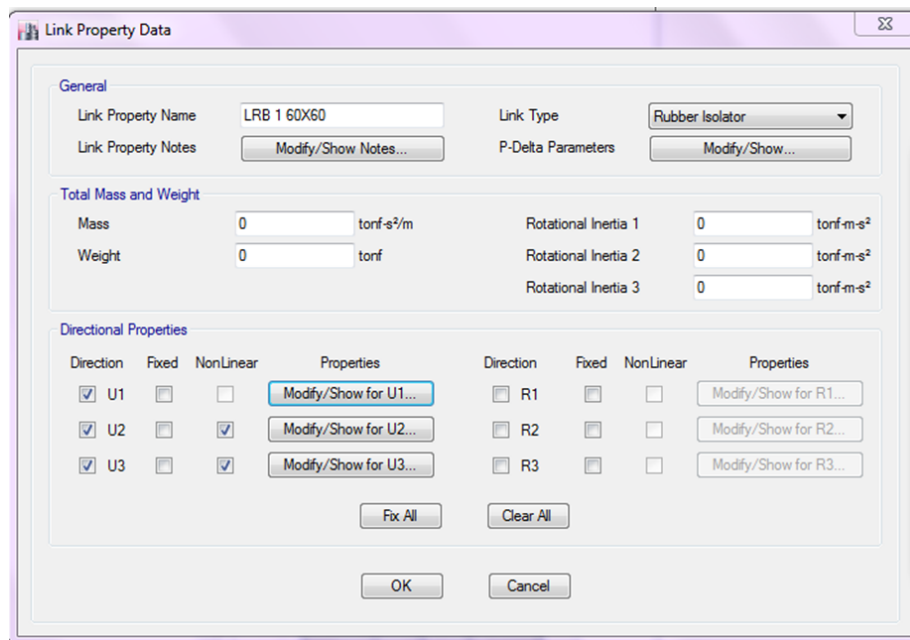


Figura N° 44: Propiedades para aislador

Fuente: Elaboración Propio (Etabs 2016)

Luego se debe modificar con las propiedades mencionadas anteriormente como se observan en las figuras N°45 y N° 46.

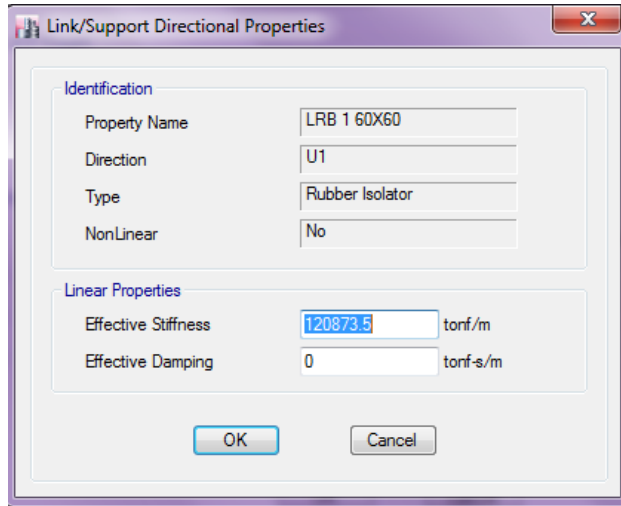


Figura N° 45: Propiedades dinámicas del aislador

Fuente: Elaboración Propio (Etabs 2016)

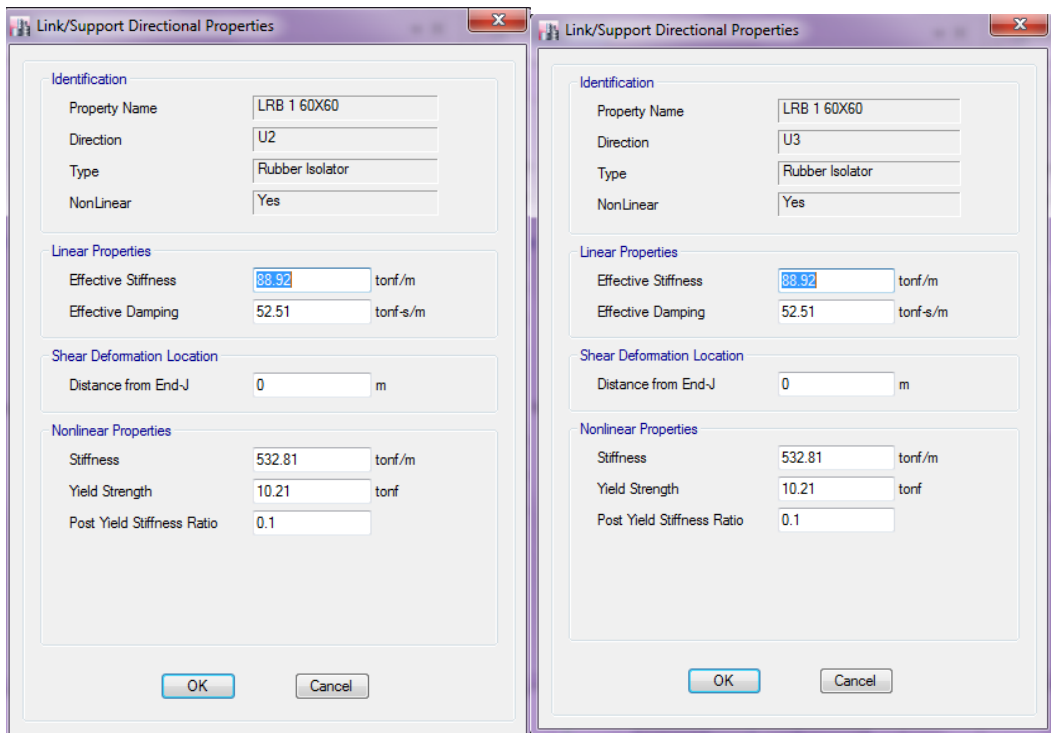


Figura N° 46: Propiedades dinámicas del aislador LRB 1

Fuente: Elaboración Propia (Etabs 2016)

4.3.9. Distorsiones y desplazamientos en entrepiso

De acuerdo a la norma E 0.31 Aislamiento Sísmico se cumple con los desplazamientos de entrepiso del sistema aislado. En la figura N°47 y 48 observamos el desplazamiento de la estructura aislada, como se observa se desplaza toda la estructura de manera uniforme, por ello los aisladores cumplen su función de manera óptima.

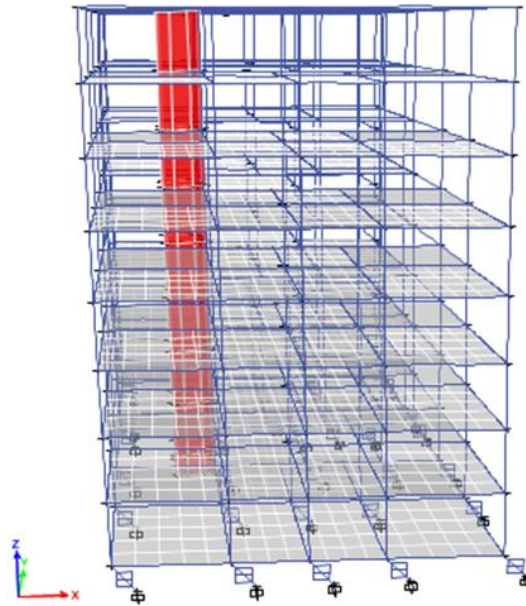


Figura N° 47: Vista de la estructura aislada en X - Bloque 1

Fuente: Elaboración Propia (Etabs, 2016)

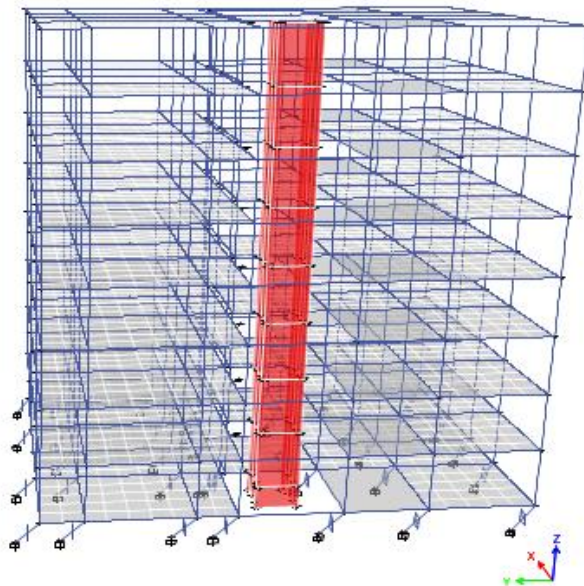


Figura N° 48: Vista de la estructura aislada en Y - Bloque 2

Fuente: Elaboración Propia (Etabs, 2016)

Los resultados obtenidos en el sistema aislado con el análisis Tiempo - Historia son el promedio de los 7 pares de registros de acelerogramas como indica la norma E0.31, el promedio se observa en la Tabla N° 58 y 59.

Tabla N° 58: Promedio de derivas con Tiempo – Historia

Bloque 1- Aislado		
Nivel	x	y
8	0.0004	0.0003
7	0.0004	0.0003
6	0.0005	0.0004
5	0.0005	0.0004
4	0.0006	0.0004
3	0.0006	0.0005
2	0.0006	0.0005
1	0.0006	0.0005

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 59: Promedio de derivas con Tiempo – Historia

Bloque 2- Aislado		
Nivel	x	y
8	0.0013	0.0003
7	0.0014	0.0003
6	0.0015	0.0004
5	0.0017	0.0005
4	0.0021	0.0006
3	0.0025	0.0007
2	0.0027	0.0008
1	0.0020	0.0008

Fuente: Elaboración Propia

Los modos de vibración se han elevado en el sistema aislado ya que presenta mayor desplazamiento en comparación con el convencional como se observa en la tabla N° 60 y N°61 .

Tabla N° 60: Modo de vibración bloque 1

Bloque 1	
Nivel	Aislado
1	2.091
2	2.03
3	1.587

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 61: Modo de vibración bloque 2

Bloque 2	
Nivel	Aislado
1	2.329
2	2.019
3	1.895

Fuente: Elaboración Propia

4.3.8. Diseño de la Super-estructura

El diseño de los elementos estructurales en la superestructura mantienen las mismas características ya expuestas anteriormente en el sistema convencional, por lo cual se optó por presentar los resultados de una manera más directa

5.3.8.1. Diseño de viga

El diseño de vigas es igual al existente como se observa en la figura N°49:

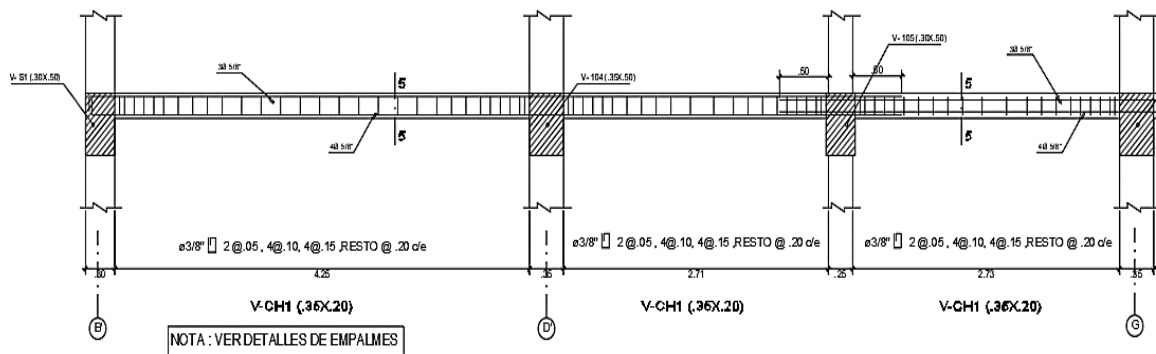


Figura N° 49: Diseño de V-CH 1 en la super estructura

Fuente: Elaboración Propia (Autocad)

Los detalles por vigas utilizados en todo el edificio se observa en la figura N° 50:

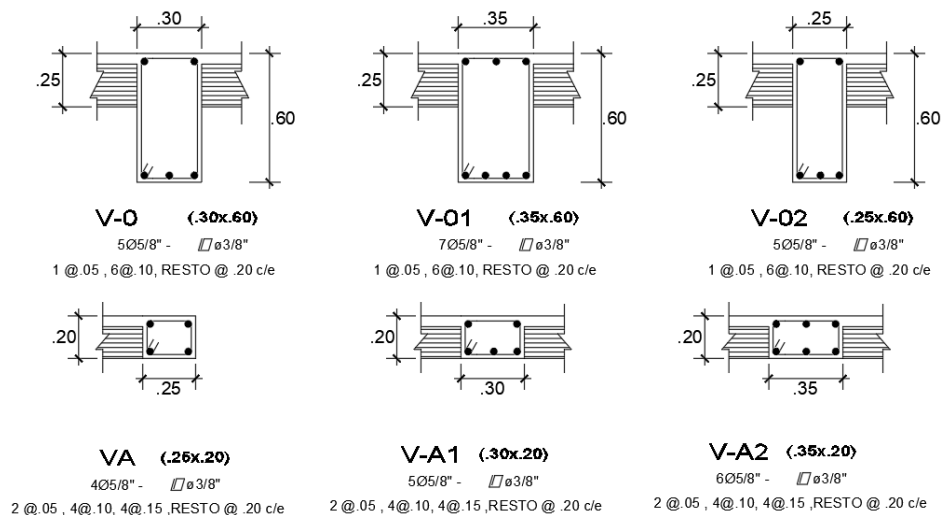


Figura N° 50: Detalle de vigas en la super estructura

Fuente: Elaboración Propia (Autocad)

4.3.8.2. Diseño de Columnas

Las columnas al igual que las vigas son de la misma dimensión observada en la figura N°51:

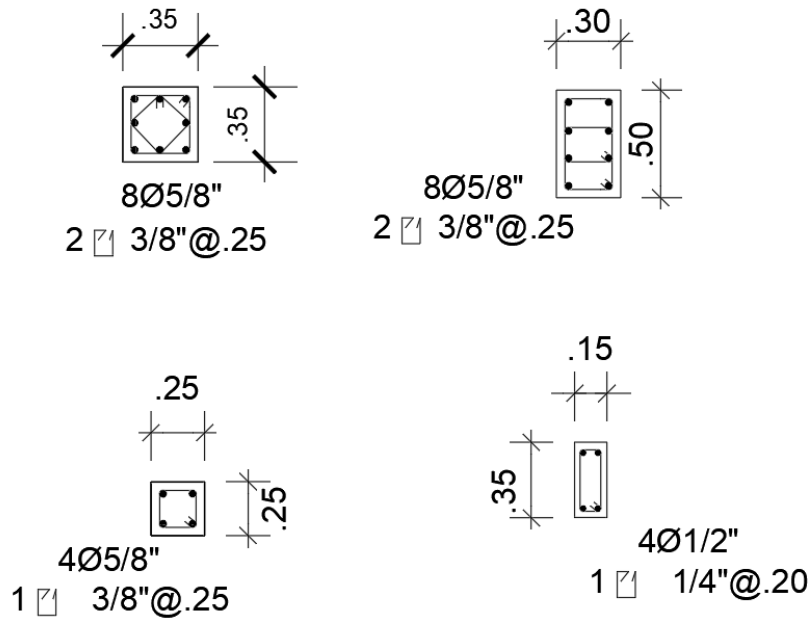


Figura N° 51: Detalle de columnas en la super-estructura

Fuente: Elaboración Propia (Autocad)

4.3.9. Diseño de Sub- Estructura

En la sub estructura se consideró las mismas dimensiones de las zapatas del sistema convencional, se realizó la verificación de los parámetros de falla teniendo en cuenta los pesos que actúan sobre ella.

