

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE HOSPITAL CON
AISLADORES SÍSMICOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORAS:

Criss Talita Zanelli Flores

Patricia Mercedes Paredes Salas

ASESOR:

Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, setiembre, 2019

RESUMEN

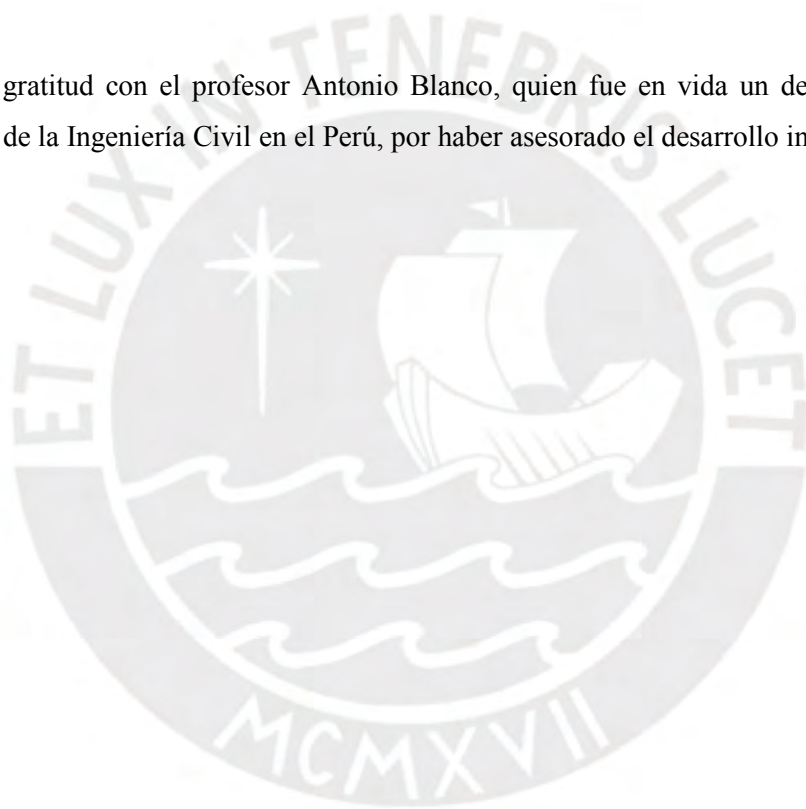
La construcción de edificios aislados es cada vez más importante en países sísmicos dado que el sistema de aislamiento protege a la estructura de los efectos de un sismo mediante la separación de la base con el movimiento del suelo. El daño se logra controlar por medio de la restricción de desplazamientos relativos de entrepiso y de aceleraciones de piso. La mayoría de casos de aplicación corresponden a edificios esenciales; es decir, aquellos cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de un sismo. Según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, las edificaciones esenciales tales como hospitales, y que se ubican dentro de las zonas sísmicas tres y cuatro, deben ser construidas con aislamiento sísmico conforme a los lineamientos de la Norma E.031 “Aislamiento Sísmico”. En consecuencia, el objetivo de esta tesis es elaborar el diseño estructural de un pabellón de hospital de cuatro pisos con aisladores sísmicos ubicado en la costa de Lima de acuerdo a la normativa peruana. Para ello se plantean tres objetivos específicos: diseñar las propiedades de los dispositivos en el sistema de aislamiento, evaluar la respuesta del edificio ante un sismo extremo (2500 años de periodo de retorno) y desarrollar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales. La metodología consistió, en primer lugar, en una revisión de la base teórica del aislamiento sísmico donde se estudió el comportamiento dinámico de los edificios de base aislada. Además, se investigó los principales tipos de dispositivos de aislamiento y se describió la modelación tridimensional del sistema de aislamiento. En segundo lugar, se inició el diseño del edificio de base aislada a partir de la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales. Luego, se pre diseñaron las propiedades de los dispositivos del sistema de aislamiento con un análisis lineal espectral. El diseño definitivo de las propiedades de los dispositivos se realizó a través de un análisis dinámico no lineal Tiempo Historia donde se calcularon las máximas respuestas del edificio en términos de derivas, aceleraciones y fuerzas. Por último, se desarrolló el diseño en concreto armado de los elementos estructurales y sus correspondientes planos. Los resultados indicaron que el edificio tendría daño leve en los elementos estructurales y no estructurales luego del sismo extremo.

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestro agradecimiento a Dios por iluminar nuestros caminos y a nuestras familias por el apoyo incondicional que nos han brindado en nuestra formación profesional.

Nuestro sincero agradecimiento al profesor Alejandro Muñoz, por compartir sus conocimientos y dedicar horas de enseñanza para el desarrollo de esta tesis. Sus clases motivaron nuestro interés en el diseño de edificios con protección sísmica.

Especial gratitud con el profesor Antonio Blanco, quien fue en vida un destacado profesor y referente de la Ingeniería Civil en el Perú, por haber asesorado el desarrollo inicial de esta tesis.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. METODOLOGÍA.....	2
1.4. ALCANCE	3
CAPÍTULO 2: BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO	4
2.1. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO AISLADO.....	4
2.2. PRINCIPALES TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO	5
2.2.1. Aisladores elastoméricos.....	5
2.2.2. Comportamiento constitutivo de los dispositivos elastoméricos.....	8
2.2.3. Aisladores deslizantes	8
2.2.4. Comportamiento constitutivo de los dispositivos deslizadores.....	12
2.3. MODELOS ELÁSTICOS DE UN EDIFICIO AISLADO	13
2.3.1. Modelo elástico de 1 grado de libertad	14
2.3.2. Modelo elástico de 2 grados de libertad	15
2.4. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	20
2.4.1. Modelación del comportamiento elástico efectivo del sistema de aislamiento.....	20
2.4.2. Modelación del comportamiento inelástico del sistema de aislamiento.....	22
2.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	22
2.5.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.....	22
2.5.2. Análisis dinámico modal espectral.....	23
2.5.3. Análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia.....	24
2.6. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN EDIFICIO AISLADO	25
CAPÍTULO 3: DISEÑO DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO	27
3.1. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO	27
3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	28
3.2.1. Estructuración.....	28
3.2.2. Predimensionamiento	29
3.3. PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	31
3.3.1. Prediseño usando las propiedades lineales.....	31
3.3.2. Modelo tridimensional del edificio aislado	34
3.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	39
3.4.1. Cálculo de propiedades no lineales	39

3.4.2. Modificación de las propiedades no lineales.....	45
3.4.3. Análisis no lineal Tiempo – Historia.....	48
3.4.4. Propiedades lineales efectivas.....	60
3.4.5. Consideraciones para el diseño en concreto armado.....	64
3.5. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	74
3.5.1. Consideraciones generales del diseño.....	74
3.5.2. Diseño de losas macizas.....	75
3.5.3. Diseño de escaleras.....	79
3.5.4. Diseño de vigas.....	80
3.5.5. Diseño de columnas.....	88
3.5.6. Diseño de muros de contención.....	97
3.5.7. Diseño de la cimentación.....	103
CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES.....	109
BIBLIOGRAFÍA.....	112



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Principios del aislamiento sísmico [10]	4
Figura 2.2: Comparación de respuesta sísmica en la azotea de un (a) edificio de base fija y un (b) edificio de base aislada [9].....	5
Figura 2.3: Principales componentes de los aisladores elastoméricos [11].....	6
Figura 2.4: Curvas histeréticas de los aisladores elastoméricos. [12]	6
Figura 2.5: Componentes del aislador elastomérico de bajo amortiguamiento [13]	7
Figura 2.6: Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos [14]	8
Figura 2.7: Principales componentes de los deslizadores planos [13].....	9
Figura 2.8: Esquema del dispositivo de péndulo simple [14].....	10
Figura 2.9: Esquema de la (a) posición desplazada y del (b) Diagrama de Cuerpo Libre del deslizador o cojinete de un dispositivo de péndulo simple [14].....	10
Figura 2.10: Componentes de un aislador deslizante de péndulo doble [15]	11
Figura 2.11: Aislador deslizante de péndulo triple [16]	11
Figura 2.12: Sección transversal del aislador deslizante de péndulo triple en su (a) posición central y en su (b) posición desplazada [17].....	11
Figura 2.13: Modelo bilineal de un dispositivo FPS [14].....	12
Figura 2.14: Modelo bilineal de un deslizador plano [11]	13
Figura 2.15: Modelo de 1 GDL de un edificio aislado [18]	14
Figura 2.16: Modelo de 2 GDL de un edificio aislado [18]	15
Figura 2.17: Modos de vibración del modelo de 2GDL [18]	18
Figura 2.18: Modelo tridimensional de la plataforma de aislamiento	20
Figura 2.19: Espectro modificado para periodos altos	21
Figura 2.20: Fuerzas laterales distribuidas en cada nivel del edificio de base aislada	22
Figura 2.21: Esquema de los porcentajes del espectro SaM en una dirección de análisis.....	23
Figura 2.22: Función tipo rampa de aceleración vertical versus tiempo	25
Figura 2.23: Flujograma del procedimiento de diseño en edificios con aislamiento sísmico.....	26
Figura 3.1: Arquitectura del piso típico del edificio (tercer y cuarto nivel)	27
Figura 3.2: Estructuración de la planta típica del edificio	28
Figura 3.3: Vista en planta del piso típico (2do y 3er piso) del edificio.....	35
Figura 3.4: Vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base fija	35
Figura 3.5: Vista en planta de la distribución de aisladores en la plataforma de aislamiento	37
Figura 3.6: Vista de la elevación del eje 1 del modelo tridimensional	37
Figura 3.7: Vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base aislada.....	38
Figura 3.8: Acercamiento de los elementos tipo <i>link</i> en el modelo tridimensional	38
Figura 3.9: Modelo bilineal del sistema de aislamiento	41
Figura 3.10: Modelo bilineal de los dispositivos aisladores.....	44
Figura 3.11: Modelo bilineal del deslizador plano con propiedades modificadas.....	47
Figura 3.12: Modelo bilineal del aislador elastomérico con propiedades modificadas	47

Figura 3.13: Modelo bilineal del sistema de aislamiento con propiedades modificadas.....	48
Figura 3.14: Comparación del espectro de pseudo-aceleración (SaM) de la Norma E.031 [4] con el espectro promedio (SRSS) de siete sismos.....	50
Figura 3.15: Espectro compatible de pseudo-aceleración con los espectros de siete sismos	50
Figura 3.16: Comparación del espectro de desplazamiento de la Norma E.031 [4] con los espectros de desplazamiento para los siete sismos	51
Figura 3.17: Esquema de la fuerza de restitución lateral.....	54
Figura 3.18: Diagramas de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Nominal.....	57
Figura 3.19: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y – Nominal	58
Figura 3.20: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Mínimo	59
Figura 3.21: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Máximo.....	59
Figura 3.22: Modelo constitutivo del deslizador plano con las (a) propiedades no lineales y con las (b) propiedades lineales efectivas	61
Figura 3.23: Modelo constitutivo del aislador elastomérico con las (a) propiedades no lineales y con las (b) propiedades lineales efectivas. Adaptado de [14]	61
Figura 3.24: Espectro SaM para el diseño de la subestructura ($Ra=1$) y de la superestructura ($Ra=2$).....	67
Figura 3.25: Momentos debido al efecto P-Delta [6].....	72
Figura 3.26: Agrupación de dispositivos por efecto P-Delta.....	72
Figura 3.27: Carga muerta y viva en cada área de losa	77
Figura 3.28: Diagramas de momentos flectores en la losa del tercer piso.....	78
Figura 3.29: Diagramas de fuerzas cortantes en la losa del tercer piso	79
Figura 3.30: Modelo y aplicación de la carga última en la escalera.....	79
Figura 3.31: Diagramas de fuerzas solicitadas en la escalera.....	80
Figura 3.32: Distribución del acero longitudinal en vigas de pórticos según la Norma E.060 [22]	81
Figura 3.33: Esquema del cálculo de fuerza cortante para vigas de sistema aporticado [8].....	82
Figura 3.34: Esquema gráfico del requerimiento mínimo de distribución de estribos [22].....	83
Figura 3.35: Corte de acero según la Norma E.060 [30].....	84
Figura 3.36: Diagrama envolvente de momentos flectores en la viga VT-04	85
Figura 3.37: Distribución de acero en el tramo central de la viga VT-04	86
Figura 3.38: Fuerzas cortantes en una viga isostática	86
Figura 3.39: Diagrama de fuerzas cortantes y resistencia a fuerza cortante suministrado	88
Figura 3.40: Esquema gráfico de la curva de interacción [30].....	89
Figura 3.41: Esquema del cálculo de fuerza cortante en columnas aporticadas [8]	92
Figura 3.42 Distribución de acero de la columna C-03.....	93
Figura 3.43 Curva de interacción de la columna.....	94
Figura 3.44 Curva de interacción de la columna en sus extremos ($z=0$ m y $z=3.45$ m).....	96
Figura 3.45: Esquema de las dimensiones del muro de contención	100
Figura 3.46: Corte de sección en la zapata para la verificación por punzonamiento.....	105
Figura 3.47 Corte de sección en la zapata para el diseño por fuerza cortante	106