Diseño de la zapata z-12

Datos de la zapata:

Carga Admisible : 4.10 kg/cm²

Carga Muerta (Pm) : 86.92 Tn

Carga Viva (Pv) : 33.93 Tn

Carga de sismo (Ps) : 95.41 Tn

Propiedades de los materiales:

f_c= 210 kg/cm²

f_y= 4200 kg/cm²

La dimensión de la columna es de: 35 x 35

• **Proceso de cálculo**

Carga puntual de servicio

$$(PS1 = P_m + P_v + P_s) = 86.923 \text{ Tn} + 33.9314\text{Tn} + 95.40585\text{Tn} = 216.26025 \text{ Tn}$$

Carga puntual de servicio

$$(PS2 = P_m + P_v) = 86.923 \text{ Tn} + 33.9314\text{Tn} = 120.8544 \text{ Tn}$$

• **Dimensiones de la zapata**

Tomamos

$$A1 = \frac{PS1 (1+0.04)}{1.33 \times q \text{ Adm}} = \frac{216.26025 + 8.65041}{1.33 \times 4.097 \times 10} = 4.13 \text{ m}^2$$

Lx= 2.10
Ly= 2.10

$$A2 = \frac{PS2 (1+0.04)}{q \text{ Adm}} = \frac{120.8544 + 4.834176}{4.097 \times 10} = 3.07 \text{ m}^2$$

• **Determinando la carga puntual ultima**

$$P_u = 1.4 \times P_m + 1.7 \times P_v = 1.4 \times 86.923 + 1.7 \times 33.9314 = 179.37558 \text{ Tn}$$

$$P_u = 1.25 \times (P_m + P_v) + P_s = 1.25 \times (86.923 + 33.9314) + 95.40585 = 246.47385\text{Tn}$$

$$P_u = 0.9 \times (P_m) + P_s = 0.9 \times (86.923) + 95.40585 = 173.63655\text{Tn}$$

Tomar el Mayor: $P_u = 246.47385\text{Tn}$

• **Determinando la carga ultima**

$$Q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{246.47}{2.1 \times 2.1} = 55.890 \text{ Tn/m}^2$$

• **Diseño por punzonamiento:**

$$P_u - A_c \times Q_u = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'c} \times (b_o) \times d$$

$$246.474 - (d + 35) \times (d + 35) \times 55.89 = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} \times 10 \times (4d + 2 \times 35 + 2 \times 35) \times d$$

$$D = 0.48 \text{ m}$$

Aproximamos el peralte (h) igual a 0.6m entonces considerando el recubrimiento y el diametro del Acero; d sera igual a 0.51 m

- **Verificando por corte:**

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \times B \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.51 \times 2.1 = 82.92 \text{ Tn}$$

$$V_u = Q_u \times B \times (m - d) / \phi = 55.89 \times 2.1 \times (0.88 - 0.51) / 0.85 = 49.830 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u \text{ (Cumple)}$$

- **Momento último:**

$$M_u = \frac{Q_u \times m^2 \times B}{2} = \frac{55.89 \times 0.875^2 \times 2.1}{2} = 44.930 \text{ Tn.m}$$

- **Determinando el refuerzo:**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{3}\right)}$$

$$a = \frac{f_y}{0.85 f'c b}$$

a(cm)	As(cm ²)
10.28	25.69
2.88	23.79
2.67	23.73
2.66	23.73
2.66	23.73

- **Determinando el refuerzo**

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 51.41 \times 210 = 19.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos: } A_s = 23.73 \text{ cm}^2$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

$$12 \text{ } \phi \text{ 5/8" @ 0.17}$$

- **Calculo de refuerzo en otra dirección**

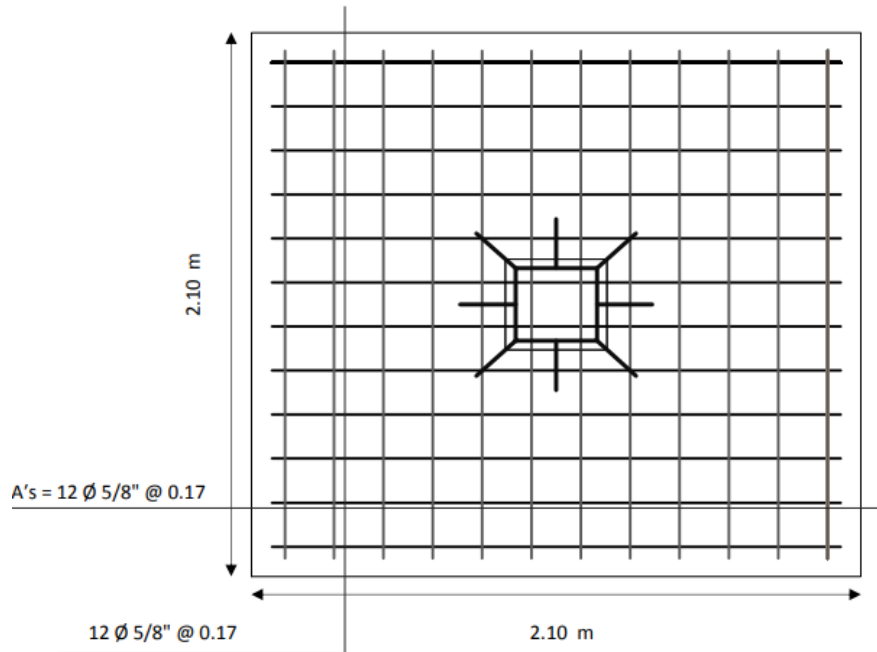
$$A' s = A_s L_x = 23.73 \times 2.1 = 23.733 \text{ cm}^2$$

$$L_y = 2.1$$

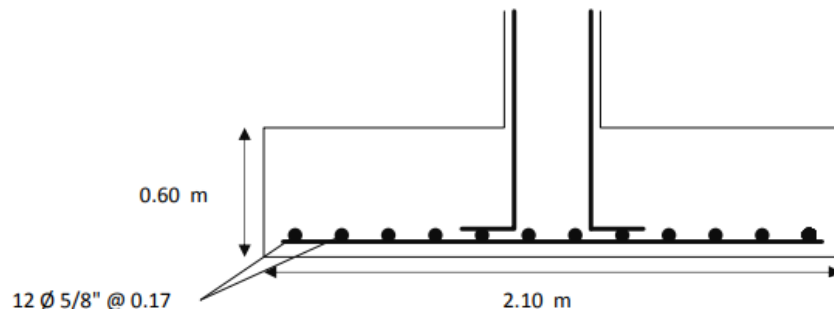
$$S = 17 \text{ cm}$$

$$A' s = 12 \text{ } \phi \text{ 5/8" @ 0.17}$$

PLANTA DE LA ZAPATA Z-12



DETALLE DE LA ZAPATA Z-12



DISEÑO DE LA ZAPATA Z-1

DATOS DE LA ZAPATA:
MATERIALES:

PROPIEDADES DE LOS

Carga Admisible: 3.06 kg/cm²

f_c= 210 kg/cm²

Carga Muerta (P_m): 49.54 Tn

f_y= 4200 kg/cm²

Carga Viva (P_v): 15.84 Tn

Carga de sismo (P_s): 53.50 Tn

LA DIMENSIÓN DE LA COLUMNA ES DE: 30 x 50

- **Proceso de cálculo**

Carga puntual de servicio

$$(PS1 = P_m + P_v + P_s) = 49.5405 \text{ Tn} + 15.844\text{Tn} + 53.5015\text{Tn} = 118.886 \text{ Tn}$$

Carga puntual de servicio

$$(PS2 = P_m + P_v) = 49.5405 \text{ Tn} + 15.844\text{Tn} = 65.3845 \text{ Tn}$$

- **Dimensiones de la zapata**

$$A1 = \frac{PS1 (1+0.06)}{1.33 \times q_{\text{Adm}}} = \frac{118.886 + 7.13316}{1.33 \times 3.064 \times 10} = 3.09 \text{ m}^2$$
$$A2 = \frac{PS2 (1+0.06)}{q_{\text{Adm}}} = \frac{65.3845 + 3.92307}{3.064 \times 10} = 2.26 \text{ m}^2$$

} 3.09 m² } L_x= 1.70 m
Ly= 1.90 m

- **Determinando la carga puntual ultima**

$$P_u = 1.4 \times P_m + 1.7 \times P_v = 1.4 \times 49.5405 + 1.7 \times 15.844 = 96.2915 \text{ Tn}$$

$$P_u = 1.25 \times (P_m + P_v) + P_s = 1.25 \times (49.5405 + 15.844) + 53.5015 = 135.232125\text{Tn}$$

$$P_u = 0.9 \times (P_m) + P_s = 0.9 \times (49.5405) + 53.5015 = 98.08795\text{Tn}$$

Tomar el Mayor: P_u = 135.232 Tn

- **Determinando la carga ultima**

$$Q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{135.23}{1.7 \times 1.9} = 41.867 \text{ Tn/m}^2$$

$$A = 1.7 \times 1.9$$

- **Diseño por punzonamiento:**

$$P_u - A_c \times Q_u = 0.85 \times 1.06 \times f'_c \times (b_o) \times d$$

$$135.232 - (d + 30) \times (d + 50) \times 41.867 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 10 \times (4d + 2 \times 30 + 2 \times 50) \times d$$

$$d = 0.31 \text{ m}$$

Aproximamos el peralte (h) igual a 0.4m entonces considerando el recubrimiento y el diámetro del Acero; d será igual a 0.31 m

- **Verificando por corte:**

$$V_c = 0.53 \times f'_c \times B \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.31 \times 1.9 = 45.84 \text{ Tn}$$

$$V_u = Q_u \times B \times (m - d) / \phi = 41.867 \times 1.9 \times (0.7 - 0.31) / 0.85 = 36.112 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_u \text{ (Cumple)}$$

- **Momento último:**

$$M_u = \frac{Q_u \times m^2 \times B}{2} = \frac{41.867 \times 0.7^2 \times 1.9}{2} = 19.489 \text{ Tn.m}$$

- **Determinando el refuerzo:**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{3} \right)}$$

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

a (cm)	As (cm ²)
6.28	18.24
2.26	17.03
2.11	16.98
2.1	16.98
2.1	16.98

- **Determinando el refuerzo minimo:**

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 31.41 \times 190 = 10.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos: } A_s = 16.98 \text{ cm}^2$$

$$S = 21 \text{ cm}$$

$$9 \text{ } \emptyset \text{ 5/8" @ 0.21}$$

- **Calculo de refuerzo en otra dirección**

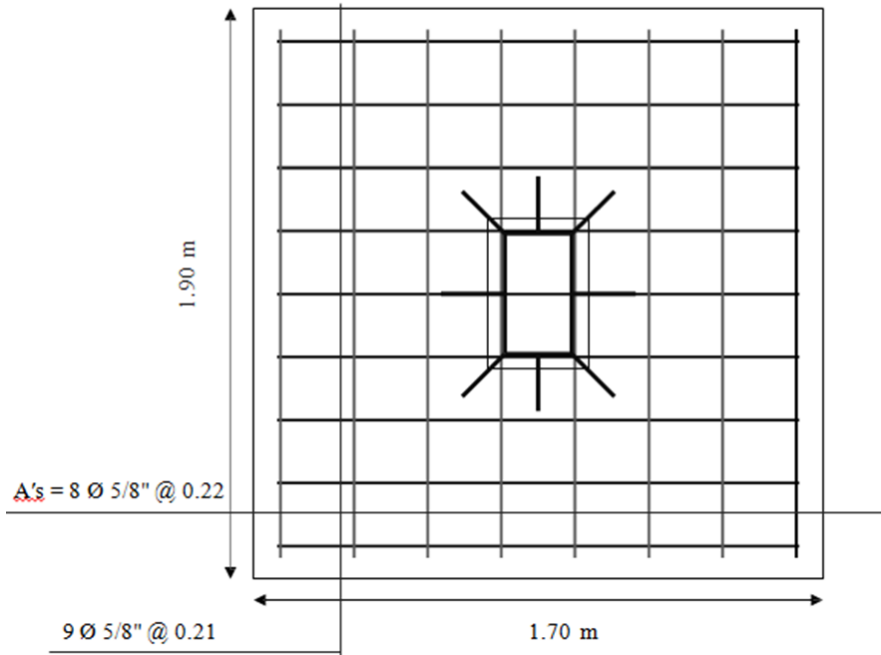
$$A' s = A_s \times L_x = 16.98 \times 1.7 = 15.194 \text{ cm}^2$$

$L_y = 1.9$

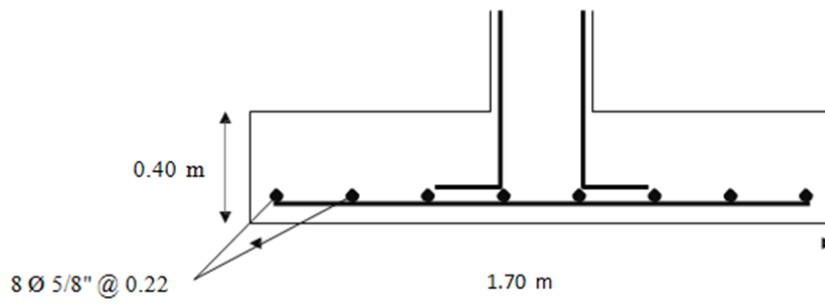
$S = 22 \text{ cm}$

$A's = 8 \text{ } \varnothing 5/8" @ 0.22$

PLANTA DE LA ZAPATA Z-1



DETALLE DE LA ZAPATA Z-1



ZAPATA COMBINADA RECTANGULAR

<i>Columna Izquierda</i>	<i>Columna Derecha</i>
Pd = 17513 Kg	Pd = 45431 Kg
Pl = 4283 Kg	Pl = 13584 Kg
t1 = 0.30 m	t1 = 0.30 m
t2 = 0.60 m	t2 = 0.60 m
fc = 210 Kg/cm ²	fc = 210 Kg/cm ²

<i>Cimentación</i>	
hf = 0.60 m	
S/C = 500 Kg/m ²	
hc = 0.10 m	
Ym = 2100 Kg/m ³	
σt = 4.50 Kg/cm ²	
fc = 210 Kg/cm ²	
fy = 4200 Kg/cm ²	

$$l1 = 2.58 \text{ m}$$

1° Esfuerzo Neto del Terreno $\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_c \cdot \gamma_c - S/C$

2° Area de la Zapata $A_{zap} = \frac{P_T}{\sigma_n}$

$$P_t = 80811.11 \text{ Kg}$$

$$A_{zap} = 18793.2814 \text{ cm}^2$$

$$X_o = 2.25 \text{ m}$$

$$L_z = 4.5 \text{ m} \rightarrow 5 \text{ m}$$

$$l_v = 1.82 \text{ m}$$

$$b = 37.58656279 \text{ cm} \rightarrow 160 \text{ cm}$$

3° Reacción Neta del Terreno $W_{NU} = \frac{P_{1U} + P_{2U}}{l_z}$

$$W_{nu} = \frac{W_{NU}}{b}$$

• Por Unidad de Longitud

• Por Unidad de Area

$$P_{1u} = 27868.316 \text{ Kg}$$

$$W_{NU} = 20823.988$$

$$\text{Kg/m}$$

$$P_{2u} = 76251.624 \text{ Kg}$$

$$b = 160 \text{ cm}$$

$$W_{NU} = 20823.988 \text{ Kg/m}$$

$$W_{nu} = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$$

4° Dimensionamiento de la Altura hz de la Zapata

$$\text{Para una Cuantía } \rho = 0.0036$$

$$\phi = 0.9$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$V_z = -P_{1U} + W_{NU} \cdot X_0 = 0 \quad X_0 = 1.338 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = W_{NU} \cdot \frac{X_0^2}{2} - P_{1U} \cdot \left(X_0 - \frac{t_1}{2} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x} = -14467.54962 \quad \text{Kg-m}$$

$$d = 26.34 \text{ cm}$$

$$hz = 33.88 \text{ cm} \quad \rightarrow hz = 60 \text{ cm}$$

$$M_U = \phi \cdot \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

Peralte Efectivo en Tramo Interior

$$\text{Recubrimiento} \quad r = 5 \text{ Bcm} \quad d = 53.73 \text{ cm}$$

Interior

$$\text{Varillas a Usar} \quad \phi: 1" \text{ Interior}$$

Peralte Efectivo en Voladizo

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

$$\text{Varillas a Usar} \quad \phi: 3/4" \quad \text{Voladizo} \quad d = 51.55 \text{ cm}$$

Voladizo

5° Verificaciones

- Por Cortante $\phi = 0.75$

$$Y1 = 0.687 \text{ m} \quad Vd1 = 10438.63804 \text{ Kg}$$

$$Y2 = 0.687 \text{ m} \quad Vd2 = 20922.28788 \text{ Kg}$$

$$Y3 = 0.666 \text{ m} \quad Vd3 = 27154.48035 \text{ Kg}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \begin{matrix} V_u = 27154.5 \text{ Kg} & V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ V_n = 36205.9738 \text{ Kg} & V_c = 66027.11783 \text{ Kg} \end{matrix}$$

$$V_n < V_c \dots\dots\dots(\text{Conforme})$$

- Por Punzonamiento $\phi = 0.75$

$$V_{U1} = P_{1U} - W_{nu} \cdot \left(t_1 + \frac{d}{2} \right) \cdot (t_2 + d) \quad \Delta \quad V_{U2} = P_{U2} - W_{nu} \cdot (t_1 + d) \cdot (t_2 + d)$$

$$V_c \leq \begin{cases} 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\ 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\ 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \end{cases}$$

a) Columna Exterior

$$V_u = 21446.86431 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_n = 28595.81908 \text{ Kg}$$

$$\begin{array}{l} V_{c1} = 134545.825 \text{ Kg} \\ V_{c2} = 406139.1865 \text{ Kg} \\ V_c = 132054.24 \text{ Kg} \\ V_{c3} = 132054.2357 \text{ Kg} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} V_{c1} \\ V_{c2} \\ V_c \\ V_{c3} \end{array}} \right\} V_c = 132054.24 \text{ Kg}$$

$$V_n < V_c \dots\dots\dots(\text{Conforme})$$

b) Columna Interior

$$V_u = 63872.22723 \text{ Kg} \quad \rightarrow \quad V_n = 85162.96964 \text{ Kg}$$

$$\begin{array}{l} V_{c1} = 134545.825 \text{ Kg} \\ V_{c2} = 519094.6112 \text{ Kg} \\ V_c = 132054.24 \text{ Kg} \\ V_{c3} = 132054.2357 \text{ Kg} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} V_{c1} \\ V_{c2} \\ V_c \\ V_{c3} \end{array}} \right\} V_c = 132054.24 \text{ Kg}$$

$$V_n < V_c \dots\dots\dots(\text{Conforme})$$

6° Diseño por Flexión

$$\phi = 0.9$$

$$R_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2} \quad \rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_U \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

• Refuerzo Superior

$$M_u = 14467.54962 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 15.47 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 3.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.000836295$$

$$\# \text{ var} = 3.05 \quad \rightarrow \quad 14 \text{ Varillas}$$

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

$$\text{Esp. } S = 11.5$$

Usar 14 ϕ 1" @ 11.5 cm

• Refuerzo Inferior

$$M_u = 34488.68893 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 18.17 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 8.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.002202758$$

$$\# \text{ var} = 6.38 \rightarrow 13 \text{ Varillas}$$

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

$$\text{Esp. } S = 12.5$$

Usar 13 ϕ 3/4" @ 12.5 cm

7° Diseño en Dirección Transversal

$$b_1 = 56.87 \text{ cm} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$b_2 = 83.73 \text{ cm} \rightarrow 150 \text{ cm}$$

$$q_{NU} = \frac{P_U}{b} \quad M_U = \frac{q_{NU} \cdot \left(\frac{b - t_2}{2}\right)^2}{2}$$

• Zapata Exterior

$$q_{NU} = 17417.6975 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Diámetro de Varilla } \phi: 5/8''$$

$$M_u = 2177.212188 \text{ Kg-m}$$

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 4.88 \rightarrow 6 \text{ Varillas}$$

$$\rho = 0.000198879$$

$$\text{Esp. } S = 16.7 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 9.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 6 \phi 5/8'' @ 16.7 \text{ cm}$$

Refuerzo por Montaje:

$$s = 36 \cdot \phi$$

$$S = 57.15 \text{ cm}$$

$$\# \text{ var} = 6 \text{ varillas} \quad \text{Usar } 6 \phi 3/8'' @ 28 \text{ cm}$$

$$\text{Esp. } S = 28 \text{ cm}$$

• Zapata Interior

$$q_{NU} = 47657.265 \text{ Kg/m}$$

Diámetro de Varilla ϕ :

5/8"

$$M_u = 5957.158125 \text{ Kg-m}$$

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$R_u = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\# \text{ var} = 7.33 \rightarrow 8 \text{ Varillas}$$

$$\rho = 0.000366666$$

$$\text{Esp. } S = 19.1 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 14.51 \text{ cm}^2$$

Usar 8 ϕ 5/8" @ 19.1 cm

CAPITULO V: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1. Estudio comparativo de los resultados y costos

5.1.1. Comparación técnica

5.1.1.1. Modos de vibración

Los aisladores sísmicos logran desacoplar la estructura aislada de la base, logrando así grandes periodos de vibración como se observa a continuación:

Tabla N°62: Modos de vibración aislado – Bloque 1

MODO	PERIODO BLOQUE 1		PORCENTAJE DE DIFERENCIA
	CONVENCIONAL	AISLADO	
1	0.574	2.091	73 %
2	0.519	2.03	74.44%
3	0.391	1.587	79.9%

Fuente Elaboración Propia

Tabla N°63: Modos de vibración aislado – Bloque 2

MODO	PERIODO BLOQUE 2		PORCENTAJE DE DIFERENCIA
	CONVENCIONAL	AISLADO	
1	0.881	2.329	62.17%
2	0.706	2.019	65.03 %
3	0.632	1.895	66.65 %

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas N°62 y N°63 el periodo de vibración del edificio aislado es mayor 3.6 veces más que la estructura convencional debido a que los aisladores reducen la rigidez y aumentan la flexibilidad del sistema estructural.

5.1.1.2. Derivas

Las derivas del bloque 1 se observan en la tabla N° 64 y del bloque 2 en la tabla N° 65:

Tabla N° 64: Derivas comparativas – Bloque 1

Nivel	Convencional		Aislado	
	X	Y	X	Y
PISO 8	0.0051	0.0042	0.0004	0.0003
PISO 7	0.0055	0.0046	0.0004	0.0003
PISO 6	0.0058	0.0049	0.0005	0.0004
PISO 5	0.0059	0.0051	0.0005	0.0004
PISO 4	0.0057	0.0049	0.0006	0.0004
PISO 3	0.0050	0.0044	0.0006	0.0005
PISO 2	0.0038	0.0033	0.0006	0.0005
PISO 1	0.0018	0.0015	0.0006	0.0005

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 65: Derivas comparativas – Bloque 2

Nivel	Convencional		Aislado	
	X	Y	X	Y
PISO 8	0.0067	0.0034	0.0013	0.0003
PISO 7	0.0069	0.0044	0.0014	0.0003
PISO 6	0.0070	0.0054	0.0015	0.0004
PISO 5	0.0070	0.0063	0.0017	0.0005
PISO 4	0.0070	0.0068	0.0021	0.0006
PISO 3	0.0061	0.0068	0.0025	0.0007
PISO 2	0.0047	0.0062	0.0027	0.0008
PISO 1	0.0020	0.0032	0.002	0.0008

Fuente Elaboración Propia

A continuación se presentan en las figuras N° 52 y N° 53 los gráficos comparativos en el eje X e Y del sistema con y sin aisladores sísmicos.

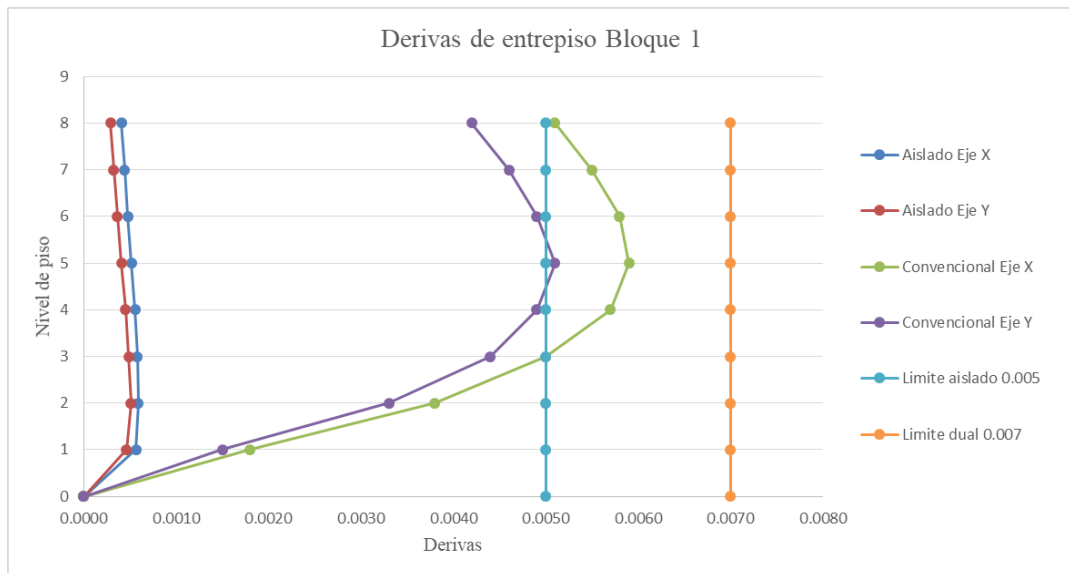


Figura N° 52: Deriva de entre piso – Bloque 1

Fuente: Elaboración Propia

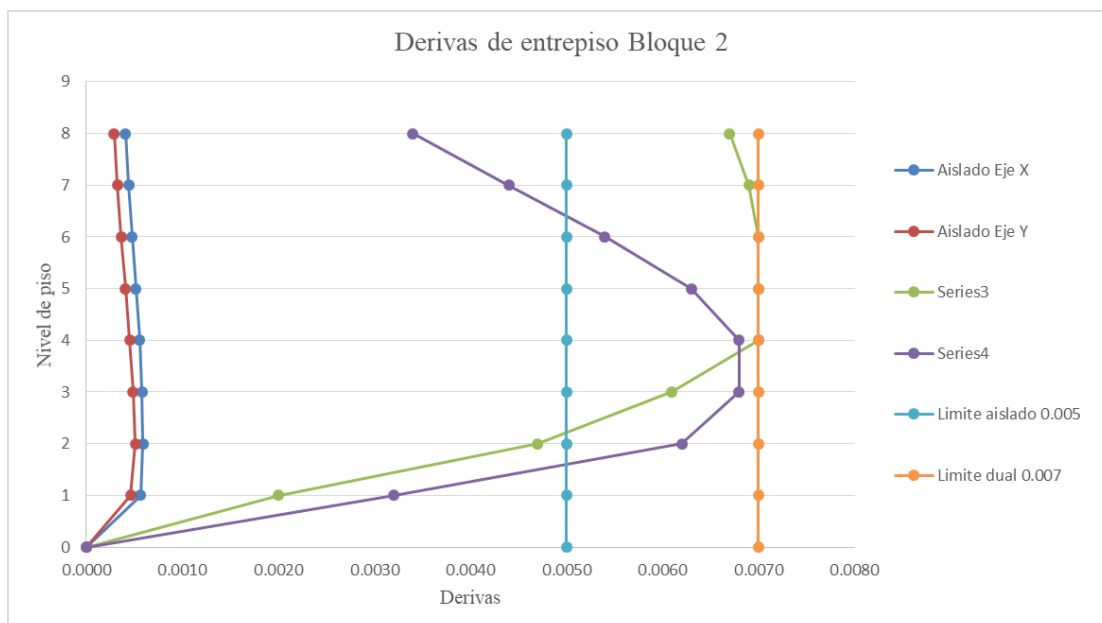


Figura N° 53: Derivas de entre piso – Bloque 2

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que los desplazamientos de entre piso (derivas) del sistema aislado es mucho menor en comparación con el sistema convencional, cumpliendo así con lo establecido por la norma E 0.30 Diseño Sismorresistente y E 0.31 Aislamiento Sísmico, ya que la deriva en el sistema convencional debe ser menor a 0.007 debido a que es un sistema dual estructural; por otro lado, el sistema aislado al analizarse con el tiempo – historia el límite de su deriva máxima es 0.005.