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Niveles de desempeño de una edificación según el sismo de diseño [1].....	1
Tabla 3.1: Cálculo para el prediseño del sistema de aislamiento	32
Tabla 3.2 Respuestas espectrales en el prediseño del sistema de aislamiento.....	32
Tabla 3.3: Cálculo para el prediseño de propiedades lineales de los deslizadores planos.....	33
Tabla 3.4: Resultados del prediseño de propiedades lineales de los aisladores elastoméricos.....	34
Tabla 3.5: Periodos de vibración y la razón de la masa participante en el modelo sin excentricidad accidental	36
Tabla 3.6: Masa sísmica de la superestructura y de la plataforma de aislamiento	36
Tabla 3.7: Masa sísmica total del edificio de base aislada	39
Tabla 3.8: Propiedades no lineales del sistema de aislamiento	41
Tabla 3.9: Propiedades no lineales de los dispositivos.....	43
Tabla 3.10: Propiedades no lineales del deslizador plano ingresadas al modelo tridimensional.....	44
Tabla 3.11: Propiedades no lineales laterales del aislador elastomérico ingresadas al modelo tridimensional....	45
Tabla 3.12: Factores de modificación máximo y mínimos para fabricantes calificados [4].....	46
Tabla 3.13: Propiedades no lineales modificadas de los deslizadores planos	46
Tabla 3.14: Propiedades no lineales modificadas de los aisladores elastoméricos.....	46
Tabla 3.15: Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento.....	47
Tabla 3.16: Datos de los registros sísmicos y factores de escalamiento.....	49
Tabla 3.17: Distancias relativas entre el Centro de Rigidez (CR) y el Centro de Masas Acumulado (CCM) de la plataforma de aislamiento	52
Tabla 3.18: Derivas y aceleraciones según nivel de daño en edificios modernos [28].....	52
Tabla 3.19: Respuestas máximas en la dirección X-X del análisis no lineal con los siete sismos-Nominal	53
Tabla 3.20: Respuestas máximas en la dirección Y-Y del análisis no lineal con los siete sismos-Nominal	53
Tabla 3.21: Promedio de las respuestas máximas de los siete sismos para la dirección X-X e Y-Y – Mínimo, Nominal y Máximo	54
Tabla 3.22: Porcentaje de la fuerza de restitución lateral respecto del peso sísmico	55
Tabla 3.23: Carga vertical mínima (tonf.) del análisis sísmico en Y-Y	56
Tabla 3.24: Análisis del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X - Nominal	57
Tabla 3.25: Resultados del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y - Nominal...	58
Tabla 3.26: Resultados promedios del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento – Mínimo, Nominal y Máximo.....	60
Tabla 3.27: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento	62
Tabla 3.28: Propiedades lineales efectivas del deslizador plano.....	62
Tabla 3.29: Propiedades lineales efectivas del aislador elastomérico	63
Tabla 3.30: Comparación entre propiedades comerciales y propiedades diseñadas para el deslizador plano	63
Tabla 3.31: Comparación entre propiedades comerciales y propiedades diseñadas para el aislador elastomérico	63
Tabla 3.32: Propiedades laterales efectivas ingresadas al modelo tridimensional	64
Tabla 3.33: Análisis de irregularidad de rigidez en la dirección X-X	65
Tabla 3.34: Análisis de irregularidad torsional	66

Tabla 3.35: Respuestas máximas del análisis dinámico espectral (con excentricidad)	68
Tabla 3.36: Cálculo de la fuerza lateral de diseño mínima en el sistema de aislamiento	69
Tabla 3.37: Parámetros para el cálculo de la fuerza cortante mínima V_s en la superestructura	69
Tabla 3.38: Valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s	70
Tabla 3.39: Parámetros del cálculo del desplazamiento total DTM	71
Tabla 3.40: Cálculo del desplazamiento total del sistema de aislamiento según el tipo de análisis sísmico	71
Tabla 3.41: Momento P-Delta según la agrupación de dispositivos	73
Tabla 3.42: Fuerza lateral de diseño en el sistema de aislamiento	74
Tabla 3.43: Fuerza lateral de diseño en la superestructura	74
Tabla 3.44: Factores de reducción (ϕ) de acuerdo al tipo de sollicitación	75
Tabla 3.45: Diseño de la malla de acero corrida en losa maciza	77
Tabla 3.46: Verificación de la resistencia de diseño y del refuerzo colocado	78
Tabla 3.47: Diseño del acero longitudinal en la escalera	80
Tabla 3.48: Momentos flectores últimos y el refuerzo requerido	85
Tabla 3.49: Refuerzo colocado en la sección y momento nominal correspondiente	85
Tabla 3.50: Requerimientos de acero longitudinal en pórticos	86
Tabla 3.51: Casos para calcular cortantes debido a momentos por resistencias probables	87
Tabla 3.52: Superposición de casos para cortantes debido a momentos por resistencias probables y cortantes por modelo isostático	87
Tabla 3.53: Recomendaciones para el espaciamiento de estribos en zona de confinamiento	88
Tabla 3.54: Cargas de la columna C-03	93
Tabla 3.55: Combinaciones de cargas de la columna	93
Tabla 3.56: Cálculo de la carga axial última máxima	94
Tabla 3.57: Cálculo del coeficiente de estabilidad Q	95
Tabla 3.58: Análisis de esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral	95
Tabla 3.59: Parámetros para el cálculo del empuje	99
Tabla 3.60: Cálculo de fuerzas verticales y sus momentos en "A"	100
Tabla 3.61: Parámetros para el cálculo de fuerzas verticales y sus momentos en el centro de la zapata:	102
Tabla 3.62: Parámetros para el cálculo de presiones en el suelo - distribución trapezoidal	102
Tabla 3.63: Parámetros para el cálculo de presiones en el suelo - distribución triangular	102
Tabla 3.64: Parámetros para el cálculo del momento y la fuerza cortantes de diseño	103
Tabla 3.65: Cargas axiales y momentos flectores que llegan a la zapata	107
Tabla 3.66: Esfuerzos del suelo debido a las cargas de gravedad y sismo	107

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Perú es un país altamente sísmico debido a su ubicación geográfica sobre el Cinturón de Fuego, la cual se caracteriza por la alta actividad dinámica entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. En Perú existen registros de sismos desde el año 1500 según el Instituto Geofísico del Perú (IGP) que evidencian la alta sismicidad del país y el poder destructivo de los sismos expresado en pérdidas de vidas y daños materiales. Por lo tanto, el diseño estructural de las edificaciones consideran el nivel de desempeño según el periodo de retorno del sismo y la importancia del edificio.

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) [1] propone cuatro niveles de desempeño, según la importancia de la edificación y el sismo de diseño: completamente operacional, operacional, supervivencia y cerca al colapso (Tabla 1.1). En el nivel de desempeño completamente operacional se espera daño estructural y no estructural despreciable; en el operacional, agrietamientos en elementos estructurales; en el de supervivencia, daños moderados en algunos elementos y en el nivel desempeño cerca al colapso, daños severos en elementos estructurales [1]. El periodo de retorno T_r puede interpretarse como el tiempo en el que un evento podría igualar o superar a un evento de determinada magnitud [2]. El sismo de diseño se representa por medio del periodo de retorno.

Tabla 1.1: Niveles de desempeño de una edificación según el sismo de diseño [1]

Desempeño \ Sismo	Completamente operacional	Operacional	Supervivencia	Cerca al colapso
Frecuente ($T_r=43$ años)		Desempeño inaceptable		
Ocasional ($T_r=72$ años)				
Raro ($T_r=475$ años)				
Muy raro ($T_r=970$ años)				

De la Tabla 1.1, se observa que existen tres objetivos en el diseño sismorresistente: los objetivos de seguridad crítica, los objetivos esenciales y los objetivos básicos. En el Perú, un ejemplo del objetivo de seguridad crítica se da en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 [3] para el caso de edificaciones esenciales; es decir, aquellas cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de un sismo. Según la Norma E.030, las edificaciones esenciales, tales

como hospitales, que se ubican dentro de las zonas sísmicas tres y cuatro, deben ser construidas con aislamiento sísmico conforme a los lineamientos de la Norma E.031 [4].

El sistema de aislamiento protege a la estructura mediante dispositivos que absorben gran parte de la energía del sismo, por ello, disminuyen notablemente las deformaciones en los pisos superiores. El daño en el edificio se logra controlar por medio de la restricción de desplazamientos relativos de entrepiso y de aceleraciones de piso establecidas en la Norma peruana E.031 y en normas extranjeras, tales como ASCE/SEI 7-10 [5], FEMA 356 [6] y NCh2745 [7].

En este informe de tesis se reporta la revisión de literatura y el procedimiento de diseño de un pabellón de hospital de cuatro pisos con base aislada ubicado sobre suelo bueno (S1 según la Norma E.030). El objetivo de diseño consiste en la aceptación de daño leve en los elementos estructurales y no estructurales frente a un sismo extremo.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo general es elaborar el diseño estructural de un pabellón de hospital, de cuatro pisos y sin sótanos, con aisladores sísmicos ubicado sobre suelo bueno en la costa de Lima. El pabellón de hospital no tiene sótanos.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Diseñar las propiedades de los dispositivos en el sistema de aislamiento
- Evaluar las máximas respuestas del edificio ante un sismo extremo de 2500 años de periodo de retorno
- Desarrollar el diseño de los elementos estructurales en concreto armado y sus correspondientes planos de estructuras

1.3. METODOLOGÍA

En primer lugar, se realizó una revisión de la base teórica del aislamiento sísmico donde se estudió el comportamiento dinámico de los edificios de base aislada. Además, se investigaron los principales tipos de dispositivos de aislamiento y se describió la modelación tridimensional del sistema de aislamiento.

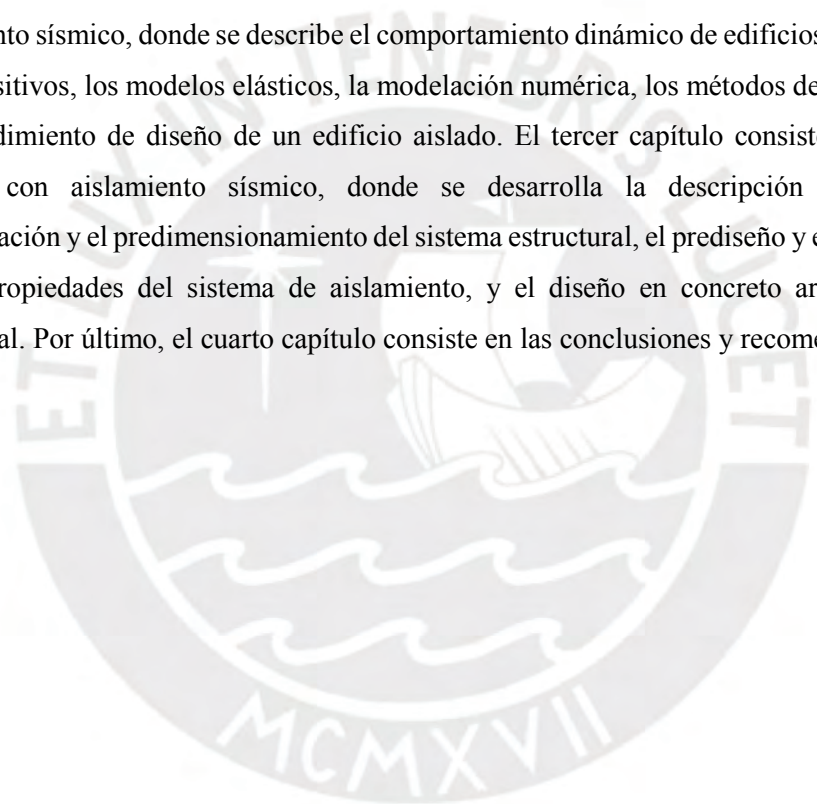
En segundo lugar, se inició el diseño del edificio de base aislada a partir de la estructuración y el predimensionamiento de los elementos estructurales. Luego, se pre diseñaron las propiedades de los dispositivos del sistema de aislamiento con un análisis lineal espectral. El diseño definitivo de

las propiedades de los dispositivos se realizó a través de un análisis dinámico no lineal Tiempo Historia donde se validaron las máximas respuestas del edificio en términos de derivas, aceleraciones y fuerzas.

Por último, se desarrolló el diseño en concreto armado de los elementos estructurales de acuerdo a la Norma E.060 [8] y se presentaron los correspondientes planos de estructuras.

1.4. ALCANCE

El primer capítulo consiste en la introducción donde se describen los antecedentes, los objetivos, la metodología y el alcance. El segundo capítulo consiste en la revisión de base teórica del aislamiento sísmico, donde se describe el comportamiento dinámico de edificios aislados, los tipos de dispositivos, los modelos elásticos, la modelación numérica, los métodos de análisis sísmico y el procedimiento de diseño de un edificio aislado. El tercer capítulo consiste en el diseño del edificio con aislamiento sísmico, donde se desarrolla la descripción arquitectónica la estructuración y el predimensionamiento del sistema estructural, el prediseño y el diseño definitivo de las propiedades del sistema de aislamiento, y el diseño en concreto armado del sistema estructural. Por último, el cuarto capítulo consiste en las conclusiones y recomendaciones.



CAPÍTULO 2: BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

En este capítulo se describe el comportamiento dinámico de un edificio aislado a fin de comprender sus ventajas frente al comportamiento de uno de base fija. Se definen los principales tipos de dispositivos de aislamiento sísmico con el objetivo de seleccionar los más adecuados para el proyecto. Además, se presentan modelos sencillos de un edificio aislado con el fin de estimar las propiedades dinámicas previas al análisis sísmico. Luego, se describe la modelación tridimensional del sistema de aislamiento para representar su comportamiento elástico e inelástico según los métodos de análisis sísmicos propuestos. Finalmente, se muestra el procedimiento de diseño de un edificio aislado con la finalidad de explicar las condiciones de verificación e iteración.