5.1.1.3. Desplazamientos

La comparación de desplazamientos obtenidos en el bloque 1 se observan en la tabla N° 66 y del bloque 2 en la tabla N°67:

Tabla N°66: Desplazamientos en sistema Convencional y Aislado –Bloque 1

Nivel	Desplazamiento Sistema Convencional		Desplazamiento Sistema Aislado	
	X(cm)	Y(cm)	X(cm)	Y(cm)
8	1.9012	1.626	7.6848	4.1897
7	1.6498	1.4177	7.2489	4.0164
6	1.3796	1.1919	6.7809	3.8267
5	1.095	0.9506	6.2757	3.6171
4	0.8055	0.7017	5.7325	3.3854
3	0.526	0.4587	5.1557	3.131
2	0.2776	0.2413	4.5519	2.8549
1	0.0872	0.0759	3.9246	2.5631

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 67: Desplazamientos en sistema Convencional y Aislado – Bloque 2

Desplazamiento Sistema Convencional			Desplazamiento Sistema Aislado	
Nivel	X(cm)	Y(cm)	X(cm)	Y(cm)
8	1.228	1.2056	12.3151	4.8036
7	1.0544	1.0484	11.336	4.6705
6	0.8736	0.8791	10.2423	4.4761
5	0.6868	0.6991	9.0006	4.2456
4	0.5001	0.5145	7.6082	3.965
3	0.3232	0.3353	6.0887	3.6353
2	0.001689	0.1758	4.4823	3.2658
1	0.0527	0.0551	2.9249	2.874

Fuente: Elaboración Propia

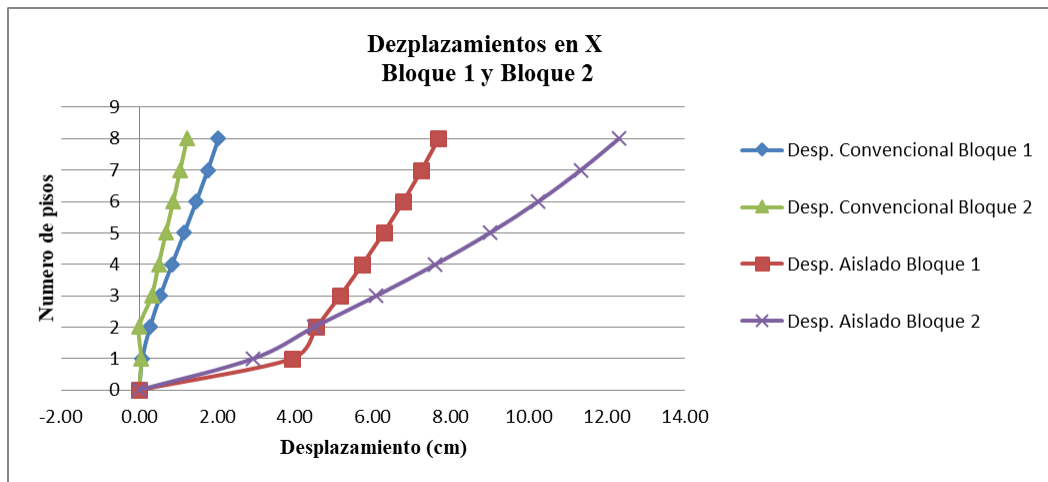


Figura N°54: Desplazamientos en eje X del Bloque 1 y 2

Fuente: Elaboración Propia

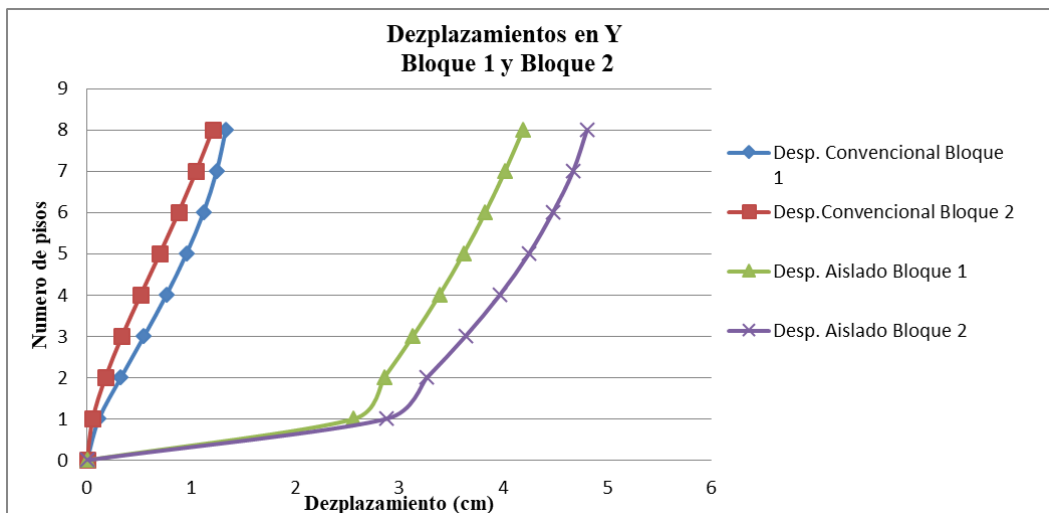


Figura N° 55: Desplazamientos en eje X del Bloque 1 y 2

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N°54 y N°55 se observa la variación de distancias que existen entre los ejes X e Y de la estructura aislada frente a la convencional.

El sistema aislado tiene 82% más desplazamiento en el eje X que el sistema convencional, mientras que en el eje Y su incremento es de 60%.

5.1.1.4. Aceleraciones

Se tiene en cuenta que la estructura aislada al tener mayor periodo, sus aceleraciones son menores, a continuación se presenta la comparación de resultados de sistema aislado frente al sistema convencional (Ver tabla N°68 y N° 69)

Tabla N°68: Aceleraciones del sistema aislado y el sistema convencional – Bloque 1

Nivel	Convencional		Aislado	
	X	Y	X	Y
	m/s ²	m/s ²	m/s ²	m/s ²
PISO 8	2.7527	2.5305	0.3193	0.1584
PISO 7	2.0731	1.9237	0.2664	0.1344
PISO 6	1.7571	1.6558	0.2253	0.124
PISO 5	1.6495	1.5216	0.2242	0.14
PISO 4	1.5897	1.421	0.2284	0.1356
PISO 3	1.4661	1.2893	0.2173	0.1053
PISO 2	1.2262	1.0907	0.1699	0.0973
PISO 1	0.8284	0.7752	0.185	0.1244

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 69: Aceleraciones del sistema aislado y el sistema convencional – Bloque 2

Nivel	Convencional		Aislado	
	X	Y	X	Y
	m/s ²	m/s ²	m/s ²	m/s ²
PISO 8	1.7329	1.7275	0.2795	0.2054
PISO 7	1.09	1.3801	0.2412	0.1808
PISO 6	1.0381	1.2228	0.2052	0.1725
PISO 5	1.084	1.1457	0.1952	0.1616
PISO 4	1.1007	1.1375	0.1795	0.1452
PISO 3	1.0887	1.0877	0.1582	0.1298
PISO 2	1.0194	0.916	0.1301	0.1103
PISO 1	0.7805	0.6581	0.1162	0.1097

Fuente: Elaboración Propia

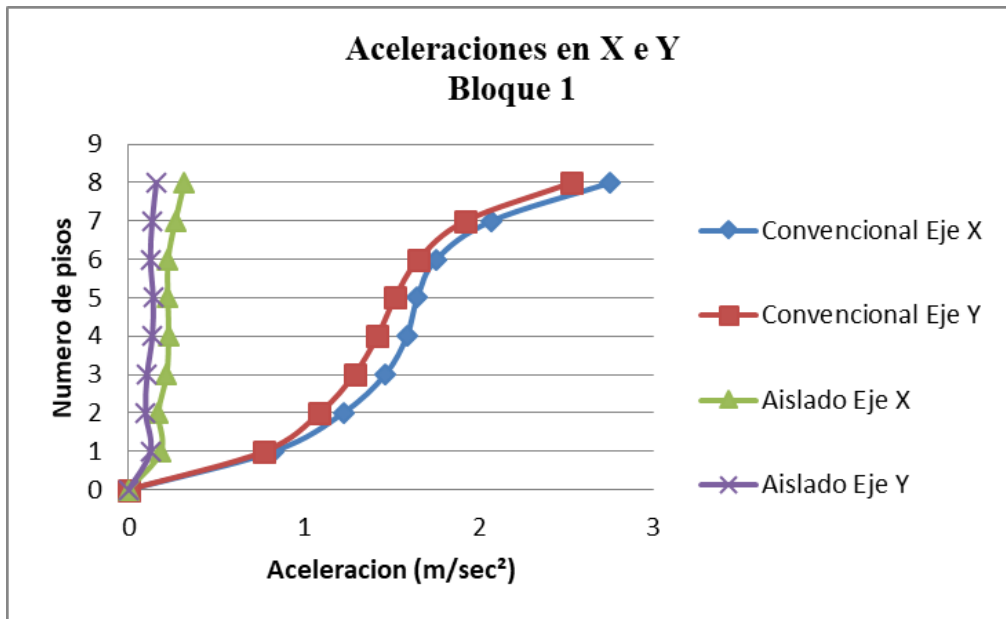


Figura N°56: Grafica de aceleraciones eje X e Y – Bloque 1

Fuente: Elaboración Propia

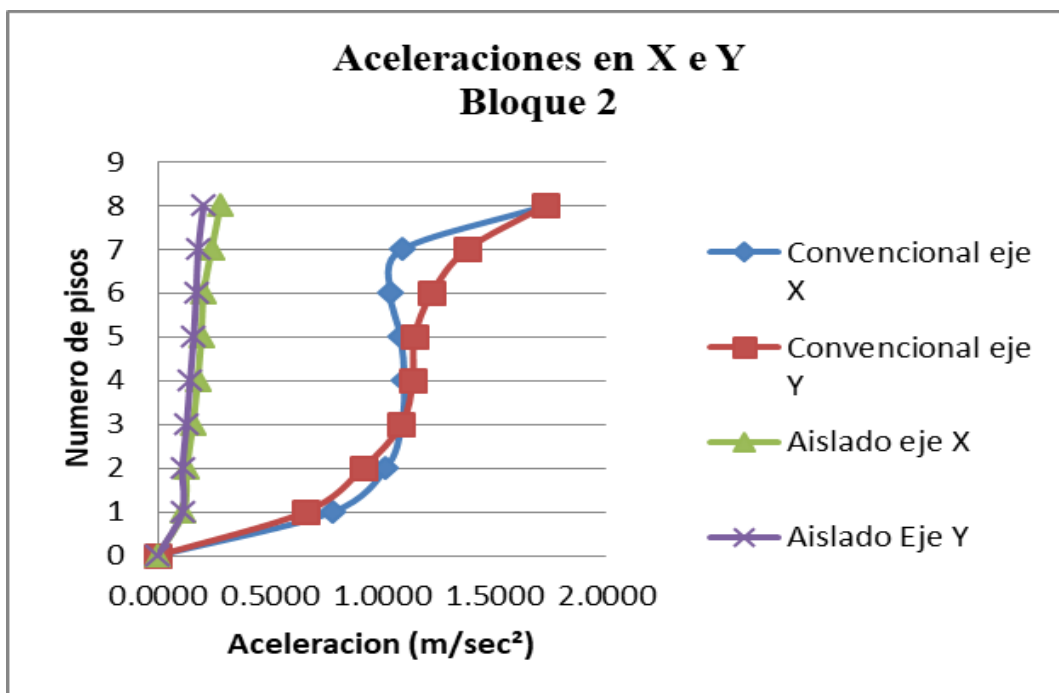


Figura N°57: Grafica de aceleraciones eje X e Y – Bloque 2

Fuente: Elaboración Propia

Se observa claramente en las figuras N° 56 y N°57 que las aceleración del sistema aislado son mucho menores en comparación con es sistema convencional.

5.1.2. Comparación económica

5.1.2.1. Generalidad

Para realizar un correcto análisis de costos en una estructura aislada en comparación con una convencional se debería tener en cuenta lo siguiente:

- La ventaja del uso de aisladores económicamente llega a observarse con mayor claridad al ocurrir un terremoto, ya que su funcionabilidad no se verá interrumpida antes, durante y después del evento sísmico, a diferencia del convencional.
- No se debe considerar solo la instalación de los aisladores en la base fija y comparar con la convencional, sino se debe considerar las posibles fallas estructurales que llegaría a tener la estructura convencional ante un evento sísmico, ya que a lo largo del tiempo los aisladores resultan más económicos ya que producen menos gastos económicos de reparación en comparación con el convencional, justificando así la inversión inicial adicional.

Es necesario considerar el principal beneficio directo del uso del sistema de aislado que reduce el número víctimas y daños ante sismos severos, por lo tanto se preserva la seguridad de las personas.

5.1.2.2. Estimación de costos

Para realizar la comparación económica se realizaron cuadros comparativos para demostrar la diferencia de precios de una estructura con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo en comparación con la estructura convencional.

Además, se analizó la parte estructural, es decir, la cimentación y el sótano que forman parte de sub-estructura, y la estructura por encima del aislador, es decir la super-estructura, además, no se consideró las partidas de acabados, instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, etc.

A continuación en las tablas N° 70 y N°71 se observa los presupuestos del sistema convencional y aislado, respectivamente.

Tabla N° 70: Presupuesto para el sistema convencional

PRESUPUESTO CONVENCIONAL	
DESCRIPCION	PRECIO
SEMISOTANO	
MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/ 59,637.57
CONCRETO SIMPLE	S/ 30,307.85
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	S/ 54,875.77
COLUMNAS	S/ 20,449.91
PLACAS	S/ 48,930.20
VIGAS DE CIMENTACION	S/ 24,617.79
VIGAS	S/ 34,529.97
LOSA ALIGERADA	S/ 121,996.12
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 5,742.64
1° PISO	
COLUMNAS	S/ 18,504.18
PLACAS	S/ 23,564.40
VIGAS	S/ 30,718.27
LOSA ALIGERADA	S/ 118,463.31
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 5,742.64
DEL 2° AL 8° PISO	
COLUMNAS	S/ 129,529.25
PLACAS	S/ 164,950.79
VIGAS	S/ 215,027.90
LOSA ALIGERADA	S/ 829,243.16
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 40,198.49
AISLADORES	S/ -
TOTAL S/.	S/ 1,977,030.23

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 71: Presupuesto para el sistema aislado

PRESUPUESTO AISLADO	
DESCRIPCION	PRECIO
SEMISOTANO	
MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/ 56,655.69
CONCRETO SIMPLE	S/ 34,854.03
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	S/ 57,619.56
COLUMNAS	S/ 21,472.40
PLACAS	S/ 51,376.71
VIGAS DE CIMENTACION	S/ 25,848.68
VIGAS	S/ 36,256.47
LOSA ALIGERADA	S/ 128,095.93
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 6,029.77
1° PISO	
COLUMNAS	S/ 24,485.81
PLACAS	S/ -
VIGAS	S/ 30,718.27
LOSA ALIGERADA	S/ 118,463.31
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 5,742.64
DEL 2° AL 8° PISO	
COLUMNAS	S/ 174,336.05
PLACAS	S/ -
VIGAS	S/ 215,027.90
LOSA ALIGERADA	S/ 829,243.16
CAJAS DE ASCENSORES	S/ 40,198.49
AISLADORES	S/ 928,000.00
TOTAL S/.	S/ 2,784,424.89

Fuente: Elaboración propia

De los presupuesto podemos deducir que el sistema aislado resulta mayor en un 16.00 % en comparación a la estructura convencional, siendo el precio del aislador el que produce ese porcentaje de aumento.

Otro gran beneficio y que justifica la inversión inicial de los aisladores es el costo casi nulo de la reparación antes un sismo de gran magnitud, en comparación con el convencional, que podría llegar a tener grietas, fallas y quizás destrozos de algunos elementos estructurales, lo cual podría ocasionar el desalojamiento de la zona, provocando así incomodidad a los habitantes de la vivienda multifamiliar y grandes costos de reparación o reforzamiento de algunas zonas. (Ver figura N°58)

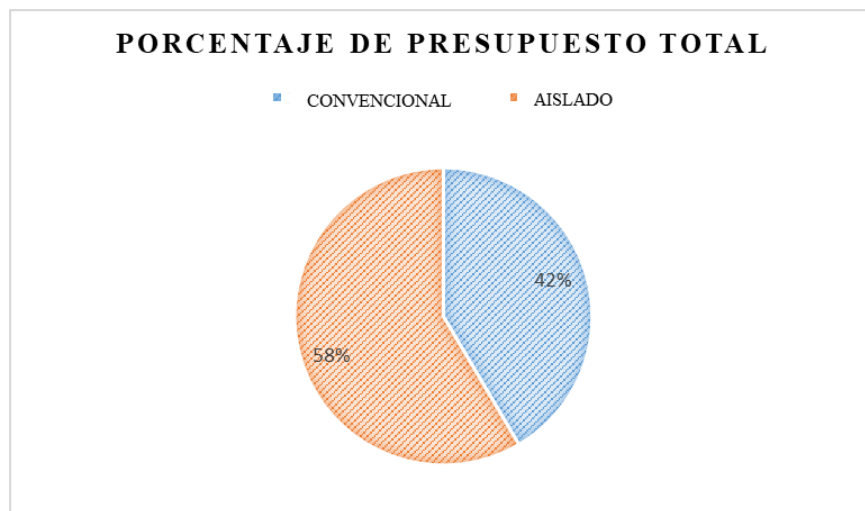


Figura N° 58: Porcentaje de presupuesto total

Fuente: Elaboración Propia

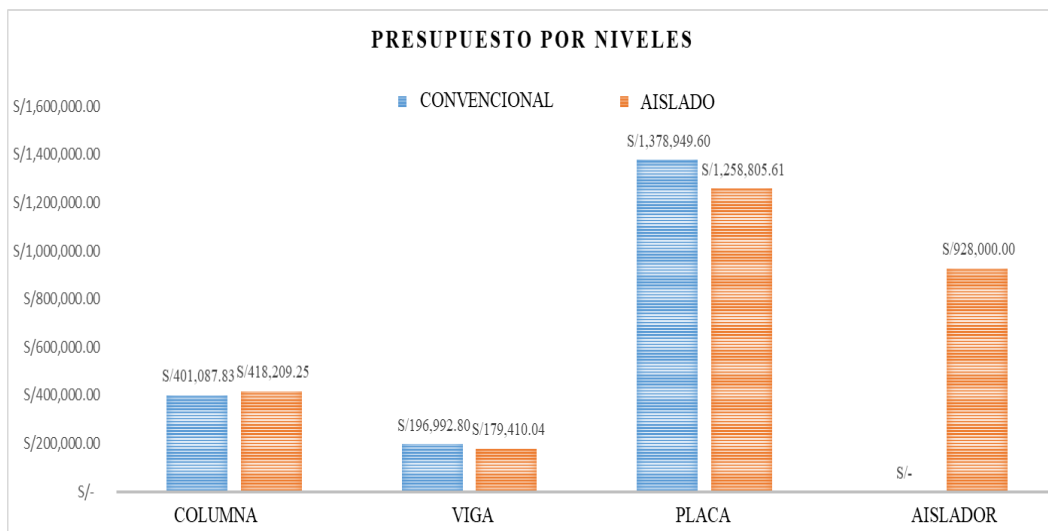


Figura N°59: Presupuesto de elementos estructurales por niveles

Fuente: Elaboración Propia

De la figura N°59 y N°60 observamos que la diferencia de precios en la estructura aislada es menor en cada nivel, inclusive su costo llega a ser menor ya que no se usó placas en la edificación provocando así una disminución notable.

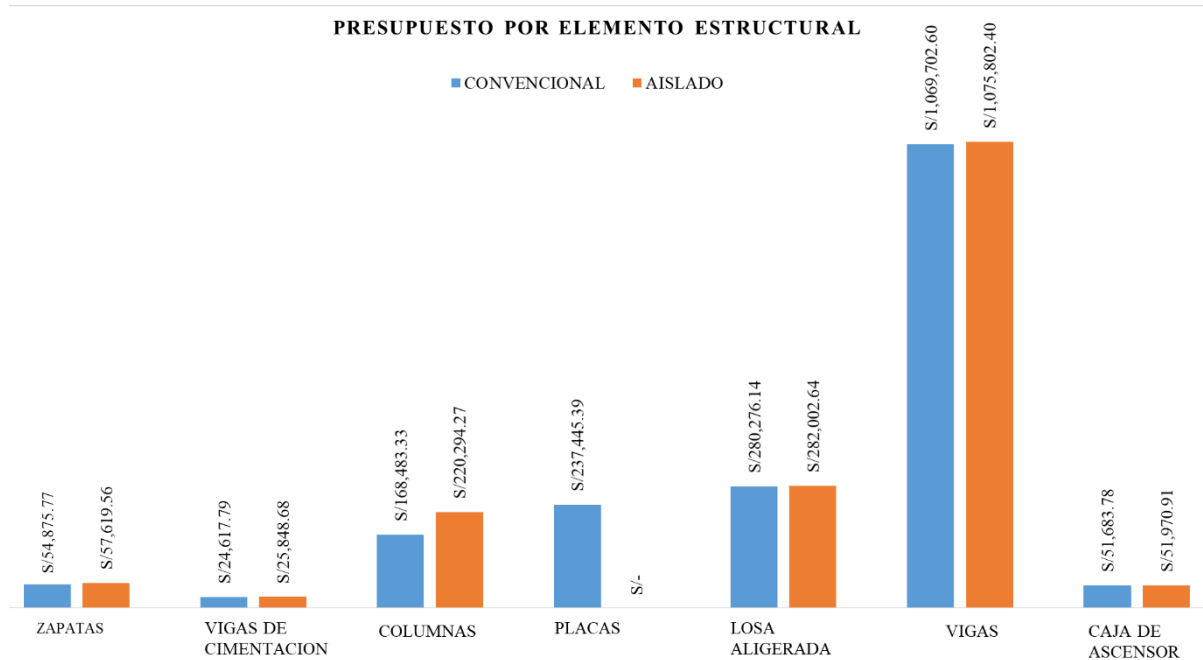


Figura N°60: Presupuesto de elementos estructurales entre estructura convencional y aislada

Fuente: Elaboración Propia

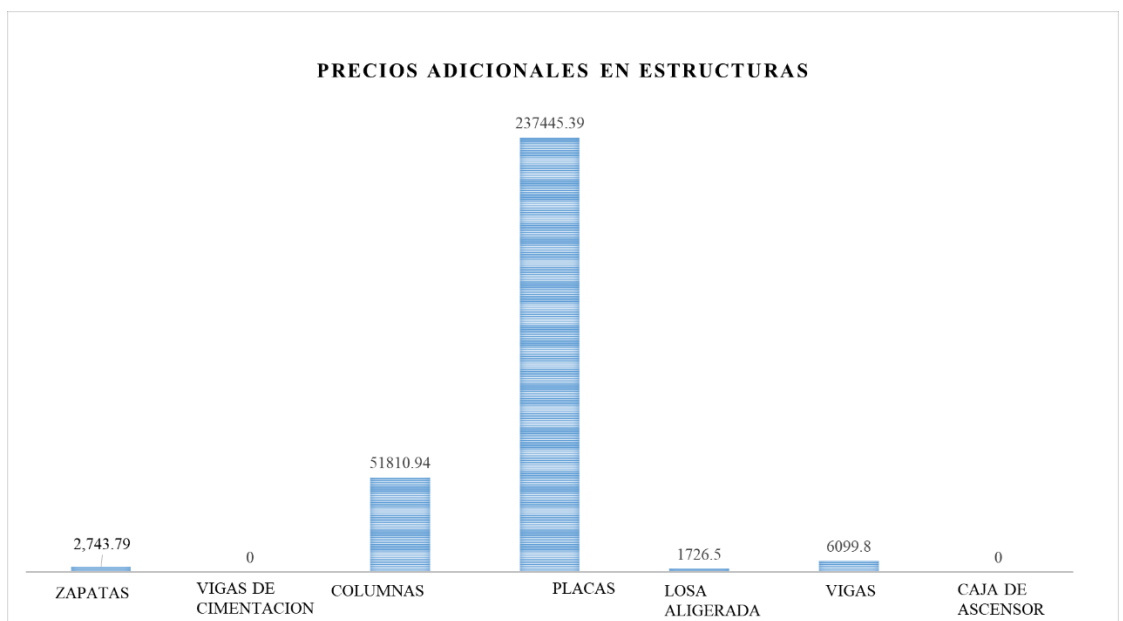


Figura N°61: Presupuesto de elementos estructurales entre estructura convencional y aislada

Fuente: Elaboración Propia

En la figura N°61 se observa la diferencia de costo de la figura N°60 por cada elemento estructural, siendo las placas así el mayor en el sistema convencional, reduciendo su precio en ese elemento estructural de S/.237445.39.

La estructura aislada llega a ser una estructura aporticada debido al cambio de placas por columnas en sus 8 niveles.

5.1.3. Contrastación de hipótesis

Para la presente tesis se propuso una hipótesis general y específicas las cuales se presentan a continuación:

6.1.3.1. Hipótesis general:

El sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo reduce su desplazamiento en un 70% frente a un edificio dual convencional en el distrito de Surquillo.

Al usar el sistema con aislador elastomérico con núcleo de plomo el desplazamiento se reduce en el bloque 1 en el eje X con 61.19% y en el eje Y con 75.26%, mientras que en el bloque 2 en el eje X con 90.03% y en el eje Y con 74.91%, por ello se puede deducir que la hipótesis es alternativa, ya que en un bloque 2 se afirma lo deducido, mientras en que el bloque 1 en el eje X no cumple con el porcentaje.

5.1.3.2. Hipótesis específica 1:

El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico ya que se obtiene resultado menores a la norma en el edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.

La estructura con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico ya que reduce las derivas, aumenta el periodo, disminuye la aceleración y aumenta el desplazamiento, lo que trae como consecuencia un buen comportamiento en la estructura aislada en comparación el convencional.

5.1.3.3. Hipótesis específica 2:

El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y

resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo porque no va a presentar daños considerables ante la presencia del sismo.

El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y resistencia de la edificación aislada debido a que estando sometidas a combinaciones de cargas estas garantizan su resistencia e integridad de la estructura.

5.1.3.4. Hipótesis específica 3:

El sistema aislado con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico del edificio teniendo un periodo 50% mayor en comparación a un sistema dual convencional en el distrito de Surquillo.

Al usar el sistema con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, el periodo aumenta entre 62.17% – 79.9 %, haciendo afirmativa la hipótesis, esto se debe debido al desplazamiento horizontal que realiza la estructura aislada, al estar sobre la interfaz de los aisladores y separada de la subestructura, ocasiona desplazamiento que provocan un periodo más prologado al convencional.

5.1.3.5. Hipótesis específica 4:

El costo de la estructura con aislador elastomérico con núcleo de plomo será mayor en comparación con la estructura dual convencional.

La estructura con aisladores elastomérico con núcleo de plomo resulta mayor en comparación a la convencional esto se verifica con los metrados y presupuesto respectivo de cada estructura siendo así sistema con aisladores elastoméricos LRB con el precio de S/.2,784,424.89 y el sistema de estructura convencional con S/.1,977,030.23, notando así que el precio se eleva en el aislado debido a los aisladores sísmicos que resulta ser la diferencia de precios.

CONCLUSIONES

- 1) El resultado más favorable entre un sistema dual convencional y un sistema con aisladores elastoméricos es el del sistema aislado, ya que influye positivamente al poseer mayor flexibilidad horizontal y rigidez vertical, esto se observa en la comparación de los resultados de las derivas, modos de vibración, aceleraciones y desplazamientos; en cuanto a los costos económicos la estructura con aisladores sísmicos resulta más costoso que la estructura convencional, esto se debe a la cantidad de aisladores para ambos bloques, sin embargo resulta ser una inversión a largo plazo, ya que ante un evento sísmico de gran magnitud, ya que la estructura tiene buena protección sísmica.
- 2) El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye positivamente en el comportamiento sísmico de la edificación, ya que ante evento sísmico la superestructura logra tener un desplazamiento diferente al de la sub estructura debido a la interfaz donde se ubican los aisladores, logrando las fuerzas sísmicas no se transmitan a la parte superior de la edificación.
- 3) El aislador elastomérico con núcleo de plomo influye en la durabilidad de la edificación ya que al ser un sistema aislado, la superestructura no produce mayores daños durante un evento sísmico, solo se necesitaría la inspección de cada aislador después de cada sismo de gran intensidad. A su vez el sistema con aisladores LRB busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura estando sometida a las combinaciones de cargas posibles y que la estructura cumpla con las funciones impuestas.
- 4) El sistema dual convencional influye de manera positiva en la edificación multifamiliar ante sismos grandes magnitudes, teniendo en cuenta los parámetros establecidos por la norma E0.30; sin embargo edificación no se encuentra libre ante cualquier tipo de colapso, es por ello que se necesitara la evacuación oportuna de las personas que lo habitan ante un sismo de gran magnitud. Además esto provoca más daños en la estructura por lo cual genera más gasto en reforzamiento y mantenimiento de la estructura dañada
- 5) La diferencia económica que existe entre un sistema con aisladores elastoméricos LRB(S/.2,784,424.89) y un sistema de estructura convencional(S/.1,977,030.23) se encuentra en el uso de aisladores, pues al ser

una estructura con menos cantidad de concreto de armado el precio varía en la cantidad de dispositivos a usar. Pero a su vez se debe tomar en cuenta que resulta más seguro para las personas y perduraría por más años la edificación sin necesidad de hacer posibles cambios estructurales.

- 6) Se demostró que la edificación requiere en el bloque 1 con 26 aisladores y en el bloque 2 con 36 aisladores y con una altura de 20 cm. Además se toma en cuenta repartir uniformemente las cargas en toda edificación y así impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.
- 7) Para la realización del tiempo historia se utilizó 7 pares de registros sísmicos obtenidos del CISMID, cada uno con dos componentes horizontales de aceleración, elegidos de eventos individuales, escalados y de la misma zona en donde se ubica la edificación.

RECOMENDACIONES

- 1) Teniendo en cuenta los beneficios técnicos y económicos que implica el uso de aisladores en las edificaciones, se recomienda tomar más en cuenta el uso de estos dispositivos para viviendas multifamiliares que tengan gran cantidad de pisos, para así salvaguardar la vida de sus habitantes.
- 2) Se recomienda que para la construcción de las edificaciones tener en cuenta sus sistemas estructurales para así poder definir adecuadamente que tipo de aislador es conveniente utilizar ya sea con aisladores elastoméricos o aisladores deslizantes y así ante un evento sísmico de gran magnitud poder mitigar los diferentes tipos de daños
- 3) Se recomienda el uso de aisladores, a pesar de tener un porcentaje mayor en costo en comparación con el convencional, ya que funciona positivamente ante cualquier evento sísmico. El porcentaje de diferencia es únicamente por cada aislador, que el costo de la estructura sola resulta menor al convencional.
- 4) Se debería dictar cursos electivos en la universidad Ricardo palma sobre el diseño, la aplicación en el software ETABS y la correcta utilización de la nueva norma E 0.31, ya que el uso de los aisladores en edificaciones es una tecnología que a lo largo de los años será más frecuente su utilización, siendo necesario tener en claro su correcto análisis.
- 5) Se recomienda que para obtener un comportamiento estructural beneficioso en las estructuras se debe diseñar previamente con los requisitos mínimos de la Norma E.030, y luego aplicar el sistema de aislación según la Norma E0.31 para cumplir los objetivos de límite de distorsión de entrepiso, así mismo podamos obtener una infraestructura que brinde altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto para la estructura como para sus contenidos en el interior,
- 6) Se recomienda tener en cuenta el uso de los aisladores en el proyecto inicial, ya que su instalación después de una construcción existente, resulta cara y complejo.