2.1. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO AISLADO

Los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo le transfiere a la superestructura; por lo tanto, se reducen considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada y se minimiza tanto el daño estructural como el no estructural [9]. El aislamiento de la base permite reducir la sollicitación sísmica mediante la mayor disipación de energía (amortiguamiento) en comparación a la disipación en el edificio equivalente de base fija. Lo anterior se manifiesta en la reducción de la pseudo-aceleración mediante el incremento del periodo o en la reducción de desplazamientos por medio del aumento del amortiguamiento (ver Figura 2.1) [10].

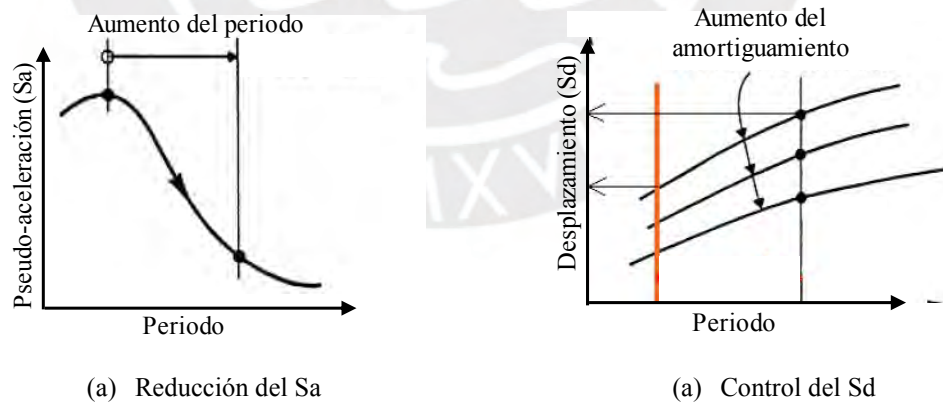


Figura 2.1: Principios del aislamiento sísmico [10]

El aislamiento sísmico separa la edificación del movimiento del suelo a través de dispositivos que permiten considerables deformaciones como mecanismo de disipación de energía, esto es debido a que son flexibles horizontalmente y muy rígidos verticalmente. En un edificio de base aislada,

la interfaz de aislamiento posee un desplazamiento considerable durante un sismo, dado que su rigidez lateral es menor que la rigidez lateral de una estructura equivalente de base fija, tal como se aprecia en el esquema de la Figura 2.2. Además, en el esquema se observa que el edificio de base aislada está compuesto por la superestructura (la estructura ubicada sobre la interfaz de aislamiento), la interfaz de aislamiento (únicamente los dispositivos) y la subestructura (la estructura debajo de la interfaz de aislamiento).

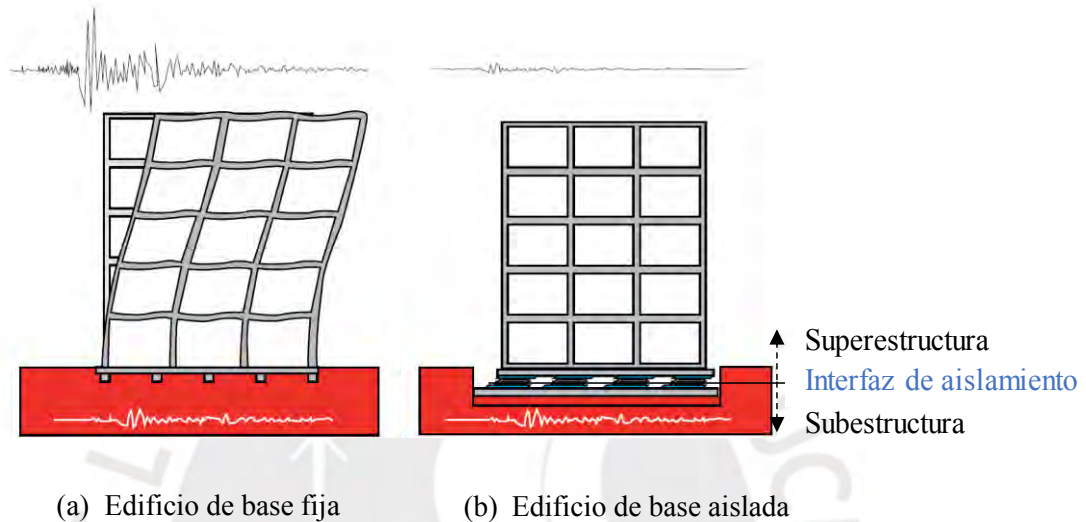


Figura 2.2: Comparación de respuesta sísmica en la azotea de un (a) edificio de base fija y un (b) edificio de base aislada [9]

De la Figura 2.2, se observa que el desplazamiento absoluto de la azotea en el edificio de base aislada es mayor que el de base fija; sin embargo, si se comparan desplazamientos relativos de entrepiso, el edificio de base aislada es el que tiene menos desplazamientos relativos de entrepiso.

2.2. PRINCIPALES TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Los aisladores sísmicos son sistemas pasivos, es decir, reducen la respuesta dinámica de la estructura mediante sistemas mecánicos que disipan energía por medio de calor. En esta sección se describen los dispositivos más utilizados: los aisladores elastoméricos y los aisladores deslizantes [9].

2.2.1. Aisladores elastoméricos

Los primeros aisladores elastoméricos estaban compuestos únicamente de caucho natural. Luego, se observó que las láminas de acero mejoran sus propiedades mecánicas y de resistencia. Los principales componentes de los aisladores elastoméricos son la capa de goma, la lámina de acero

y, según sea el caso, el núcleo de plomo (ver Figura 2.3). Las capas de goma proporcionan flexibilidad lateral. Las láminas de acero están unidas entre sí mediante un proceso de vulcanización y brindan rigidez vertical. El cilindro de plomo ubicado en el centro incrementa la capacidad de disipación de energía del dispositivo [11].

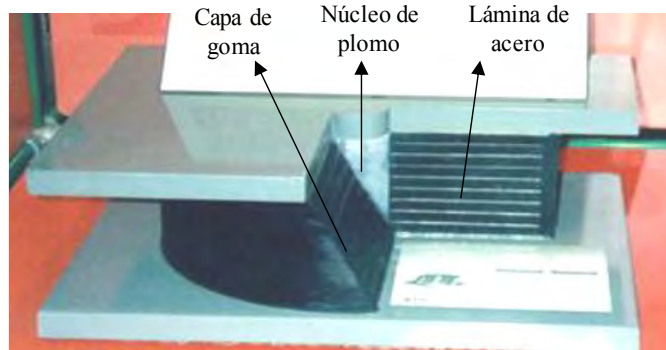


Figura 2.3: Principales componentes de los aisladores elastoméricos [11]

El comportamiento de los dispositivos elastoméricos se puede determinar mediante pruebas experimentales donde están sujetos a una carga axial constante y una carga lateral sinusoidal. Los dispositivos de goma de bajo amortiguamiento producen ciclos de histéresis estrechos debido a su limitada capacidad de disipar energía. Sin embargo, los dispositivos de alto amortiguamiento y los de núcleo de plomo producen ciclos de histéresis amplios debido a su mayor capacidad de disipación de energía. La Figura 2.4 muestra las curvas histeréticas de los aisladores elastoméricos.

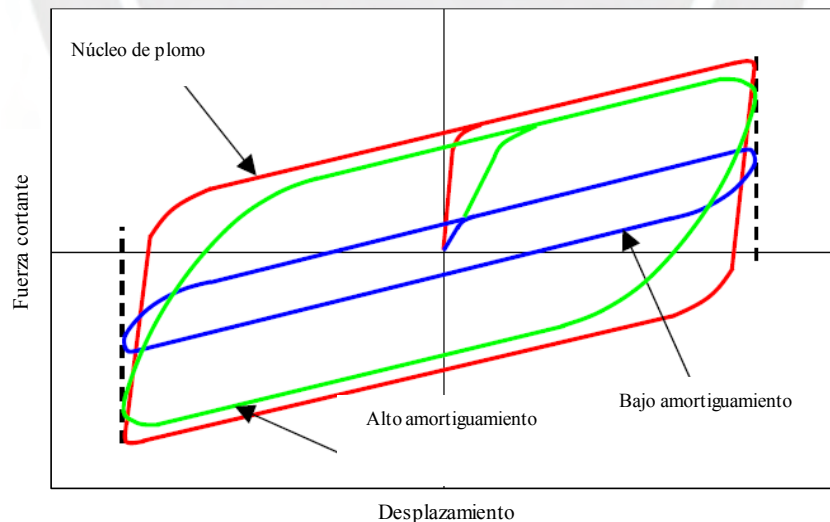


Figura 2.4: Curvas histeréticas de los aisladores elastoméricos. [12]

De la Figura 2.4 se observa que para el mismo desplazamiento, los dispositivos de goma con núcleo de plomo presentan mayor rigidez inicial y más área del ciclo de histéresis (disipación de energía) que los dispositivos de goma de alto y de bajo amortiguamiento.

2.2.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)

El LDRB es el más simple de los aisladores elastoméricos ya que son de fácil y económica fabricación; además, sus propiedades no dependen de la temperatura ni del envejecimiento [9]. Estos dispositivos presentan un bajo amortiguamiento entre 2 y 5%, y una deformación angular máxima de 2%. Por ello, generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que provean de amortiguamiento adicional al sistema.

2.2.1.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Los HDRB están compuestos principalmente por capas de goma, láminas de acero y bridas (ver Figura 2.5). Estos dispositivos son de fabricación similar a los LDRB; sin embargo, los HDRB son fabricados con la adición de carbón negro extra fino, aceites o resinas y aditivos específicos, los cuales incrementan la capacidad de disipación de energía. Esta capacidad se logra mediante la modificación de las propiedades mecánicas de la goma. Los HDRB presentan un amortiguamiento de 10 a 20% y una deformación angular entre 2 y 3.5%.

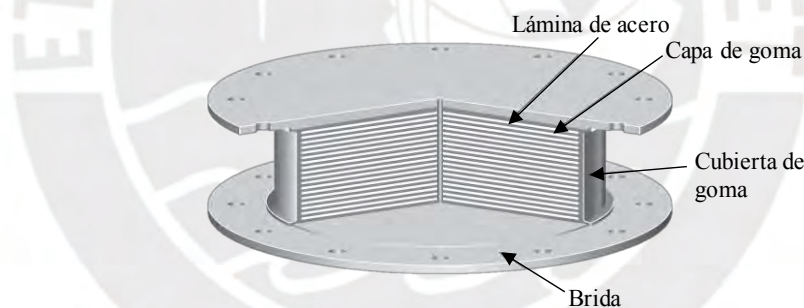


Figura 2.5: Componentes del aislador elastomérico de bajo amortiguamiento [13]

2.2.1.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Las propiedades de los aisladores elastoméricos de pura goma pueden ser mejoradas si se adiciona un cilindro de plomo en el centro, los cuales son denominados LRB por sus siglas en inglés. La mejora puede darse en la capacidad de disipación de energía y de deformación angular. Los LRB son similares a los aisladores LDRB, con la diferencia de que contienen un núcleo de plomo en el centro y son capaces de disipar energía hasta en un 25% o 30% y una deformación angular de 1.25 a 2. La razón del alto amortiguamiento es que el plomo disipa energía en forma de calor cuando llega a la fluencia debido a la deformación lateral del aislador; además, el plomo cuenta con una importante resistencia a la fatiga, ya que se cristaliza a temperatura de ambiente.

2.2.2. Comportamiento constitutivo de los dispositivos elastoméricos

La curva histerética de los aisladores elastoméricos se representa mediante el modelo bilineal mostrado en la Figura 2.6. Donde K_1 y K_2 son la rigidez inicial y la rigidez post fluencia, respectivamente, F_y y D_y son la fuerza y el desplazamiento de fluencia, Q es la resistencia característica y A_B es el área del ciclo de histéresis.

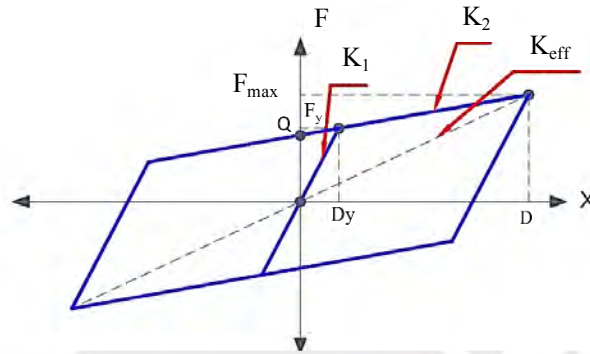


Figura 2.6: Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos [14]

Del modelo bilineal se plantean las ecuaciones (2.1) y (2.2). La fuerza máxima (F_{max}) y el área encerrada del ciclo de histéresis (A_B) se determinan con las ecuaciones (2.3) y (2.4), respectivamente.

$$F_y = K_1 D_y \quad (2.1)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (2.2)$$

$$F_{max} = F_y + K_2 (D - D_y) \quad (2.3)$$

$$A_B = 4Q(D - D_y) \quad (2.4)$$

Los parámetros que determinan el modelo lineal son la rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}), según las ecuaciones (2.5) y (2.6).

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (2.5)$$

$$\beta_{eff} = \frac{W_d}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (2.6)$$

2.2.3. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes (*Sliding Bearing*) disipan energía mediante fuerzas de fricción, las cuales se activan cuando la fuerza lateral supera la fuerza de fricción estática. Están conformados

por un disco de teflón - Politetra Fluoro Etileno (PFE) - capaz de deslizarse sobre una superficie plana o curva de acero inoxidable. Estos dispositivos tienen gran capacidad de carga axial, pero reducida rigidez lateral. Presentan un coeficiente de fricción bajo (5% - 7%) que depende de la temperatura de trabajo, de la presión de contacto, de la velocidad de movimiento, de las superficies de contacto y del envejecimiento. Los aisladores deslizantes requieren de cuidadoso mantenimiento, ya que cualquier cambio en las superficies deslizantes puede incidir en el coeficiente de fricción de diseño [9].