- 7) Se recomienda que después de cada evento sísmico de gran magnitud se realice una inspección adecuada con personal capacitado en sistemas con estructuras aisladas.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Aguayo A. (2019) *Funcionalidad Continua de Puentes con péndulos de Triple Fricción en la Costa del Perú*. Lima- Perú. Recuperado de http://laccei.org/LACCEI2019-MontegoBay/full_papers/FP416.pdf
- Aguiar R., Almazán J., Dechent P., & Suárez V. (2008) *Aisladores De Base Elastoméricos Y Fps* (Primera edición). Quito, Ecuador: CEINCI
- Aliaga & Vásquez (2015). *Análisis comparativo del diseño estructural aplicando la norma sismorresistente vigente y el proyecto de norma, para el proyecto Hospital UPAO en la ciudad de Trujillo*. (Tesis de Pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo-Perú.
- Arquñiva M. & Cabello C. (2017) *Análisis y diseño estructural comparativo con y sin aisladores sísmicos de una edificación de 8 niveles en el distrito de Tambo*. (Tesis de pregrado) Universidad Peruana de Los Andes. Huancayo-Perú.
- Arriagada, J. (2005). *Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos. (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. (Tesis de Pregrado) Universidad Austral de Chile. Valdivia-Chile.
- Bartolomé A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: PUCP
- Blanco A. (1994). *Generalidades. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Capítulo de Ingeniería Civil
- BRIDGESTONE (2018). *Seismic Isolator for Buildings*. Recuperado de http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/index.html
- Casabonne C. (2015) *Disipadores de energía técnicas de diseño sismo resistente*. Lima, Perú. Recuperado de <https://pavsargonauta.wordpress.com/2015/09/29/disipadores-de-energia-en-la-estructura-de-edificios/>
- Cervera J.(1993). *La teoría de diseño de estructuras. Diseño de estructuras de edificación*. Madrid, España: Departamento de Estructuras de Edificación Universidad Politécnica de Madrid
- Chopra A. (2000) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. USA: Pearson

- Constantinou M, Kalpakidis I, Filiatrault A., & Lay R.(2011) *LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. USA: MCEER
- Duarte T., Jiménez R. & Ruiz M. (2007). *Análisis económico de proyectos de inversión*. Pereira, Colombia. Recuperado de file:///C:/Users/Dania/Downloads/Dialnet-analisiseconomicodeproyectosdeinversion-4804214.pdf
- Dynamic Isolation Systems. (2017). *Base isolators*. Recuperado de <http://www.dis-inc.com/index.html>
- Fenz D.& Constantinou M. (2008). *Mechanical behavior of multi-spherical sliding bearings*. New York, USA: MCEER
- Gallegos C. (2018) *Comparación de los métodos de análisis sísmico tiempo historia elástico y modal espectral*. (Tesis de Pregrado) Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa – Perú.
- Genatios C.& Lafuente M. (2016) *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas, Venezuela: CAF- Banco de Desarrollo de América Latina
- Gonzales O. (2005) *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado* (Cuarta Edición), México: LIMUSA
- Gonzales R. & Tovar H. (2019) *Evaluación de estructura aislado y no aislada en el proyecto aulario PUCP y protocolo constructivo del sistema de aislación*. (Tesis de Pregrado) Universidad Ricardo Palma. Lima-Perú.
- Hibbeler, R. (2011). *Mecánica de Materiales* (Octava ed.) México: Pearson Educación.
- Jiménez D. (2017) *Identificación de la condijio de diafragma rigido o flexible a partir de instrumentación sísmica y modelación de losas tipo Shell o membrana en sistemas de resistencia lateral*. (Tesis de Pregrado) Universidad EAFIT. Medellín-Colombia.
- Korswagen P., Arias J., & Huaranga P. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. (Tesis de Pregrado) Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima-Perú.

- Kuroiwa J. (2002) *Reducción de desastre Viviendo en armonía con la naturaleza*. (Primera Edición) Lima, Perú: Cecosami
- Liñan R. & Carrazco D. (2015) *Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y con aislamiento sísmico en la base para un edificio de 5 pisos*. (Tesis de Pregrado) Universidad Privada de Trujillo. Trujillo-Perú.
- Llerena B. & Tito C. (2014) *Comparación en el análisis y diseño estructural de una edificación de siete niveles y un sótano con y sin la incorporación de aisladores sísmicos*. (Tesis de Pregrado) Universidad Católica de Santa María. Arequipa-Perú.
- Medina M. & Choque C. (2017) *Análisis, comportamiento y diseño en concreto armado de un edificio de 6 niveles con un sótano con aisladores elastomérico con núcleo de plomo*. (Tesis de Pregrado) Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. Arequipa- Perú.
- Norma ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. USA: American Society of Civil Engineers.
- Oviedo, R. (2019). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado* (Segunda ed.) Lima, Perú: Oviedo Ingeniería EIRL
- Pérez Z. & Vásquez O. (2016) *Diseño de aisladores sísmicos de base para edificio de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado*. (Tesis de Pregrado) Universidad Centroamericana. Managua-Nicaragua.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE-E020 Norma de Cargas*. Lima, Perú: ICG
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: ICG
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación NTE-E031 Aislamiento Sísmico*. Lima, Perú: ICG
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE-E060 Norma de Concreto Armado*. Lima, Perú: ICG
- Salinas E., Torres M. & Vallejos M. (2014) *Estudio comparativo técnico - económico sobre el uso de aislamiento sísmico en la base*. (Tesis de Pregrado) Universidad Nacional de Ingeniería. Managua- Nicaragua.

Sismica. (2017). *Soluciones y Sistemas Aislados*. Recuperado de <http://www.sismica.cl/>

Symans, M. (2003). *Seismic protective systems: seismic isolation*. Ponencia presentada en MBDSI 2003. University at Buffalo, USA. Recuperado de http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf

Velásquez H. & Fonten L., (2015). *Estudio Comparativo de un edificio aporticado de concreto armado utilizando las normas sísmicas de Ecuador y Venezuela*. (Tesis d Pregrado) Universidad Católica Andrés Bello. Caracas-Venezuela.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES		INDICADORES	METODOLOGIA	
				INDEPENDIENTE	DEPENDIENTE		Tipo	Nivel
GENERAL	¿Cuáles serán los resultados de la comparación técnica y económica de un sistema estructural dual frente a un sistema con aislador sísmico para un edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?	Mostrar mediante la comparación técnica y económica el resultado más favorable entre un sistema estructural dual y un sistema con aislador elástico con núcleo de plomo de un edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.	El sistema con aislador elástico con núcleo de plomo reduce su desplazamiento en un 74% frente a un edificio dual convencional en el distrito de Surquillo.	Aislador elástico con núcleo de plomo	Aislador sísmico	Aislador sísmico	Investigación aplicada: se determinó que el uso de aisladores elásticos con núcleo de plomo es una opción óptima y económica para el diseño de futuras construcciones en el distrito de Surquillo.	Descriptiva: Porque se realizó el análisis de las estructuras de manera independiente de las estructuras con y sin aislador elástico en el software (Etabs 2016.2.1). Explicativa: Porque se estudió las causas y efectos que ocasiona la aplicación de aisladores en una edificación en el distrito de Surquillo.
	¿De qué manera el análisis del aislador elástico con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?	Determinar cómo influye el aislador elástico con núcleo de plomo en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.	El aislador elástico con núcleo de plomo influye en el comportamiento sísmico ya que se obtiene resultado menores a la norma en el edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.	DEPENDIENTE	Metrado de cargas Fuerza Cortante Resultado de análisis Zonificación sísmica	Metrado de cargas Fuerza Cortante Resultado de análisis Zonificación sísmica	Población y muestra Población: La población estuvo constituida por los edificios multifamiliares con un sistema dual, con características similares en su estructura ubicadas en el distrito de Surquillo. Muestra: La muestra se consideró al edificio multifamiliar "Samiria" ubicado la Calle Samiria Lote 3 en el distrito de Surquillo – Lima.	Diseño Diseño experimental, se manipularon las variables independientes de forma que se logró comprobar la hipótesis planteada, y se estudió los efectos de estas sobre la variable dependiente.
	¿De qué manera el análisis del aislador elástico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo?	Determinar cómo influye el aislador elástico con núcleo de plomo en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo.	El aislador elástico con núcleo de plomo influye en la durabilidad y resistencia de la edificación en el distrito de Surquillo porque no va a presentar daños considerables ante la presencia del sismo.	Comparación técnica entre un sistema dual y un sistema con aislador elástico con núcleo de plomo	Características estructurales Precio de aislador Presupuesto de sistema estructural dual	Características estructurales Precio de aislador Presupuesto de sistema estructural dual	PROCEDIMIENTO La información obtenida se presentó en tablas técnicas (desplazamiento, aceleraciones, derivas, fuerzas cortantes y periodos) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de las estructuras con y sin aislador sísmico	INSTRUMENTOS Documental: Se obtuvo la información de fuentes bibliográficas éstas fueron libros, manuales, artículos especializados y páginas web de internet. Técnica: Se usó el software Etabs 2016.2.1 para la modelación de la estructura dual convencional y la estructura aportada con aisladores sísmicos. Los resultados sirvieron para determinar la comparación técnica y económica
ESPECÍFICO	¿De qué manera el sistema dual convencional influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo?	Determinar como el sistema dual convencional influye en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar en el distrito de Surquillo.	El sistema estructural dual influye en el comportamiento sísmico del edificio teniendo una fuerza cortante de 76% mayor en comparación a un sistema con aislador elástico con núcleo de plomo en el distrito de Surquillo.	Comparación económica entre un sistema dual y un sistema con aislador elástico con núcleo de plomo	Presupuesto de sistema con núcleo de plomo	Presupuesto de sistema con núcleo de plomo	La información obtenida se presentó en tablas técnicas (desplazamiento, aceleraciones, derivas, fuerzas cortantes y periodos) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de las estructuras con y sin aislador sísmico	Documental: Se obtuvo la información de fuentes bibliográficas éstas fueron libros, manuales, artículos especializados y páginas web de internet. Técnica: Se usó el software Etabs 2016.2.1 para la modelación de la estructura dual convencional y la estructura aportada con aisladores sísmicos. Los resultados sirvieron para determinar la comparación técnica y económica
	¿Cuál será la diferencia de costo de la estructura con aislador elástico con núcleo de plomo en comparación con la estructura dual convencional?	Determinar el costo de la estructura con aislador elástico con núcleo de plomo en comparación con la estructura dual convencional.	El costo de la estructura con aislador elástico con núcleo de plomo será mayor en comparación con la estructura dual convencional.	Comparación económica entre un sistema dual y un sistema con aislador elástico con núcleo de plomo	Presupuesto de sistema con núcleo de plomo	Presupuesto de sistema con núcleo de plomo	Presupuesto de sistema con núcleo de plomo	La información obtenida se presentó en tablas técnicas (desplazamiento, aceleraciones, derivas, fuerzas cortantes y periodos) y económicas que sirvieron para el análisis comparativo de las estructuras con y sin aislador sísmico

Anexo 2: Catalogo Brigstone 2018

Lead Rubber Bearing (LRB)

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan
MVBR-0517
Acquired in December 2014

Product Dimension

Characteristics		Sectional View	
Physical Dimensions	Outer diameter	: D_o (mm)	Integrated Type Flange
	Lead plug diameter	: D_i (mm)	
	Number of inner diameter	: $A_i \times 10^3$ (mm ²)	Assembled Type Flange
	Effective plane area	: b_i (mm)	
	Thickness of one rubber layer	: n	
	Number of rubber layers	: $H = n \cdot t_r$ (mm)	
	First shape factor $S_1 = (D_o) / (4 \cdot b_i)$		
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \cdot t_r)$		
	Diameter of flange	: D_f (mm)	
	Thickness of flange: edge/center	: t_e / t_c (mm)	
	Connecting bolt PCD	: PCD (mm)	
	Diameter of connecting bolt hole \times qty	: d_b (mm) \times qty	
	Bolt size (assumption)	: $M (d_b - 3)$	
	Thickness of each reinforced steel plate	: t_s (mm)	
	Total height	: H_t (mm)	
	Total weight 1 [kN] = 1/9.80665 [tonf]		

Rubber Material

Notation of rubber kind (standard temperature 20°C standard strain $\gamma = 100\%$)

Compound name	Rubber code	Shear modulus G_{90} [N/mm ²]
G4	G0.4	0.385

Composition of rubber materials (weight ratio %)

Rubber code	Natural rubber Synthetic rubber	Filler, Reinforcement agent	Vulcanization agent and others
Inner rubber (G0.4)	60 and above	10 and above	25 and below
Cover rubber	40 and above	15 and above	40 and below

Properties of rubber materials

Item	Tensile strength [N/mm ²]	Elongation at Break [%]	Hardness (JIS A)	100% modulus [N/mm ²]	Young's modulus E [N/mm ²]	Bulk modulus E _v [N/mm ²]	Correction factor for apparent Young's modulus according to hardness, k
Test Standard	JIS K6251	JIS K6251	JIS K6253	JIS K6251	-	-	-
Inner rubber	17 and above	600 and above	37 \pm 5	0.8 \pm 0.2	2.20	1176	0.85
Cover rubber	12 and above	600 and above	-	-	-	-	-

Steel Material

Steel material for each part

Part	Material
Reinforced steel plate	SS400 (JIS G 3101)
Flange ^{*1,*2}	SS400 (JIS G 3101)
Connecting plate ^{*1}	SS400 (JIS G 3101)
Lead plug	Pb (JIS H 2105 special)

*1: Optionally SM490A (JIS G 3106).

*2: Optionally special thickness other than standard thickness.

Anti-rust treatment of flange

Preparation	Remove rust up to blasting quality of SSPC-SP-10 (SIS Sa 2 1/2)
Primer	Zinc-rich paint 75 μ m \times 1 coat
Middle coat	Epoxy resin paint 60 μ m \times 1 coat
Finishing	Epoxy resin paint 35 μ m \times 1 coat
Total film thickness	170 μ m and above

*1: Standard color is gray.

*2: Other kinds of anti-rust treatment are also available. Please contact us for more details.

Precautions

- Due to the lead plug embedded in the center of the laminated rubber body, special treatment is required in case the laminated rubber bearing is to be treated as industrial waste, depending on country. Please confirm with the country's regulation.
- For mid-storey isolation, fire resistant cover is necessary. Please check with fire resistant cover manufacturer who are listed in the JSSI manufacturer list for more details. (http://www.jssi.or.jp/business/kigyuu_detail/to-si-base.htm)

Shear Properties

Equivalent shear stiffness K_{eq} , equivalent damping ratio H_{eq} , initial stiffness K_1 , post-yield stiffness K_2 , characteristic strength Q_d

Shear properties of LRB is dependent on shear strain amplitude.

The shear strain dependency of each property is expressed by the following equations.

Post-yield stiffness : $K_2 = K_1 = C_{sd} \cdot (K_1 + K_2)$

Shear stiffness of laminated rubber : $K_1 = G_r \cdot A_r / H$

Additional shear stiffness by lead plug : $K_2 = \alpha_p \cdot A_p / H$

Where, C_{sd} : post-yield stiffness correction factor due to strain dependency
 G_r : shear modulus of rubber 0.385N/mm²
 γ : shear strain
 α_p : apparent shear modulus of lead 0.583N/mm²

$$C_{sd} = \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.42} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.05} & [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases}$$

Characteristics strength : $Q_d = C_{sd} \cdot \sigma_{pb} \cdot A_p$

Where, C_{sd} : characteristic strength correction factor due to strain dependency
 σ_{pb} : Shear stress at yield of lead 7.967N/mm²

$$C_{sd} = \begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \gamma^{0.16} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$

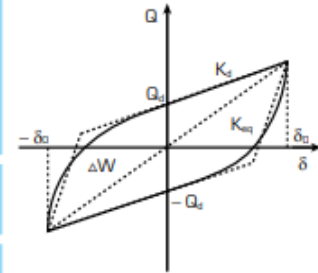
Initial stiffness : $K_1 = \beta \cdot K_2$

Where, β : Ratio of initial stiffness to post-yield stiffness which is between 10~15. (recommended value: 13)

Equivalent shear stiffness K_{eq} Equivalent damping ratio H_{eq}

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma \cdot H} + K_1$$

$$H_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Q_d \left(\gamma \cdot H - \frac{Q_d}{(\beta - 1)K_1} \right)}{K_1 \cdot (\gamma \cdot H)^2}$$



Temperature dependency

Each shear properties shall be corrected to the value at standard temperature of 20°C by the following equations (Applicable range: $-20 \leq T \leq 40^\circ\text{C}$) (T: Temperature during inspection)

Temperature correction equation : $K_1 (T^\circ\text{C}) = K_1 [\text{standard value at } 20^\circ\text{C}] \times (1.052 - 2.955 \times 10^{-3} \cdot T + 1.895 \times 10^{-5} \cdot T^2)$
 $Q_d (T^\circ\text{C}) = Q_d [\text{standard value at } 20^\circ\text{C}] \times (1.192 - 1.017 \times 10^{-2} \cdot T + 2.722 \times 10^{-5} \cdot T^2)$

Standard value of temperature dependency Standard temperature (20°C)^{*1}

Properties values	-10°C	0°C	30°C	40°C
Post-yield stiffness K_2	+10%	+6%	-3%	-5%
Characteristic strength Q_d	+36%	+23%	-11%	-21%

*1 : The standard value takes into account the variation of 20% to the value obtained by the temperature correction equation.

Performance variation

The rate of change of main causes (manufacturing variation, aging, temperature change) which affect shear properties as shown below.

Rubber materials	G0.4		
Properties	Post-yield stiffness K_2	Characteristic strength Q_d	
Manufacturing variation ^{*2}	Within $\pm 10\%$	Within $\pm 10\%$	
Aging ^{*3}	Within $\pm 10\%$	-	
Ambient temperature variation 20°C \pm 20°C	(+) side	Within +6%	Within +23%
	(-) side	Within -5%	Within -21%
Total	(+) side	Within +26%	Within +33%
	(-) side	Within -15%	Within -31%

*2 : The variation of each product (standard value) shall be within $\pm 20\%$ and variation of total units of products per project (total of standard values) shall be within $\pm 10\%$.

If total units per project are less than 8 units, variation of total units of products per project (total of standard values) shall be within $\pm 15\%$.

*3 : Predicted rate of change after 60 years at 20°C standard temperature. (20% variation is considered in the rate of change)

*4 : Above list shows the combination example.

Compressive Properties

Compressive stiffness K_c

Compressive stiffness K_c is determined by the following equation.

$$K_c = \alpha_c \cdot E_c \cdot \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_2^2)}{1+E(1+2\kappa S_2^2)/E_c} \quad A : \text{Laminated rubber plane area} \quad A_e : \text{Effective plane area} \quad A_p : \text{Lead plug plane area}$$

$$A = A_e + A_p \quad \alpha_c : \text{Young's modulus correction factor} = 1.23$$

Ultimate compressive stress (refer the figure on the right)

Critical stress σ_c at zero shear strain is determined by the following equation.

$$\sigma_c = \frac{\pi}{4} \cdot 1.26 \cdot \alpha_c \cdot (G_{eq} \cdot E_c)^{0.5} \cdot S_2$$

However, $E_c = E \{ 1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_2^2 \} / \{ 1 + E \{ 1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_2^2 \} / E_c \}$

α_c : Correction factor based on S_2 determined from our test data

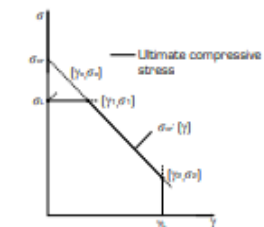
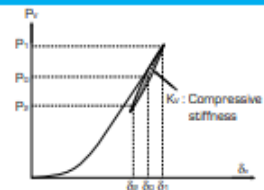
If $S_2 \geq 5$: $\alpha_c = 1$, if $S_2 < 5$: $\alpha_c = 0.25 \cdot (S_2 - 5) + 1$

Ultimate compressive stress at any shear strain $\sigma_c(\gamma)$ is determined by σ_c by the following equation.

$$\sigma_c(\gamma) = \sigma_c \cdot \left(1 - 0.9 \frac{\gamma}{S_2} \right)$$

The ultimate compressive stress shall not exceed the upper limit σ_{c1} determined as below and the strain region corresponding to the ultimate strain γ_c at 0 compressive stress.

$$\sigma_{c1} = 60 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \gamma_c = \min \{ 400\%, S_2 \times 100\% \}$$



Certification number MVBR-0517

Code

Compound name	Rubber code	Shear modulus [N/mm ²]
G4	GD4D	0.385

● LH Series (Total Rubber Thickness 20cm)

Characteristics		LH060G4										LH065G4											
		E	D	C	B	A	G	H	I	J	E	D	C	B	A	G	H	I	J				
Physical Dimensions	Outer diameter (mm)	600										650											
	Lead plug diameter (mm)	80	90	100	110	120	130	140	150	160	90	100	110	120	130	140	150	160	170				
	Effective plane area (×10 ² mm ²)	2777	2764	2749	2732	2714	2695	2673	2651	2626	3255	3240	3223	3205	3186	3164	3142	3117	3091				
	Thickness of one rubber layer (mm)	4.0										4.4											
	Number of rubber layers (-)	50										45											
	Total rubber thickness (mm)	200										198											
	First shape factor (-)	375										36.9											
	Second shape factor (-)	3.00										3.28											
	Diameter of flange (mm)	900										950											
	Thickness of flange*1 (edge/center) (mm)	22/28										22/28											
	Connecting bolt PCD (mm)	775										825											
	Diameter of connecting bolt hole × qty (mm)	∅ 33 × 12										∅ 33 × 12											
	Bolt size (assumption) (-)	M30										M30											
	Thickness of each reinforced steel plate (mm)	3.1										3.1											
	Total height (mm)	407.9										390.4											
	Total weight (tonf)	0.67	0.68	0.68	0.69	0.69	0.70	0.70	0.71	0.71	0.74	0.74	0.74	0.75	0.75	0.76	0.77	0.77	0.78				
Total weight (kN)	6.6	6.6	6.7	6.7	6.8	6.8	6.9	6.9	7.0	7.2	7.2	7.3	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.6					
Compression Properties	Critical stress (N/mm ²)	24										30											
	Ultimate compressive stress (N/mm ²)	σ _c when γ = 0		(0.00,24)										(0.00,30)									
		[γ _c , σ _c]		(0.00,24)										(0.00,30)									
		[γ _c , σ _c]		(3.00,2)										(3.28,3)									
	Compressive stiffness (×10 ³ kN/m)	1670										1970											
	Nominal long term compressive stress (N/mm ²)	6.0										7.3											
	Nominal long term column load (kN)	1670	1660	1650	1640	1630	1620	1600	1590	1580	2370	2360	2350	2330	2320	2300	2290	2270	2250				
Allowable tensile stress (γ = 100%) (N/mm ²)	1.0										1.0												
Shear Properties (γ = 100%)	Initial stiffness (×10 ³ kN/m)	714	716	718	720	722	725	727	730	733	8.47	8.49	8.51	8.53	8.56	8.59	8.62	8.65	8.68				
	Post yield stiffness (γ = 100%) (×10 ³ kN/m)	0.549	0.551	0.552	0.554	0.555	0.557	0.560	0.562	0.564	0.652	0.653	0.655	0.657	0.658	0.661	0.663	0.665	0.668				
	Characteristic Strength (kN)	40.0	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	181				
	Equivalent shear stiffness (×10 ³ kN/m)	0.749	0.804	0.865	0.932	1.01	1.09	1.17	1.27	1.37	0.908	0.969	1.04	1.11	1.19	1.28	1.37	1.47	1.58				
	Equivalent damping ratio (-)	0.165	0.193	0.219	0.244	0.266	0.285	0.302	0.317	0.329	0.174	0.199	0.223	0.246	0.266	0.284	0.300	0.314	0.326				

*1 Special thickness for flange is available. Please refer to the table on page 29 for more details.

Anexo 3: Diseño de Aislador

Diseño del Aislador con Nucleo de Plomo					
Datos iniciales del proveedor:					
$G=$	39.259	ton/m ²	$G:$	Módulo de corte del caucho	
$K=$	119918.626	ton/m ²	$K:$	Módulo volumetrico del caucho natural	
$\sigma_y=$	812.408	kg/cm ²	$\tau_{py}:$	Esfuerzo del corte del nucleo de plomo	
$t1=$	0.4	cm	$t1:$	Espesor del caucho para $d=60$ cm	
$t2=$	0.54	cm	$t2:$	Espesor del caucho para $d=80$ cm	
$Tr=$	20.00	cm	$Tr:$	Altura de aislador	
$Cv1=$	40.00	ton.s/m	$Cv1:$	Amortiguamiento vertical o Effective Damping $d=60$ cm	
$Cv2=$	50.00	ton.s/m	$Cv2:$	Amortiguamiento vertical o Effective Damping $d=80$ cm	
Datos asumidos para diseño:					
$\beta=$	15%		$\beta:$	Amortiguamiento del aislador	
$\beta M=$	1.35		$\beta M:$	Factor Bm (Tabla)	
Datos iniciales del proyecto:					
$F_y=$	4200	kg/cm ²	$F_y:$	Resistencia del acero	
$f'c=$	210	kg/cm ²	$f'c:$	Resistencia del concreto	
$Z=$	0.45		$Z:$	Zona Sismica , $Z=4$	
$U=$	1		$U:$	Factor de uso e importancia	
$C_{diseño}=$	0.498		$C:$	Factor de amplificacion sismica	
$S=$	1		$F:$	Factor de suelo S1	
$R=$	1		$R:$	Coeficiente de reduccion	
$g=$	9.81		$g:$	Gravedad	

	ECUACION	BLOQUE 1		BLOQUE 2	
		LRB1	LRB2	LRB1	LRB2
Cantidad de aisladores (N)[und]		22	4	32	4
Ancho(b) [cm]		9.00		15.50	
Largo(d) [cm]		20.00		22.15	
Centro de masa en X [m]		9.84		12.84	
Centro de masa en Y [m]		30.69		11.05	
Distancias horizontales entre el centro de masa del sistema aislado y el aislador,		9.09		8.34	
masa del sistema aislado y el aislador, $y1$ [m]		4.24		10.80	
Periodo objetivo de diseño(Td) [s]		2.50		2.50	
Ordenada del espectro elastico (Sa) [m/s ²]	$S_{aM} = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$	2.20			
Distancia entre centro de rigidez de la superestructura y el aislador (y) [m]	$y = y_{CM} - y_{aislador}$	4.33		0.25	
Excentricidad X(E. accidental) [m]	$E_{x-x} = 0.05 \times b$	1.00		1.11	
Excentricidad Y [m]	$E_{y-y} = 0.05 \times d$	0.45		0.78	
DesplazamientoMaximo de la estructura aislada(D _M) [m]	$D_M = \frac{S_{AM} \cdot T_M^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M}$	0.26		0.26	
Desplazamiento total de la estructura aislada(D _{TM})	$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \times \left(\frac{12 \times e}{b^2 + d^2} \right) \right]$	0.2822		0.2589	
		28.2246		25.8941	
Razon entre periodo traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el periodo(P _T) [und]	$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y_i^2)}{N}}$	1.07		1.02	
Radio de giro del sistema de aislamiento(ra) [m]	$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{(b^2 + d^2)}$	1.83		2.25	

Propiedades geométricas de los aisladores sísmicos				
ECUACION	BLOQUE 1 Y BLOQUE 2			
	LRB1	LRB2	LRB1	LRB2
Peso máximo de columna [ton]	160.25	111.97	201.37	150.85
Sección para aisladores	60x60		80x80	
Diametro exterior del aislador (De) [cm]	60		80	
Diametro del nucleo de plomo (Di) [cm]	$D_i = \frac{D_e}{5}$		12.00	16.00
Area transversal del aislador [cm ²]	$A = \pi \frac{D_e^2}{4}$		2827.43	5026.55
Numero de capas de caucho	#capas caucho = $\frac{Tr}{t}$		50.00	37.0
Numero de capas de acero	#capas acero = capas caucho - 1		49.00	36.0

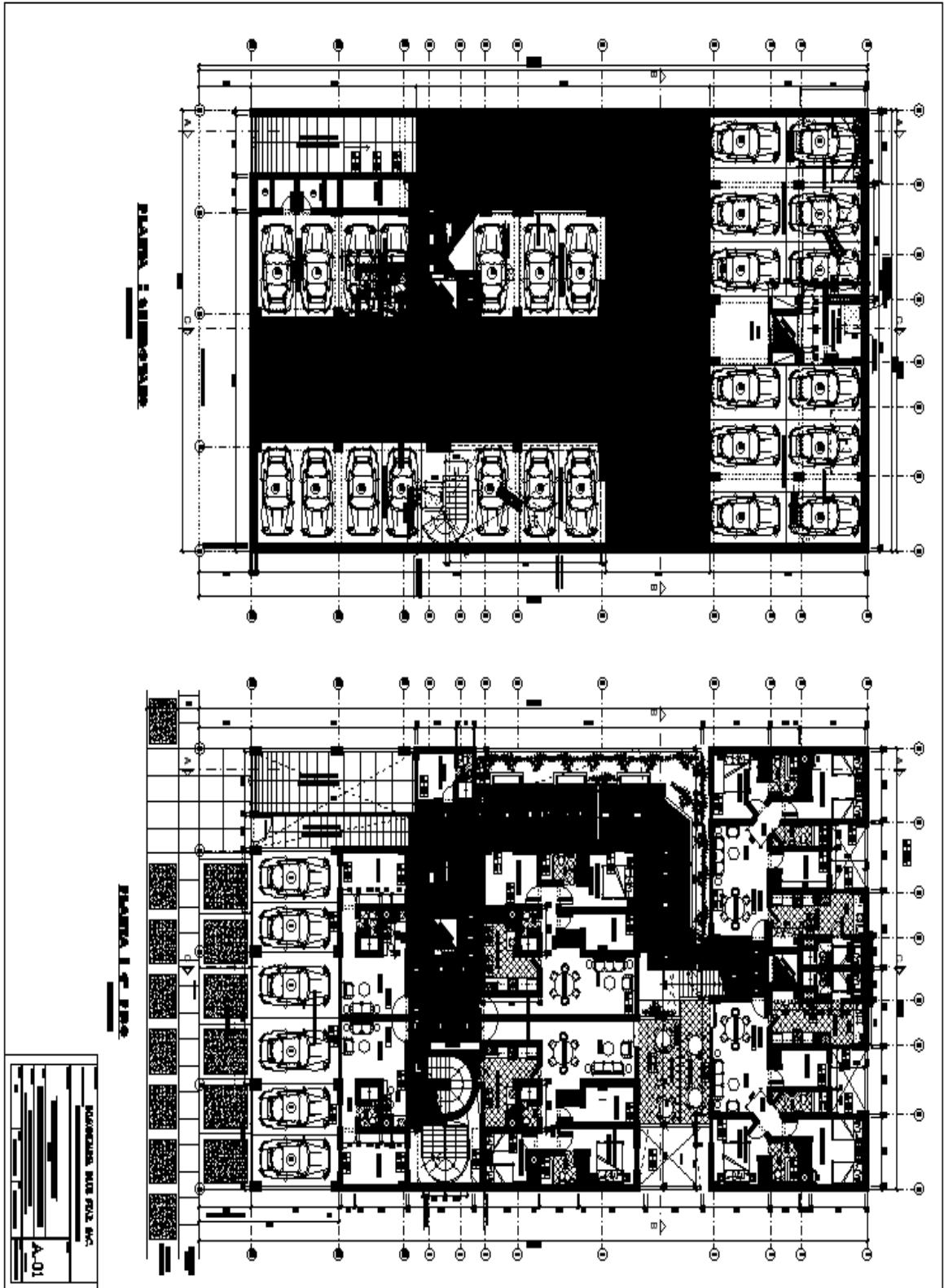
Propiedades dinámicas de los aisladores				
ECUACION	BLOQUE 1 Y BLOQUE 2			
	LRB1	LRB2		
Rigidez Post- Fluencia (Kd) [ton/m]	$K_d = \frac{G \times A_e}{h_c}$		53.281	94.722
Area en planta del caucho [m ²]	$A_e = \pi \times r_{aislador}^2 - \pi \times r_{plomo}^2$		0.271	0.483
Rigidez Inicial (Ke) [ton/m]	$K_e = 10 \times K_d$		532.81	947.22
Fuerza de Histeresis de Plomo(Qd)[ton]	$Q_d = \sigma_y \times A_p$		9.188	16.334