2.2.3.1. Deslizadores planos

Los deslizadores planos, llamados así por su superficie de deslizamiento, pueden resistir una fuerza cortante máxima igual al producto del peso por el coeficiente de fricción. Sin embargo, no son capaces de retomar su posición inicial por sí mismos. Por ello, estos dispositivos deben colocarse en conjunto con aisladores tipo HDRB o LRB para que retomen su posición inicial luego de un sismo. La Figura 2.7 muestra los principales componentes de los deslizadores planos: la placa inferior, la brida y el PTEE [13].

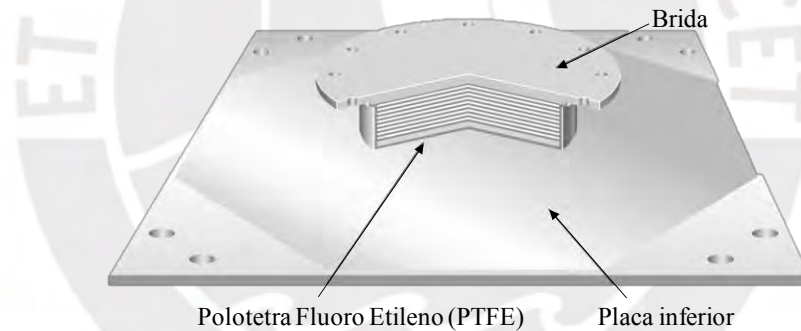


Figura 2.7: Principales componentes de los deslizadores planos [13]

2.2.3.2. Aisladores de péndulo fricción

Los aisladores de péndulo fricción (FPS) pueden ser simples, dobles y triples. Los aisladores de péndulo simple se componen de un deslizador, una superficie de contacto y una superficie esférica (ver Figura 2.8). Los FPS presentan una superficie de deslizamiento curva y la ventaja frente a los de superficie plana es que pueden tener un diámetro menor. Estos dispositivos, a diferencia de los apoyos deslizantes planos, son capaces de regresar a su posición inicial por sí mismos debido a la geometría de su superficie y la acción de la gravedad [9].

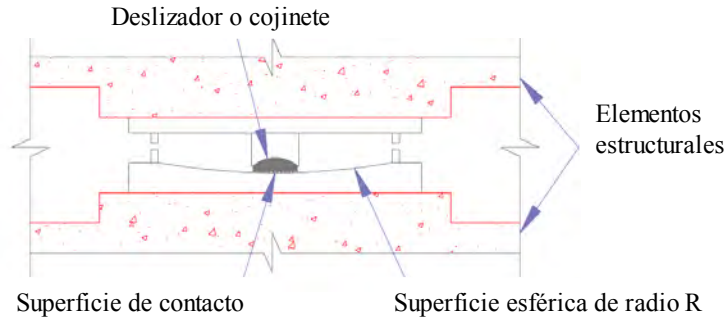


Figura 2.8: Esquema del dispositivo de péndulo simple [14]

La Figura 2.9 muestra un esquema de la (a) posición desplazada y del (b) Diagrama de Cuerpo Libre (DCL) del deslizador de un dispositivo de péndulo simple. Donde W es la carga axial, θ es el ángulo de inclinación del cojinete, N es la fuerza Normal, F_{FR} es la fuerza de fricción y F_R es la fuerza restitutiva [14].

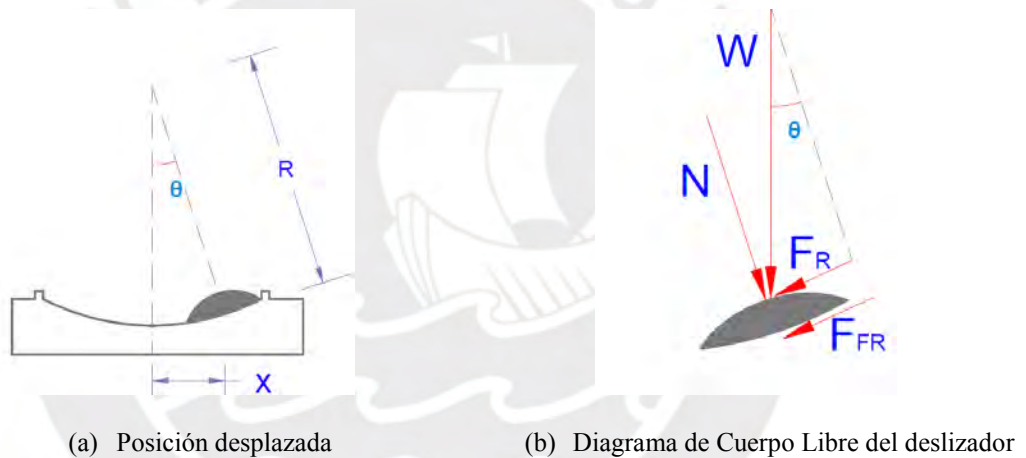


Figura 2.9: Esquema de la (a) posición desplazada y del (b) Diagrama de Cuerpo Libre del deslizador o cojinete de un dispositivo de péndulo simple [14]

Durante un sismo que desplace al dispositivo una distancia horizontal “X”, la fuerza vertical actuante en el cojinete tendrá una componente tangencial (F_R) a la superficie de deslizamiento que impulsará a centrar o restituir el sistema, ya que la superficie es cóncava.

Los péndulos dobles presentan un diseño más versátil que los péndulos simples, pues hay control del radio de curvatura y del coeficiente de fricción de las superficies. La Figura 2.10 muestra los componentes de un aislador deslizante de péndulo doble, los cuales son dos deslizadores articulados y dos superficies de contacto [15].

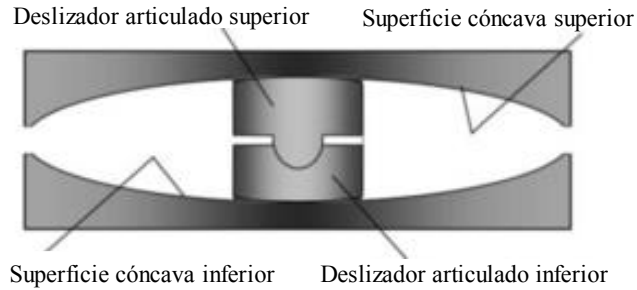


Figura 2.10: Componentes de un aislador deslizante de péndulo doble [15]

Los péndulos triples (Figura 2.11) son similares a los péndulos dobles, con la diferencia de que están compuestos por tres deslizadores y tres superficies de contacto. La ventaja del péndulo triple es que requiere de una dimensión en planta menor que el péndulo doble y el simple. El péndulo triple presenta aproximadamente 40% menos área que el péndulo simple equivalente.



Figura 2.11: Aislador deslizante de péndulo triple [16]

El péndulo triple presenta tres mecanismos, los cuales se activan secuencialmente según la demanda sísmica. Durante las cargas en servicio, el péndulo es concéntrico con la superficie; sin embargo, durante cargas sísmicas, el péndulo se desplaza lateralmente y se posiciona excéntricamente con la superficie. La Figura 2.12 muestra una vista de sección transversal del aislador de péndulo triple en su (a) posición central y en su (b) posición desplazada.



Figura 2.12: Sección transversal del aislador deslizante de péndulo triple en su (a) posición central y en su (b) posición desplazada [17]

2.2.4. Comportamiento constitutivo de los dispositivos deslizadores

El modelo bilineal de un dispositivo de péndulo fricción simple (FPS) es similar a la de los aisladores elastoméricos y se presenta en la Figura 2.13. Donde K_2 es la rigidez posfluencia, la cual depende del peso y del radio de curvatura, Q_d es la resistencia característica, la cual depende de la fricción y el peso, y F_{max} es la fuerza máxima.

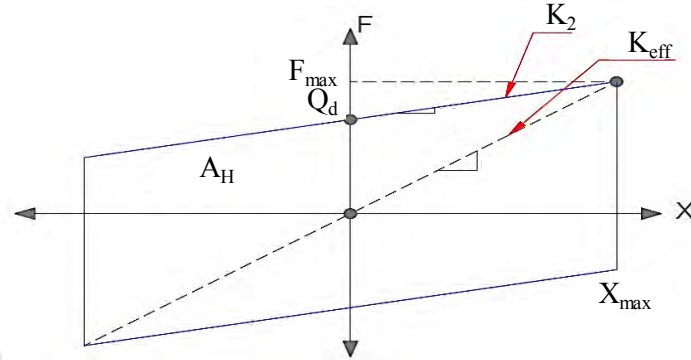


Figura 2.13: Modelo bilineal de un dispositivo FPS [14]

La resistencia característica Q_d , la rigidez posfluencia K_2 y la fuerza máxima F_{max} son calculados con las ecuaciones (2.7), (2.8) y (2.9). Donde μ es el ángulo de fricción dinámico, W es el peso sísmico que llega al dispositivo, R es el radio de curvatura y X_{max} es el desplazamiento máximo.

$$Q_d = \mu W \quad (2.7)$$

$$K_2 = \frac{W}{R} \quad (2.8)$$

$$F_{max} = \frac{W}{R} X_{max} \pm \mu W \quad (2.9)$$

La rigidez efectiva K_{eff} se calcula con la ecuación (2.10). El amortiguamiento efectivo ξ_{eff} para un modelo equivalente lineal elástico se calcula con la ecuación (2.11) y alternativamente con la ecuación (2.12).

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{X_{max}} + \frac{W}{R} \quad (2.10)$$

$$\xi_{eff} = \frac{A_H}{2\pi K_{eff} X_{max}^2} \quad (2.11)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{X_{max}}{R}} \right) \quad (2.12)$$

El modelo bilineal de un deslizador plano se muestra en la Figura 2.14. Las ecuaciones del modelo bilineal de un FPS siguen siendo válidas, con la única particularidad de que el radio de curvatura R es infinito

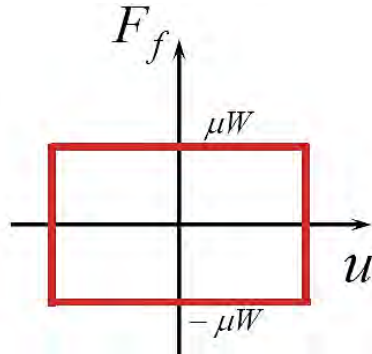


Figura 2.14: Modelo bilineal de un deslizador plano [11]

Si el radio de curvatura R es infinito, entonces la rigidez posfluencia K_2 y la fuerza máxima F_{max} quedarían actualizados a las ecuaciones (2.13) y (2.14).

$$K_2 = 0 \quad (2.13)$$

$$F_{max} = \pm \mu W \quad (2.14)$$

Además, la rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}) para un modelo equivalente lineal elástico al modelo bilineal de un deslizador plano se actualizarían a las ecuaciones (2.15) y (2.16).

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{X_{max}} \quad (2.15)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \quad (2.16)$$

Así como se ha representado el comportamiento elástico e inelástico de los dispositivos de aislamiento mediante un modelo matemático simple, también es posible realizar modelos sencillos de un edificio aislado a fin de estudiar sus propiedades dinámicas.

2.3. MODELOS ELÁSTICOS DE UN EDIFICIO AISLADO

Es importante conocer las propiedades dinámicas de los edificios aislados para el análisis del comportamiento del edificio frente a sollicitaciones sísmicas. En esta sección se describen los modelos elásticos de uno y de dos Grados De Libertad (GDL), los cuales son útiles para predefinir las propiedades de los dispositivos de aislamiento sísmico.

2.3.1. Modelo elástico de 1 grado de libertad

El modelo de 1 Grado De Libertad (GDL) consiste en la consideración de que la rigidez de la superestructura k_s es infinita en comparación con la rigidez de la plataforma de aislamiento k_b . Es decir, la superestructura se comporta como un sólido rígido y el desplazamiento de la plataforma de aislamiento es el mismo que el desplazamiento de la azotea. El modelo de 1 GDL es conocido como el modelo del bloque rígido, pues se considera que la masa total del edificio se traslada lateralmente sin deformaciones relativas de entrepiso. La Figura 2.15 muestra el modelo de 1 GDL de un edificio aislado en la base, el cual solo tiene 1 modo de vibración. Donde m_s es la masa de la superestructura, m_b es la masa de la plataforma de aislamiento, C_b es el amortiguamiento de la plataforma de aislamiento y ξ_b es la razón de amortiguamiento.

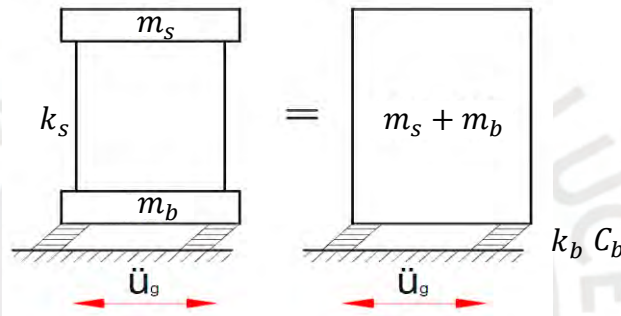


Figura 2.15: Modelo de 1 GDL de un edificio aislado [18]

El periodo del edificio aislado T_b y el amortiguamiento de la plataforma de aislamiento C_b son calculados con las ecuaciones (2.17) y (2.18), respectivamente.

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (2.17)$$

$$C_b = \xi_b 2\sqrt{(m_s + m_b)k_b} \quad (2.18)$$

Las respuestas espectrales del edificio pueden ser estimadas asumiendo que se comporta como un péndulo invertido de periodo T_b , de amortiguamiento C_b y de masa $m_s + m_b$.

2.3.1.1. Desplazamiento del modelo de 1 GDL

A partir del periodo T_b y de la razón de amortiguamiento ξ_b , la pseudo-aceleración S_{aM} , el factor de amortiguamiento B_M y el desplazamiento S_d se calculan mediante las ecuaciones (2.22), (2.23) y (2.24), según la Norma E0.31 [4]. Donde Z es el factor de zona, S es el factor de amplificación del suelo, y C es el factor de amplificación sísmica, definidos en la Norma E0.30 [3].

$$T_b < T_P \quad C = 2.5 \quad (2.19)$$

$$T_P < T_b < T_L \quad C = 2.5 \frac{T_P}{T_b} \quad (2.20)$$

$$T_L < T_b \quad C = 2.5 \frac{T_P T_L}{T_b^2} \quad (2.21)$$

$$S_{aM} = 1.5 ZCS g \quad (2.22)$$

$$B_M = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\xi_b 100)} \quad (2.23)$$

$$S_d = \frac{S_{aM} T_b^2}{4\pi^2 B_M} \quad (2.24)$$

Durante el prediseño de las propiedades del sistema de aislamiento, se recomienda iniciar por asumir un periodo T_b y una razón de amortiguamiento ξ_b objetivo. Se recomienda evitar que el sistema de aislamiento tenga un periodo muy alto, por ejemplo, mayor a cinco segundos, ya que esto demandaría emplear dispositivos demasiado flexibles y ya que no hay suficientes estudios del comportamiento estructural del sistema de aislamiento con periodos muy altos [19].

2.3.2. Modelo elástico de 2 grados de libertad

El modelo de 2 GDL consiste en un grado de libertad en la plataforma de aislamiento y otro en la azotea. La Figura 2.16 muestra el modelo de 2 GDL de un edificio aislado en la base, el desplazamiento de la plataforma de aislamiento V_b y de la azotea V_s , y la deformada ante el movimiento del suelo \ddot{u}_g . Donde m_s es la masa de la superestructura, m_b es la masa de la plataforma de aislamiento, k_s es la rigidez de la superestructura, C_s es el amortiguamiento de la superestructura, k_b es la rigidez de la plataforma de aislamiento y C_b es el amortiguamiento de la plataforma de aislamiento.

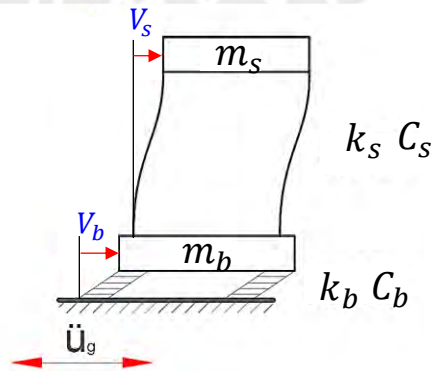


Figura 2.16: Modelo de 2 GDL de un edificio aislado [18]

El equilibrio dinámico del modelo de 2 GDL se muestra en la ecuación (2.25), donde las matrices de masa $\underline{\hat{M}}$, de amortiguamiento $\underline{\hat{C}}$, y de rigidez $\underline{\hat{K}}$ pueden ser halladas mediante las ecuaciones (2.26), (2.27) y (2.28). El vector $\underline{\hat{r}}$ introduce la dirección de la aceleración del suelo \ddot{u}_g en el equilibrio dinámico.

$$\underline{\hat{M}} \dot{\underline{V}} + \underline{\hat{C}} \underline{V} + \underline{\hat{K}} \underline{V} = -\underline{\hat{M}} \underline{\hat{r}} \ddot{u}_g \quad (2.25)$$

$$\underline{\hat{M}} = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

$$\underline{\hat{C}} = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

$$\underline{\hat{K}} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

$$\underline{\hat{r}} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

En el caso de vibración libre la ecuación de equilibrio dinámico queda simplificada a la ecuación (2.30). Resolviendo mediante las ecuaciones (2.31) y (2.32) y reemplazando en la ecuación (2.30), se obtiene la ecuación (2.33).

$$\underline{\hat{M}} \dot{\underline{V}} + \underline{\hat{K}} \underline{V} = 0 \quad (2.30)$$

$$\underline{V} = A \text{sen}(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.31)$$

$$\dot{\underline{V}} = -\omega^2 A \text{sen}(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.32)$$

$$(\underline{\hat{K}} - \omega^2 \underline{\hat{M}}) \underline{\phi} = 0 \quad (2.33)$$

La ecuación (2.33) solo tendrá solución si el determinante de la matriz de coeficientes es nulo; es decir, si el determinante es cero, tal como se muestra en las ecuaciones (2.34) y (2.35).

$$\|\underline{\hat{K}} - \omega^2 \underline{\hat{M}}\| = 0 \quad (2.34)$$

$$\begin{vmatrix} k_b - \omega^2(m_s + m_b) & -\omega^2 m_s \\ -\omega^2 m_s & k_s - \omega^2 m_s \end{vmatrix} = 0 \quad (2.35)$$

Se reemplazan los términos de la ecuación (2.35) por los nuevos factores λ , γ y ϵ según las ecuaciones (2.36), (2.37) y (2.38).

$$\lambda = \omega^2 \quad (2.36)$$

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s} \quad (2.37)$$

$$\epsilon = (T_s/T_b)^2 \quad (2.38)$$

Se obtiene la ecuación cuadrática (2.39) luego de desarrollar el determinante con los nuevos factores cuyas raíces se muestran en la ecuación (2.40). Considerando valores pequeños del término ϵ , las raíces pueden simplificarse a las ecuaciones (2.41) y (2.42). Donde la primera λ_1 y la segunda raíz λ_2 corresponden al primer y al segundo modo de vibración, respectivamente. Es importante, resaltar que el primer modo de vibración está gobernado por la frecuencia natural de vibración del edificio aislado ω_b , mientras que el segundo modo de vibración está gobernado por la frecuencia natural de vibración del edificio de base fija ω_s .

$$\frac{1-\gamma}{\omega_s^2} \lambda^2 - (1+\epsilon)\lambda + \omega_b^2 = 0 \quad (2.39)$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{(1+\epsilon) \pm \sqrt{(1+\epsilon)^2 - 4(1-\gamma)\epsilon}}{2(1-\gamma)} \omega_s^2 \quad (2.40)$$

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = (1-\epsilon\gamma)\omega_b^2 \quad (2.41)$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = \frac{1+\epsilon\gamma}{1-\gamma} \omega_s^2 \quad (2.42)$$

El primer modo de vibración $\underline{\phi}_1$ (normalizado al primer GDL) es calculado con la ecuación (2.43). Su correspondiente periodo T_1 y su factor de participación L_1^*/M_1^* son calculados mediante las ecuaciones (2.44) y (2.45), respectivamente.

$$\underline{\phi}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} \quad (2.43)$$

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1-\epsilon\gamma}} \quad (2.44)$$

$$\frac{L_1^*}{M_1^*} = 1 - \epsilon\gamma \quad (2.45)$$

El segundo modo de vibración $\underline{\phi}_2$ (normalizado al primer GDL) es calculado con la ecuación (2.46). Su correspondiente periodo T_2 y su factor de participación L_2^*/M_2^* son calculados mediante las ecuaciones (2.47) y (2.48), respectivamente.

$$\underline{\phi}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1-\gamma)\epsilon] \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (2.46)$$

$$T_2 = T_s \sqrt{\frac{1-\gamma}{1+\epsilon\gamma}} \quad (2.47)$$

$$\frac{L_2^*}{M_2^*} = \epsilon\gamma \quad (2.48)$$

La Figura 2.17 muestra los dos modos de vibración correspondientes al modelo de 2GDL halladas en esta sección. Se observa que, si se conoce el desplazamiento de la azotea, entonces, entonces se puede conocer el desplazamiento de la plataforma de aislamiento.

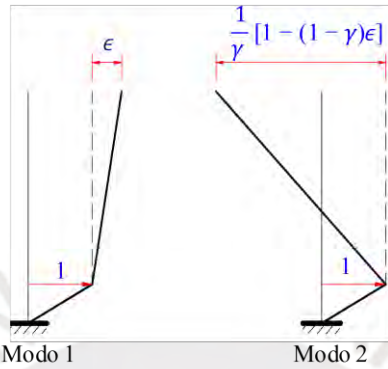


Figura 2.17: Modos de vibración del modelo de 2GDL [18]

El factor de amortiguamiento modal es calculado con la ecuación (2.49). Reemplazando los factores ϵ y γ , se obtiene el factor de amortiguamiento del primer modo ξ_1 y del segundo modo de vibración ξ_2 , tal como se muestra en las ecuaciones (2.50) y (2.51)

$$\xi_i = \frac{C_i^*}{2 \omega_i^2 M_i^*} \quad (2.49)$$

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \epsilon\gamma \right) \quad (2.50)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} (\xi_s + \gamma\sqrt{\epsilon} \xi_b) \left(1 - \frac{\epsilon\gamma}{2} \right) \quad (2.51)$$

Una vez conocidas las propiedades dinámicas del modelo de 2GDL, se pueden calcular las respuestas espectrales de cada modo de vibración, asimismo el desplazamiento máximo de la plataforma de aislamiento y de la azotea con fines de diseño de las propiedades del sistema de aislamiento.

2.3.2.1. Desplazamiento del modelo de 2 GDL

En el primer modo de vibración, a partir del periodo T_1 y del factor de amortiguamiento ξ_1 , se calcula la pseudo-aceleración S_{aM1} y el desplazamiento S_{d1} mediante las ecuaciones (2.52) y (2.53). El desplazamiento en cada grado de libertad $V_{1_{max}}$ es el producto del factor de participación modal, el modo de vibración y el desplazamiento S_{d1} .

$$S_{aM1} = 1.5 Z C_1 S g \quad (2.52)$$

$$S_{d1} = \frac{S_{aM1} T_1^2}{4\pi^2 B_{M1}} \quad (2.53)$$

$$\underline{V}_{1max} = (1 - \epsilon\gamma) \left\{ \frac{1}{\epsilon} \right\} S_{d1} \quad (2.54)$$

En el segundo modo de vibración, se procede de manera similar. Las ecuaciones (2.55), (2.56) y (2.57) presentan el cálculo de las respuestas espectrales y el desplazamiento máximo de cada GDL.

$$S_{aM2} = 1.5 Z C_2 S g \quad (2.55)$$

$$S_{d2} = \frac{S_{aM2} T_2^2}{4\pi^2 B_{M2}} \quad (2.56)$$

$$\underline{V}_{2max} = \epsilon\gamma \left\{ \frac{1 - (1 - \gamma)\epsilon}{\gamma} \right\} S_{d2} \quad (2.57)$$

De las ecuaciones (2.54) y (2.57) se obtiene la deformación máxima de la azotea respecto de la plataforma de aislamiento para cada modo de vibración. La respuesta máxima se puede obtener con el criterio de superposición SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados), según la ecuación (2.58) o la ecuación aproximada (2.59). En la mayoría de casos S_{d1}^2 es mucho mayor que S_{d2}^2 , entonces el desplazamiento máximo del segundo GDL puede estimarse mediante la ecuación (2.60).

$$V_{smax} = \left\{ (1 - \epsilon\gamma)^2 \epsilon^2 S_{d1}^2 + \gamma^2 \epsilon^2 \frac{1}{\gamma^2} (1 - (1 - \gamma)\epsilon)^2 S_{d2}^2 \right\}^{0.5} \quad (2.58)$$

$$V_{smax} = \epsilon [S_{d1}^2 + S_{d2}^2]^{0.5} \quad (2.59)$$

$$V_{smax} \approx \epsilon S_{d1} \quad (2.60)$$

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento V_{bmax} absoluto es calculado de manera similar mediante la combinación SRSS, tal como se presenta en la ecuación (2.61). Dado que $\gamma^2 \epsilon^2$ es muy pequeño, el desplazamiento puede simplificarse a la ecuación (2.62).

$$V_{bmax} = \left\{ (1 - \epsilon\gamma)^2 S_{d1}^2 + \gamma^2 \epsilon^2 S_{d2}^2 \right\}^{0.5} \quad (2.61)$$

$$V_{bmax} = (1 - \epsilon\gamma) S_{d1} \quad (2.62)$$

Es importante comprender la dinámica de los edificios de base aislada, por lo cual en esta sección se realizó una revisión de la base teórica de los modelos que representan el comportamiento de edificios de base aislada. Los modelos de 1 GDL y 2 GDL conducen a aproximaciones de

resultados mediante cálculos relativamente sencillos. Debido a la naturaleza dinámica de los edificios de base aislada, los modelos de 1 GDL son suficientes para obtener una buena estimación de resultados.

2.4. MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

El modelo tridimensional del sistema de aislamiento comprende la modelación de cada dispositivo en la plataforma de aislamiento, de acuerdo a su configuración en planta. Los dispositivos son modelados mediante elementos de conexión entre dos puntos, denominados *links*. Existen dos casos en cuanto a los elementos de conexión, en el caso que el edificio no tenga sótanos, el *link* conecta el capitel de la plataforma de aislamiento con la base o cimentación (Figura 2.18); mientras que, en el caso contrario, el *link* conecta los capiteles de ambas plataformas de aislamiento ubicadas arriba y abajo de la interfaz de aislamiento.