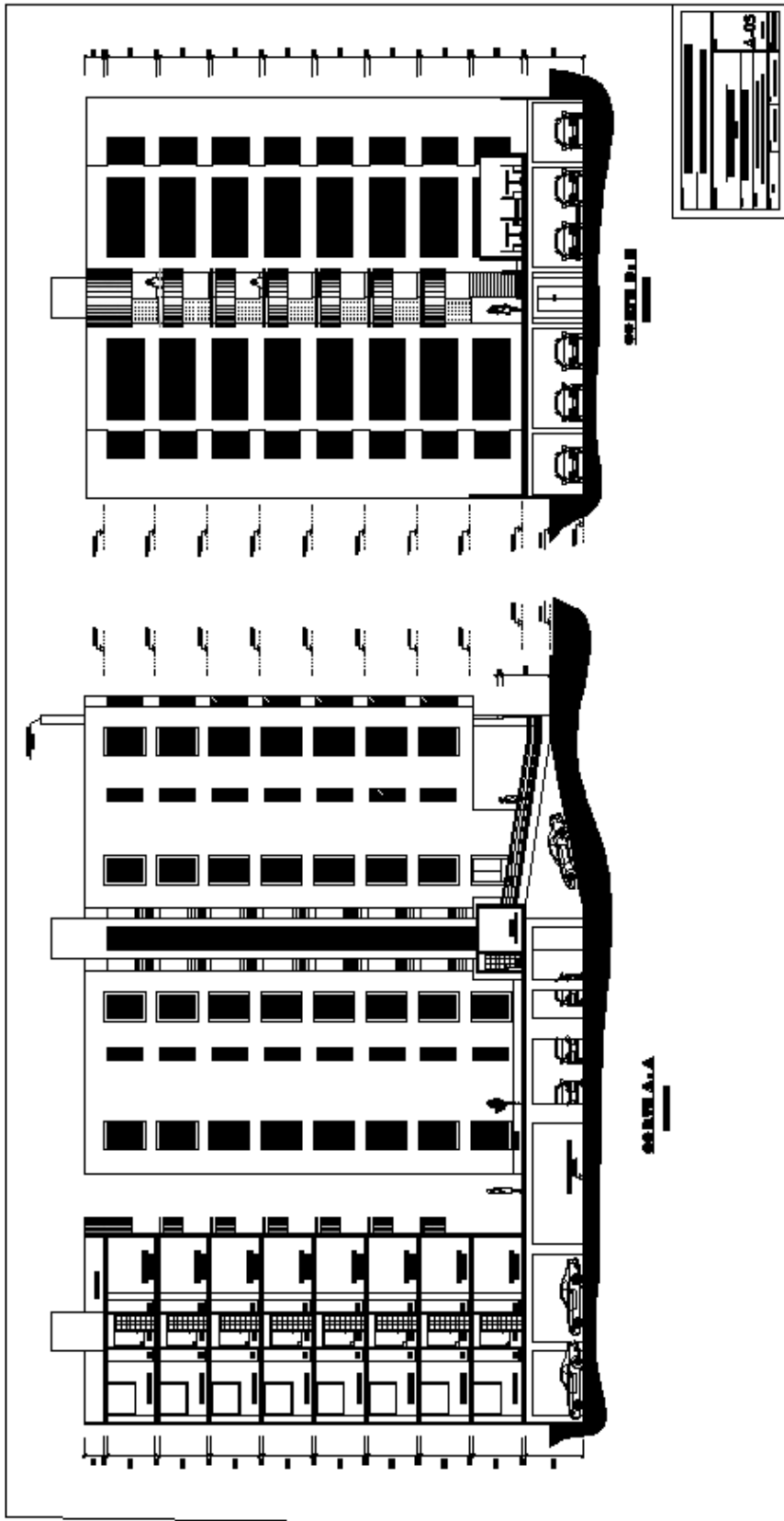
Fuerza de Fluencia del aislador				
ECUACION	BLOQUE 1 Y BLOQUE 2			
	LRB1	LRB2		
Fuerza de Fluencia del aislador (Fy)[ton]	$F_y = \frac{Q_d \times K_e}{D_y}$		10.21	18.15
Desplazamiento de Fluencia del Aislador (Dy)[m]	$D_y = \frac{F_y}{K_e}$		0.019	0.019
Rigidez Efectiva (Keff)[ton/m]	$K_{eff} = \frac{ F^+ + F^- }{ \Delta^+ + \Delta^- }$ $K_{eff} = \frac{Q_d + (K_d \times D_M)}{D_M}$		88.92	158.08
Energía disipada por ciclo (EDC)[ton.m]	$EDC = 4 \times Q_d \times (D_M - D_y)$		8.77	15.59
Amortiguamiento Efectivo Beff [%]	$B_{eff} = \frac{1}{2\pi} \times \left(\frac{EDC}{K_{eff} \times D_M^2} \right)$		23.62	23.62
Coficiente de amortiguamiento Horizontal C [ton.s/m]	$C = \frac{EDC \times T_d}{2\pi^2 \times D_M^2}$		52.51	93.34
Rigidez Vertical del Aislador Kv [ton/m]	$K_v = \frac{E_v \times A_n}{N \times t}$		120873.50	213504.89
Modulo de Rigidez Vertical del aislador (Ev)[ton/m ²]	$E_v = \frac{1}{\frac{1}{E_c} + \frac{1}{K}}$		89063.03	88490.52
Modulo de Compresion donde k=0.85 de acuerdo al modulo de Corte(Ec)[ton/m ²]	$E_c = E_0 \times (1 + 2KS^2)$		346138.75	337648.73
Modulo Elastico del aislador donde f= 4. Norma E 0.31 (Eo) [ton/m ²]	$E_0 = f \times G$		157.04	
Factor forma del aislador S [und]	$S = \frac{\pi}{4} \times \frac{(D_e^2 - D_p^2)}{\pi \times D_e \times t_1}$		36.00	35.56

Verificación de la Estabilidad de los aisladores Elastomericos					
	ECUACION	MODULO 1		MODULO 3	
		LRB1	LRB2	LRB1	LRB2
Capacidad de Volteo [m2]	$AR = A_A \times 2 \times \left[D_e^2 \times \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} - D_{TM} \times \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right) \right]$	0.03	0.28	0.04	0.28
Peso Critico Pt [ton]	$P_T = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times G \times S \times \frac{D_e}{N \times t} \times A_r$	320.27	16319.34	271.63	16319.34

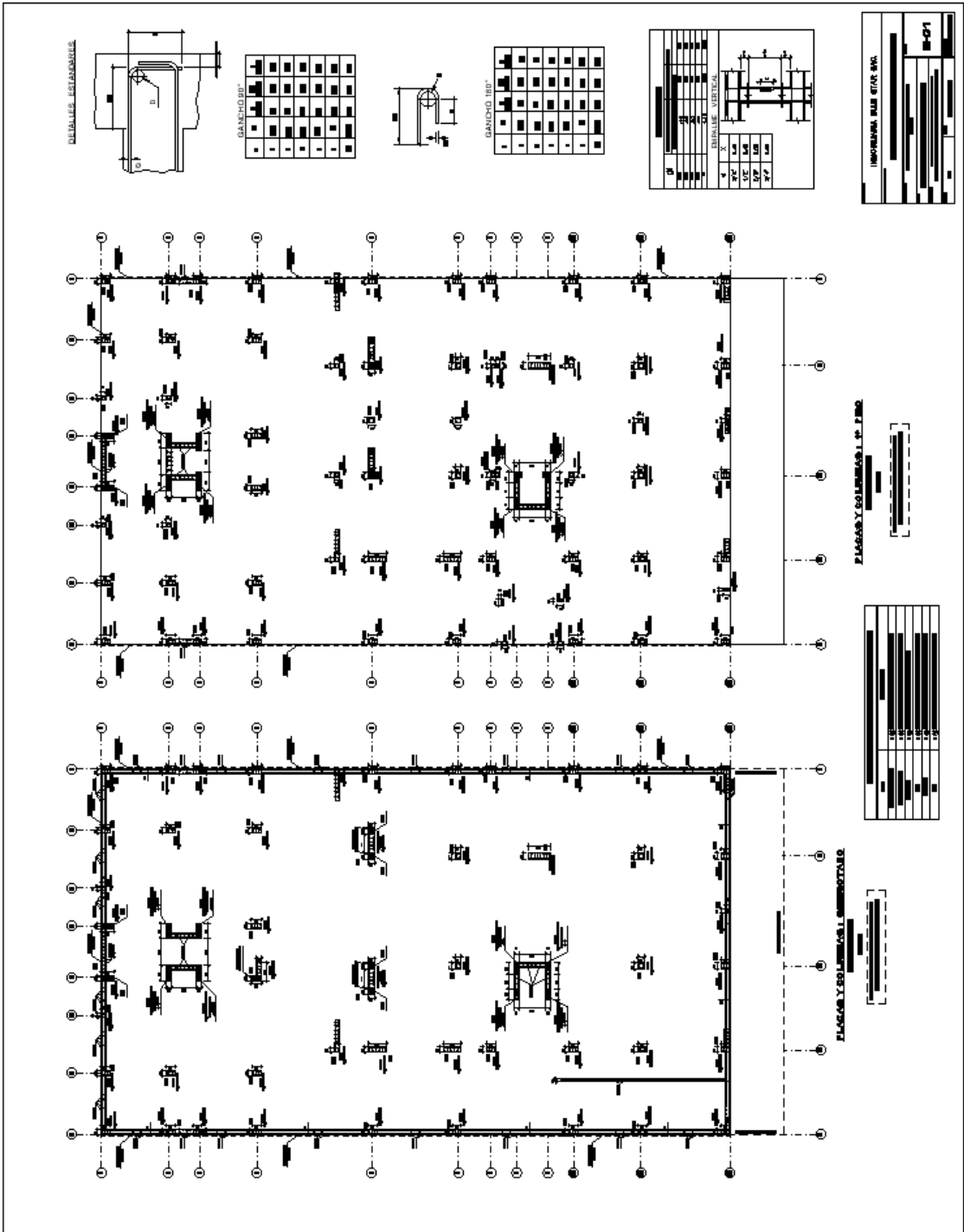
Deformacion por corte					
Deformacion por corte debido a la deformacion	$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2.5$	1.411		1.295	
		ok		ok	
Deformacion por corte debido a la compresion	$\gamma_C = \frac{6 \times P \times S}{E_C \times A_R}$	3.342	0.249	3.404	0.335
Deformacion por corte debido a la deformacion anular	$\gamma_\theta = \frac{0.375 \times D_e^2 \times \theta}{t_r \times H_r} \quad \theta \geq 0.003 \text{ en radianes}$	0.506	0.667	0.506	0.667
Deformacion por corte Total	$\gamma_D + \gamma_C + 0.5\gamma_\theta \leq 6$	5.01	1.99	4.95	1.96

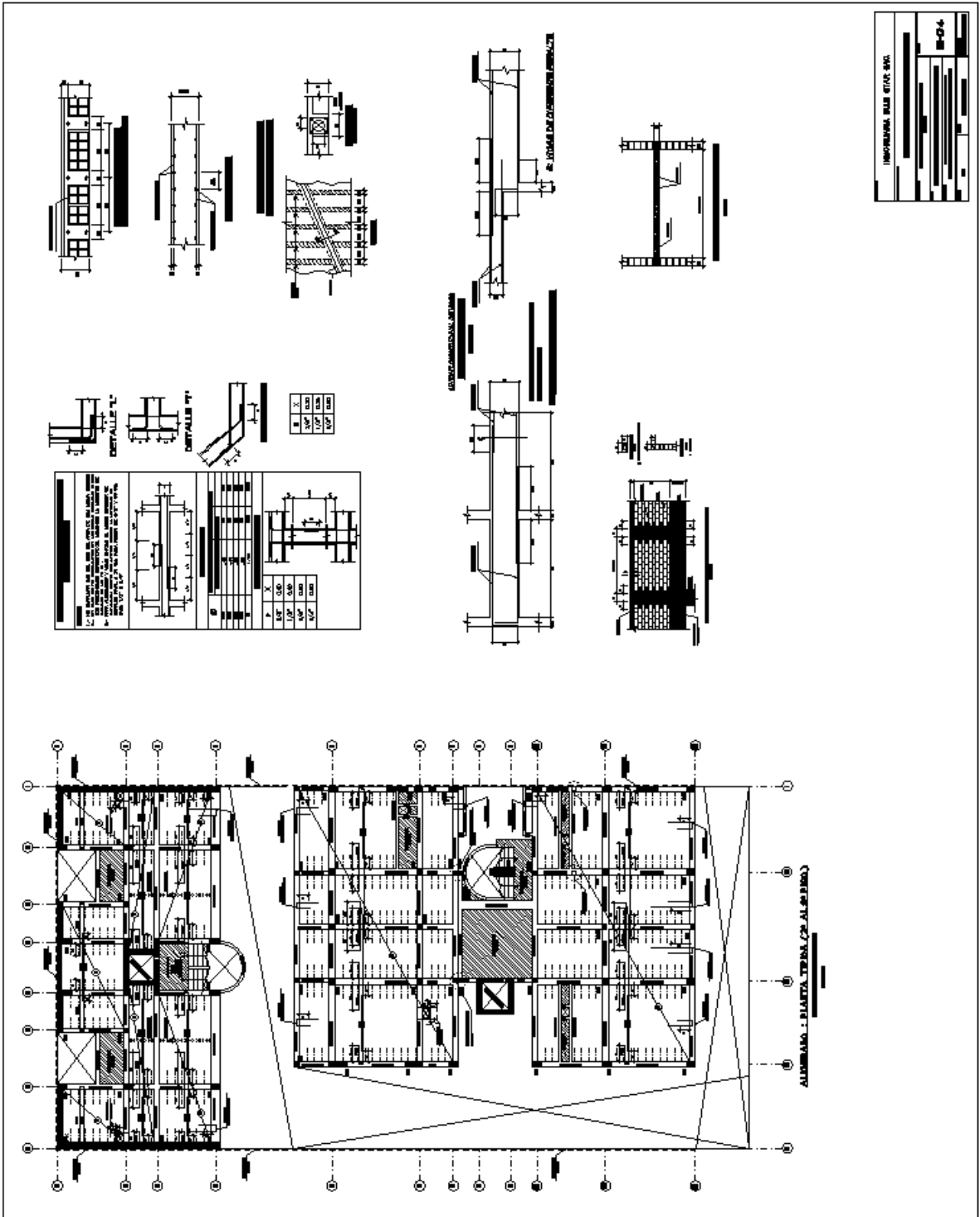
Anexo 4: Planos arquitectónicos





Anexo 5: Planos estructurales





INSTRUMEN BUKU KIRI KANAN

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10