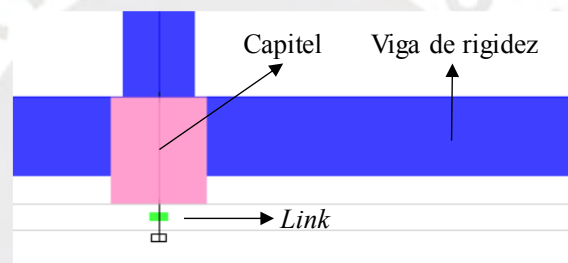


Figura 2.18: Modelo tridimensional de la plataforma de aislamiento

Los *links* pueden comportarse elástica e inelásticamente, según sea el método de análisis. La modelación del comportamiento elástico se emplea en el análisis modal dinámico espectral y lineal Tiempo-Historia. La modelación del comportamiento inelástico se emplea en el análisis no lineal Tiempo-Historia.

2.4.1. Modelación del comportamiento elástico efectivo del sistema de aislamiento

El comportamiento elástico efectivo es una simplificación ficticia del comportamiento real del sistema de aislamiento; es decir, el comportamiento inelástico. El comportamiento elástico efectivo, ya sea axial o lateral, se define para cada dirección y por cada dispositivo. La modelación se realiza mediante la rigidez efectiva K_{eff} y la razón de amortiguamiento efectivo ξ_{eff} del sistema. La razón de amortiguamiento efectivo ξ_{eff} puede representarse en el modelo tridimensional con uno de los siguientes tres métodos [19].

El primer método consiste en emplear el amortiguamiento viscoso C_{bi} de cada dispositivo calculado a partir del factor de amortiguamiento ξ_{bi} . Cuando se emplea este método, es importante

indicar que el amortiguamiento modal de los tres primeros modos es de 0%, ya que son los fundamentales de cada dirección y están gobernados por el sistema de aislamiento. También se debe indicar que el amortiguamiento modal del resto de modos es de 5%, ya que el comportamiento modal está gobernado por la superestructura, tal como se observó en la sección 2.3.2.

El segundo método consiste en modificar el amortiguamiento modal mediante la inclusión del factor de amortiguamiento del sistema ξ_{eff} en los tres primeros modos. Mientras que el resto de modos tienen el amortiguamiento por defecto de 5% por las mismas razones explicadas líneas arriba.

El tercer método consiste en modificar el espectro de pseudo-aceleraciones mediante la reducción de valores por el factor B_M , calculado con la ecuación (2.23), que depende del factor de amortiguamiento del sistema ξ_{eff} . La reducción se realiza a partir del menor de los tres periodos fundamentales (ver Figura 2.19) pues se considera que la dinámica del edificio aislado está gobernada por el periodo fundamental en cada una de las tres direcciones: en X-X, en Y-Y y rotacional.

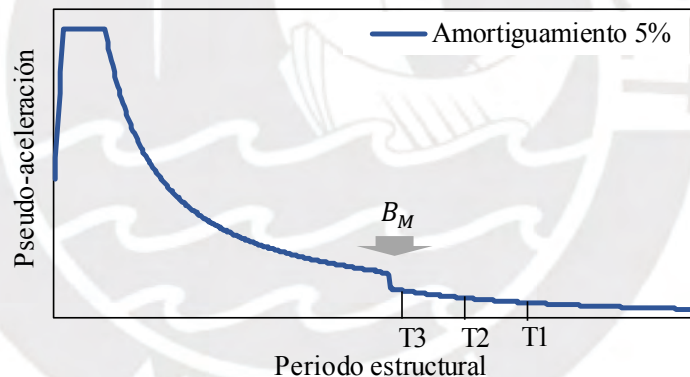


Figura 2.19: Espectro modificado para periodos altos

Los resultados de análisis elásticos obtenidos con los diferentes métodos pueden variar aproximadamente en 5%. La consideración del amortiguamiento del sistema de aislamiento en el modelo elástico es solo una representación ficticia del daño en el edificio. El daño real se expresa en el comportamiento inelástico, donde el sistema de aislamiento desarrolla ciclos de histéresis como producto de una sollicitación sísmica.

2.4.2. Modelación del comportamiento inelástico del sistema de aislamiento

El comportamiento inelástico del sistema de aislamiento, al igual que en el comportamiento elástico, se define para cada dirección y dispositivo. La modelación se realiza por medio de las propiedades no lineales del modelo constitutivo del sistema, las cuales se mostraron en la sección 2.2.2 y 2.2.4 según sea aislador elastomérico o deslizador friccional. Es importante resaltar que en el programa de modelamiento el amortiguamiento de los tres primeros modos fundamentales debe ser modificado a cero cuando se realiza un análisis inelástico debido a que el amortiguamiento es representado mediante los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento.

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

En esta sección, se describirán los métodos de análisis sísmico para estructuras aisladas según la Norma E.031 [4] a fin de conocer las consideraciones y el concepto de cada método de análisis.

2.5.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

El análisis estático se puede utilizar siempre y cuando se cumplan las condiciones que establece la Norma E.031 [4] en consideración de los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento con mayor exigencia. Por ejemplo, el edificio debe estar ubicado en las zonas sísmicas 1 o 2, o en la zona 3 sobre suelos del tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1. El análisis estático es un procedimiento sencillo que consiste en hallar los desplazamientos y fuerzas laterales (ver Figura 2.20), donde la sollicitación sísmica está definida por el espectro de pseudo-aceleraciones.

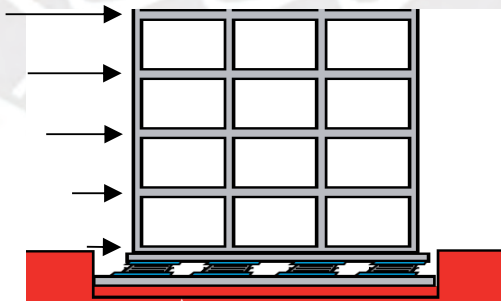


Figura 2.20: Fuerzas laterales distribuidas en cada nivel del edificio de base aislada

Primero, se calculan los desplazamientos laterales considerados para el diseño y para ello, se calcula el desplazamiento traslacional en función de la pseudo-aceleración y del amortiguamiento del sistema. Se calcula el periodo efectivo correspondiente al desplazamiento traslacional, donde se requiere del peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y de la rigidez efectiva. Luego,

se calcula el desplazamiento total, el cual considera el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental.

Segundo, se calculan las fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño. Para ello, se calcula la fuerza en el sistema de aislamiento y en los elementos estructurales desde la plataforma de aislamiento hacia abajo. Se calcula la fuerza en los elementos estructurales sobre la plataforma de aislamiento y sus límites. Luego, se calcula la distribución vertical de la fuerza para los distintos niveles del edificio.

La máxima deriva en el edificio por encima del nivel de la plataforma de aislamiento no debe exceder de 3.5 %. Una limitación del análisis estático es que no permite conocer las aceleraciones de piso, lo cual sí es posible en el análisis dinámico.

2.5.2. Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal consiste en un espectro de pseudo-aceleración como sollicitación sísmica y se obtiene las respuestas espectrales. De modo similar que en el análisis estático o de fuerzas equivalentes, la Norma E.031 [4] también establece condiciones que debe cumplir el edificio para aplicar al análisis dinámico modal espectral. En este método el amortiguamiento modal del modo fundamental no debe ser mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico; debe gobernar el que sea menor. Los valores de amortiguamiento modal para los otros modos deben ser consistentes son los correspondientes a la base fija.

El análisis modal espectral debe emplear el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la dirección perpendicular (Figura 2.21) ya que en cada dirección de análisis el desplazamiento del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

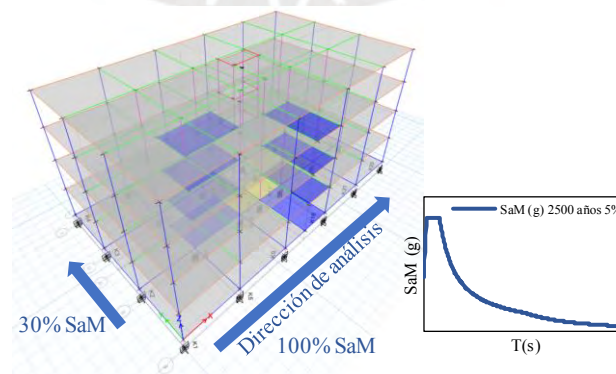


Figura 2.21: Esquema de los porcentajes del espectro SaM en una dirección de análisis

Los modos de vibración se determinan a partir de un análisis con vectores, tales como los de Eigen o los de Ritz. Los modos Eigen son los más adecuados para determinar la respuesta de la aceleración horizontal del terreno. Los vectores Ritz dependen de la carga y son los más adecuados para análisis que involucren la aceleración vertical del terreno y el método de análisis rápido no lineal (FNA no lineal). Cuando se determina la convergencia de la respuesta localizada con respecto al número de modos, los vectores Ritz convergen mucho más rápido y más uniformemente que los vectores Eigen [20]

Las respuestas espectrales correspondientes a cada modo de vibración se dan en distintas posibilidades de deformación. Por ello, las respuestas pueden ser combinadas mediante el método CQC (combinación cuadrática completa), el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), el método ABS (suma de los valores absolutos), entre otros. El método que se utilizó fue el SRSS, ya que es el más recomendado cuando los periodos difieren en más del 10%, tal como es el caso de un edificio aislado [21].

2.5.3. Análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia

El análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia es permitido en el diseño de cualquier edificio de base aislada y debe de ser empleado si el edificio no cumple con los criterios del análisis dinámico modal espectral indicados en la Norma E.031 [4]. Asimismo, los resultados usados para el diseño de los elementos estructurales no serán menores que los obtenidos del análisis dinámico modal espectral.

La sollicitación sísmica es un conjunto de pares de registros sísmicos que deben ser seleccionados y escalados según la Norma E.030 [3]. Cada par de componentes del registro debe ser aplicado simultáneamente al modelo considerando la excentricidad de masa más desfavorable. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento es calculado mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo. Los parámetros de interés deben ser calculados para cada registro sísmico y debe ser empleado el valor promedio para el diseño. Para zonas cercanas a una falla geológica, cada par de componentes horizontales debe ser rotado y ser orientados con la falla.

Cuando se emplean deslizadores friccionales en el modelo tridimensional, es una práctica usual definir una función tipo rampa para la aceleración vertical (ver Figura 2.22). Esta función de aceleración es aplicada antes de los registros sísmicos con el fin de que la carga gravitatoria se realice lentamente; por ejemplo, 20 segundos en la función de la Figura 2.22. El objetivo es excluir

los efectos inerciales del peso en la carga Normal de los deslizadores y por esta razón, se puede colocar un amortiguamiento modal alto en el caso de carga de gravedad.

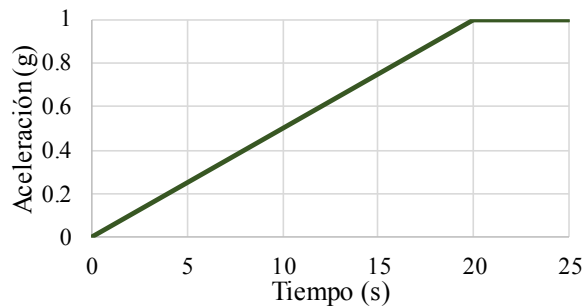


Figura 2.22: Función tipo rampa de aceleración vertical versus tiempo

Cada método de análisis sísmico descrito en esta sección tiene preferencia según el objetivo del diseñador. Si el objetivo es un análisis preliminar y rápido, el análisis estático es adecuado ya que no se requiere de un modelo tridimensional para estimar los desplazamientos y las fuerzas de diseño. Si el objetivo es diseñar todos los elementos estructurales, se emplea el análisis dinámico modal espectral. Si el objetivo es verificar derivas y aceleraciones, el método sugerido es el análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia.

2.6. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN EDIFICIO AISLADO

El procedimiento de diseño de edificios con aislamiento sísmico es un proceso iterativo, donde se deben verificar las derivas y aceleraciones objetivo, asimismo, las condiciones que indica la Norma E.031 [4]; tales como la mínima fuerza de restitución, la fuerza mínima axial (tracción) y la fuerza máxima axial (compresión) que llega a cada dispositivo. La Figura 2.23 presenta el flujograma que se planteó para el procedimiento de diseño de edificios con aislamiento sísmico.

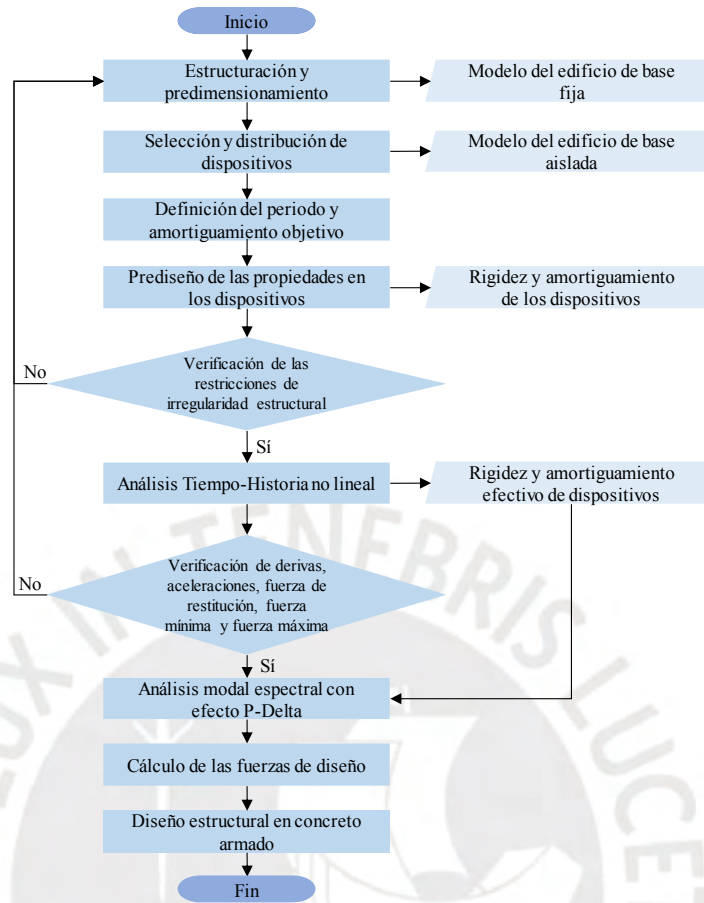


Figura 2.23: Flujograma del procedimiento de diseño en edificios con aislamiento sísmico

De la Figura 2.23 se observa que el procedimiento de diseño es un proceso iterativo con el fin de que se cumplan los objetivos de diseño. La iteración puede conducir a cambios en la estructuración, el predimensionamiento, la ubicación del tipo de dispositivo e incluso en el tipo de dispositivo.

CAPÍTULO 3: DISEÑO DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO

En este capítulo se describirán la arquitectura del edificio, la estructuración y predimensionamiento del sistema estructural, el prediseño del sistema de aislamiento, el diseño del sistema de aislamiento y el diseño en concreto armado del sistema estructural.

3.1. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO

El edificio diseñado en esta tesis es un pabellón de hospital ubicado en la ciudad de Lima. Según los planos de arquitectura, el edificio tiene cuatro pisos con una altura de entrepiso de 4.20 m. En el primer nivel se encuentran las salas de espera, servicios higiénicos, oficinas y almacenes. En el segundo nivel se encuentra la cafetería, la biblioteca, cuartos de hospitalización médica y la estación de enfermeras. En el tercer y cuarto nivel se ubican cuartos de hospitalización médica, cuarto de almacén y la estación de enfermeras. La Figura 3.1 muestra la vista en planta de la arquitectura del piso típico.

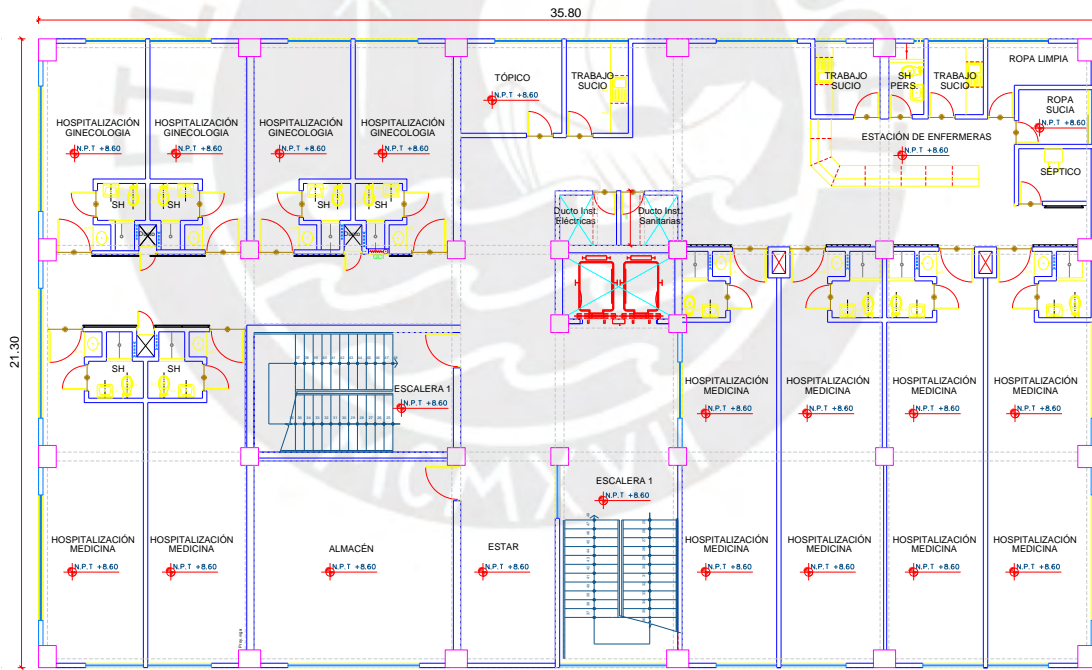


Figura 3.1: Arquitectura del piso típico del edificio (tercer y cuarto nivel)

Con base en la arquitectura del edificio, se propone la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, los cuales se conocen como estructuración y predimensionamiento, respectivamente.

3.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En esta sección se describen los criterios para la estructuración y para el predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio; además, se presenta un ejemplo práctico de aplicación para los elementos más importantes. La estructuración y predimensionamiento que se definieron son necesarios para prediseñar el sistema de aislamiento, dado que se estiman algunas características, como el peso sísmico y se elabora el modelo tridimensional.

3.2.1. Estructuración

El proceso de estructuración consistió en definir la ubicación y de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas. Se realizó a partir de los planos de arquitectura aplicando los criterios de funcionalidad, seguridad, simplicidad, simetría y la economía del proyecto. Además, se aseguró la regularidad y continuidad de la estructura con el fin de garantizar una adecuada resistencia, ductilidad, hiperestaticidad y una óptima rigidez lateral, pues mientras más compleja sea la estructuración, más difícil será predecir su comportamiento ante un evento sísmico [22].

La estructura es aporricada y contiene losas macizas en dos direcciones ya que sobre estas actúan sobrecargas elevadas, según la Norma de Cargas E0.20 [23]. Las vigas se ubicaron entre los elementos de transferencia de carga vertical, de modo que conformen la integración de pórticos. Las dimensiones de las columnas aseguran el anclaje de acero de las vigas. Se planteó un sistema de ejes ortogonales que siguen la dirección de los pórticos principales. En el eje horizontal se tienen los ejes del 1 al 7 y en el eje vertical se tienen los ejes de la A a la E (ver Figura 3.2).

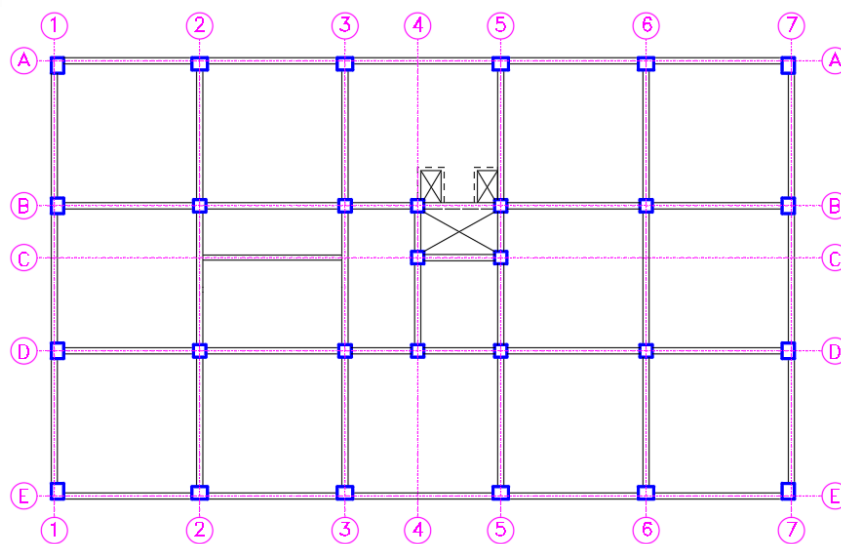


Figura 3.2: Estructuración de la planta típica del edificio

En la Figura 3.2 se muestra que las columnas han sido ubicadas de manera simétrica a fin de evitar posibles problemas de torsión. En el centro fue necesario colocar cuatro columnas cercanas debido al ascensor. Después de que se ubicaron los elementos estructurales, se estimaron sus dimensiones.

3.2.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento consiste en el establecimiento de una dimensión aproximada o tentativa para los elementos estructurales con base en criterios y requerimientos mínimos de las Normas. Sin embargo, debe verificarse luego de realizar el análisis sísmico y/o diseño. El diseño es un proceso iterativo y las dimensiones podrían variar con la finalidad de que la estructura cumpla con los requerimientos de las Normas de diseño.

3.2.2.1. Predimensionamiento de losas macizas

Debido a que las losas macizas presentan mayor resistencia y rigidez en comparación con otros tipos de losas, solicitan un menor espesor e . Hay dos formas de calcular el espesor y se muestran en la ecuación (3.1) y (3.2).

$$e = \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (3.1)$$

$$e = \frac{\text{Luz libre}}{40} \quad (3.2)$$

Por ejemplo, en el edificio diseñado se predimensionó el espesor de la losa ubicada entre los ejes 2-3 y A-B con base en las ecuaciones (3.1) y (3.2), donde la luz libre es 6.25 m y el perímetro es 26.80 m.

$$e = \frac{26.80}{180} = 0.15 \text{ m}$$

$$e = \frac{6.25}{40} = 0.16 \text{ m}$$

La predimensión del espesor de las losas resulta en 0.15 m. Sin embargo, por las mismas razones expuestas en la predimensión de la losa maciza, se vio conveniente emplear un espesor de 0.20 m.

3.2.2.2. Predimensionamiento de escaleras

El espesor de la garganta (g) de la escalera se predimensionó con la ecuación (3.3), según recomendaciones prácticas de literatura [22].

$$g = \frac{\text{Luz entre apoyos}}{25} \quad (3.3)$$

Por ejemplo, en el edificio diseñado se predimensionó la garganta de la escalera típica con luz libre entre apoyos igual a 3.30 m. según la ecuación (3.3).

$$g = \frac{3.30}{25} = 0.13 \text{ m}$$

Del cálculo, se puede aseverar que la predimensión resulta un espesor de 0.15 m. Sin embargo, debido a que los hospitales son edificaciones esenciales que deberían estar operativos frente a sismos extremos, se decidió definir la garganta de escaleras con una dimensión de 0.20 m.

3.2.2.3. Predimensionamiento de vigas

El peralte de una viga continua h puede estimarse en función de la luz libre ente apoyos y debería estar entre los valores calculados con la ecuación (3.4).

$$h = \frac{\text{Luz libre}}{12} \quad (3.4)$$

El ancho de vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica no debe ser menor que 0.25 m., según la Norma de Concreto Armado E.060 [8]. En el edificio se predimensionó el peralte de la viga de mayor luz libre (6.40 m.), empleando la ecuación (3.4).

$$h = \frac{6.40}{12} = 0.53 \text{ m}$$

Por lo tanto, se definió que como peralte de vigas una dimensión de 0.60 m. Sin embargo, luego del análisis modal espectral se definió que las vigas exteriores tengan un peralte de 0.75 m. con el fin de controlar la torsión en planta. El ancho escogido para las vigas interiores y exteriores fue de 0.30 m.

3.2.2.4. Predimensionamiento de vigas de rigidez

Las vigas de rigidez son parte de la plataforma de aislamiento, la cual debe ser notablemente más rígida que las plataformas de los niveles superiores para que el modelo de 1 o de 2 GDL sea aplicable. Entonces, las vigas de rigidez deben tener un peralte mayor al de las vigas de la superestructura y tienen la función de controlar los desplazamientos diferenciales de cada columna y proveer estabilidad contra el volteo. Las vigas de rigidez en el presente proyecto son de 0.30x0.90m.

3.2.2.5. Predimensionamiento de columnas

Las columnas se predimensionaron de acuerdo a recomendaciones aplicables en estructuras de base fija [22]. Se empleó la ecuación (3.5), donde A es el área de la columna y $P_{Servicio}$ es la carga axial en servicio que soporta la columna.

$$A = \frac{P_{Servicio}}{0.35 \times f'c} \quad (3.5)$$

En el edificio se predimensionó la columna interior ubicada entre los ejes 3 y B que soporta un $P_{Servicio}=252.93$ tonf y tiene un $f'c=210$ kg/cm². Se reemplazan estos valores en la ecuación (3.5).

$$A = \frac{252.93}{0.35 \times 210} = 3,441.22 \text{ cm}^2$$

Se decidió emplear las dimensiones de 0.60x0.60 m con un área A de 3,600 cm². Las columnas interiores son de 0.60x0.60 m y las columnas exteriores son de 0.60x0.75m. Las columnas exteriores son más robustas dado que ayudan a controlar la torsión. Estas dimensiones se definieron luego de verificar la torsión en el análisis modal espectral.

3.2.2.6. Predimensionamiento de capiteles

En planta, los capiteles o pedestales deberán tener mayores dimensiones que la platina utilizada para fijar a los aisladores. Su altura debe ser mayor que el peralte de las vigas de rigidez en por lo menos 10 cm. Por lo tanto, las dimensiones de los pedestales en planta son de 1.00x1.00 m y su altura es de 1.20 m, de modo que es 0.30 m. mayor que el peralte de las vigas de rigidez.

3.3. PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

En esta sección se describe el procedimiento para el prediseño del sistema de aislamiento. Se explican los cálculos del prediseño usando las propiedades lineales, ya que estos son necesarios para la posterior etapa de diseño del sistema de aislamiento. Además, se relata el desarrollo del modelo tridimensional del edificio aislado y se verifican los objetivos del diseño.

3.3.1. Prediseño usando las propiedades lineales

Se presenta el cálculo de las propiedades lineales del sistema de aislamiento y de los dispositivos. Se emplearon las propiedades lineales del modelo elástico equivalente al modelo bilineal (Figura 2.6 y Figura 2.14), debido a que se trata de un modelo simple y conveniente para el prediseño. Estas propiedades son necesarias para la posterior etapa de diseño.

3.3.1.1. Propiedades lineales del sistema de aislamiento

El prediseño de las propiedades lineales se realizó con base en el modelo de 1 GDL. Se partió asumiendo un periodo de base aislada T_b (3.5 s) y un amortiguamiento efectivo ξ_b (15 %). Luego se emplearon las ecuaciones (2.17) y (2.18) de la sección 2.3.1 (modelo de 1 GDL).

Para el cálculo de las propiedades lineales se definieron los siguientes parámetros sísmicos según la Norma E.030 [3]. El factor de zona Z fue de 0.45 debido a la ubicación de Lima y el factor de

amplificación del suelo S fue de 1.0 dado que el edificio se ubica sobre suelo bueno (S1). Los factores T_p y T_L fueron 0.4 y 2.5 segundos, respectivamente. Mediante la ecuación (2.21) se obtuvo un factor de amplificación sísmica C de 0.205. La Tabla 3.1 presenta los datos de entrada y los resultados del cálculo para el prediseño del sistema de aislamiento.

Tabla 3.1: Cálculo para el prediseño del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Periodo de base fija T_s	s	1.12
Periodo de base aislada T_b	s	3.5
Amortiguamiento efectivo ξ_b	-	0.15
Masa sísmica de la superestructura m_s	tonf.s ² /m	410.92
Masa sísmica de la plataforma de aislamiento m_b	tonf.s ² /m	101.72
Rigidez del sistema de aislamiento k_b	tonf/m	1659.66
Amortiguamiento del sistema de aislamiento C_b	tonf.s/m	276.72

A partir de los parámetros sísmicos, del periodo T_b y del amortiguamiento ξ_b , se calcularon las respuestas espectrales mediante las ecuaciones (2.22), (2.23) y (2.24). Los resultados se presentan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Respuestas espectrales en el prediseño del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Pseudo-aceleración S_{aM}	m/s ²	1.358
Factor de amortiguamiento B_M	-	1.375
Desplazamiento D_M	m	0.305

Una vez calculadas las propiedades lineales del sistema de aislamiento y las respuestas espectrales, se calcularon las propiedades lineales de los deslizadores planos.

3.3.1.2. Propiedades lineales de los deslizadores planos

La rigidez lateral total de los deslizadores planos K_d es calculado con la ecuación (3.6) en función del peso sísmico total que llega a los dispositivos W , el coeficiente de fricción dinámico μ y el desplazamiento máximo X_{max} . La rigidez lateral de cada deslizador k_d se calcula dividiendo la rigidez total K_d por el número de deslizadores N_d .

$$K_d = \frac{\mu W}{X_{max}} \quad (3.6)$$

$$k_d = \frac{K_d}{N_d} \quad (3.7)$$

La razón de amortiguamiento ξ_d es calculado con la ecuación (3.8), el amortiguamiento total de los deslizadores C_d es calculado mediante la ecuación (3.9) y el amortiguamiento de cada deslizador es igual al amortiguamiento total dividido por el número de deslizadores N_d .

$$\xi_d = \frac{2}{\pi} \quad (3.8)$$

$$C_d = \xi_d 2 \sqrt{\frac{W}{g}} K_d \quad (3.9)$$

$$c_d = \frac{C_d}{N_d} \quad (3.10)$$

Estas ecuaciones fueron aplicadas al edificio. El coeficiente de fricción fue asumido con base a los valores comerciales que están entre 5 y 8%. Los pesos sísmicos se obtuvieron del modelo tridimensional del edificio de base aislada (sección 3.3.2.2). El desplazamiento máximo X_{max} fue asumido como el Desplazamiento D_M . La Tabla 3.3 muestra los datos de entrada y los resultados para el prediseño de propiedades lineales de los deslizadores planos.

Tabla 3.3: Cálculo para el prediseño de propiedades lineales de los deslizadores planos

Parámetro	Und.	Valor
Coficiente de fricción μ .	-	0.07
Peso sísmico total W	tonf	479
Desplazamiento máximo X_{max}	m	0.305
Rigidez lateral total K_d	tonf/m	109.96
Número de deslizadores N_d	-	4
Rigidez lateral k_d	tonf/m	27.49
Razón de amortiguamiento efectivo ξ_d	-	0.637
Amortiguamiento total efectivo C_d	tonf.s/m	93.29
Amortiguamiento efectivo c_d	tonf.s/m	23.32

Después del cálculo de las propiedades lineales del sistema de aislamiento y de los deslizadores, se calcularon las propiedades de los aisladores elastoméricos como la diferencia de rigidez y amortiguamiento entre el sistema y los deslizadores.

3.3.1.3. Propiedades lineales de los aisladores elastoméricos

La rigidez lateral de los aisladores elastoméricos se calcula como la diferencia entre la rigidez total del sistema de aislamiento y la rigidez total de los deslizadores ecuación (3.11). La rigidez lateral de cada aislador elastomérico es la rigidez lateral total dividida por el número de dispositivos, según la ecuación (3.12). De modo similar se procede para el amortiguamiento con las ecuaciones (3.13) y (3.14).

$$K_e = K_b - K_d \quad (3.11)$$

$$k_e = \frac{K_e}{N_e} \quad (3.12)$$

$$C_e = C_b - C_d \quad (3.13)$$

$$c_e = \frac{C_e}{N_e} \quad (3.14)$$

Los datos de entrada provenientes del prediseño de los deslizadores planos se presentaron en la Tabla 3.3. La Tabla 3.4 muestra los datos de entrada adicionales y los resultados del prediseño de propiedades lineales de los aisladores elastoméricos

Tabla 3.4: Resultados del prediseño de propiedades lineales de los aisladores elastoméricos

Parámetro	Und.	Valor
Rigidez lateral total K_e	tonf/m	1549.69
Número de aisladores elastoméricos N_e	-	24
Rigidez lateral k_e	tonf/m	64.57
Amortiguamiento total efectivo C_e	tonf.s/m	183.43
Amortiguamiento efectivo c_e	tonf.s/m	7.64

En vista de que se conocen las propiedades lineales de los deslizadores y de los aisladores elastoméricos, estas se ingresaron al modelo tridimensional del edificio aislado.

3.3.2. Modelo tridimensional del edificio aislado

El modelo tridimensional del edificio aislado fue realizado con base en el modelo del edificio de base fija, ya que con este modelo se conoce el periodo y peso de la superestructura y el peso de la subestructura.

3.3.2.1. Modelo tridimensional del edificio con base fija

Se elaboró el modelo tridimensional del edificio con base fija en el programa ETABS 2016 [24]. Para ello, se consideró la estructuración y predimensionamiento definidos en la sección 3.2.1. La plataforma de aislamiento se ubica en el nivel cero y está conformada por las vigas de rigidez, los capiteles y las losas. Las bases de las columnas fueron articuladas. La Figura 3.3 muestra una vista en planta del piso típico del edificio y la Figura 3.4 muestra una vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base fija.



Figura 3.3: Vista en planta del piso típico (2do y 3er piso) del edificio

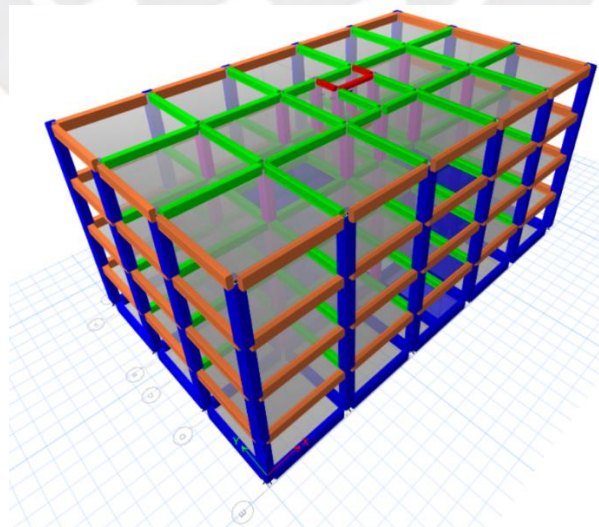


Figura 3.4: Vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base fija

Se obtuvo el análisis modal para los tres primeros modos de vibración: dos traslacionales y uno rotacional. La Tabla 3.5 muestra los periodos de vibración y la razón de la masa participante para cada modo en el modelo sin excentricidad accidental.

Tabla 3.5: Periodos de vibración y la razón de la masa participante en el modelo sin excentricidad accidental

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.86	0.00	0.86	0.00
2	0.78	0.87	0.00	0.00
3	0.70	0.00	0.00	0.87

Con base en la Tabla 3.5 se obtuvo el periodo de base fija T_s de 0.86 s, las tres masas participantes son mayores que 0.85 y esto es un indicador de que no hay problemas de torsión. Por otro lado, según la Norma E0.30 [3], el edificio en diseño (pabellón de hospital) corresponde a la categoría A1 de Edificaciones Esenciales. El peso sísmico de un edificio de la categoría A y B es la carga muerta sumado con el 50% de la carga viva. La Tabla 3.6 muestra el peso y la masa sísmica de la superestructura y de la plataforma.

Tabla 3.6: Masa sísmica de la superestructura y de la plataforma de aislamiento

Estructura	Peso Sísmico (tonf)	Masa Sísmica (tonf.s ² /m)
Superestructura	4015	409
Plataforma de aislamiento	1013	103
Total	5028	512

Los resultados de la Tabla 3.6 son datos de entrada para el prediseño del sistema de aislamiento. A partir del modelo del edificio de base fija, se realizó el modelo del edificio de base aislada mediante la adición de los dispositivos de aislamiento.

3.3.2.2. Modelo tridimensional del edificio de base aislada

En esta tesis se vio conveniente utilizar aisladores elastoméricos debajo de las columnas y deslizadores planos de fricción debajo de las cuatro columnas del ascensor. De este modo se reduce la torsión pues los deslizadores son más flexibles y se ubican cerca del centro del área en planta. Al emplear un sistema de aislamiento compuesto por aisladores elastoméricos y deslizadores planos se presentan dos ventajas: flexibiliza el sistema de aislamiento y reduce el costo total del sistema de aislamiento ya que los deslizadores son más económicos que los aisladores

elastoméricos. La Figura 3.5 muestra la distribución de aisladores, donde los deslizadores planos se ubican en la zona del ascensor. En total se cuenta con 24 aisladores elastoméricos y 4 deslizadores planos.

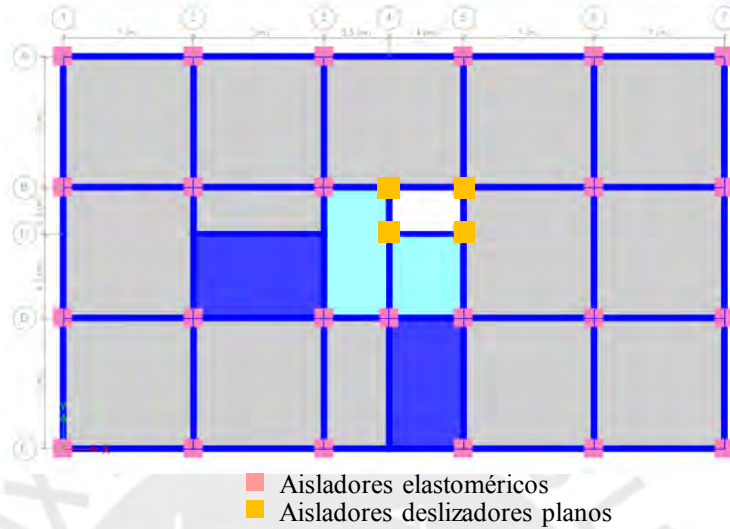


Figura 3.5: Vista en planta de la distribución de aisladores en la plataforma de aislamiento

La diferencia del modelo de base aislada con el modelo de base fija es que se colocaron los elementos tipo *links* debajo de los capiteles en representación de los aisladores. La Figura 3.6 muestra una vista en elevación del eje 1 del modelo tridimensional.

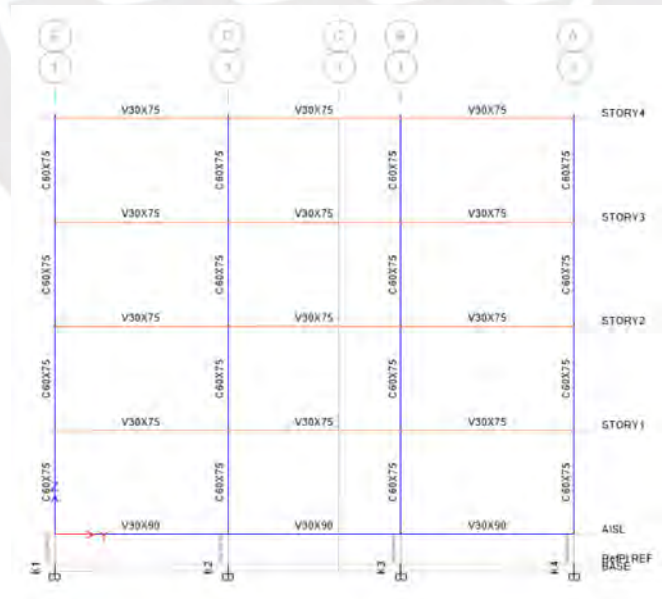


Figura 3.6: Vista de la elevación del eje 1 del modelo tridimensional

De la Figura 3.6 se observa que se añadió el nivel “AISL” en el modelo de base fija y un plano de referencia llamado REF. Este plano de referencia está ubicado a -1.20 m. y la base a -1.50 m. La diferencia de 0.30 m. es la altura aproximada de los elementos *link*. La Figura 3.7 muestra una vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base aislada.

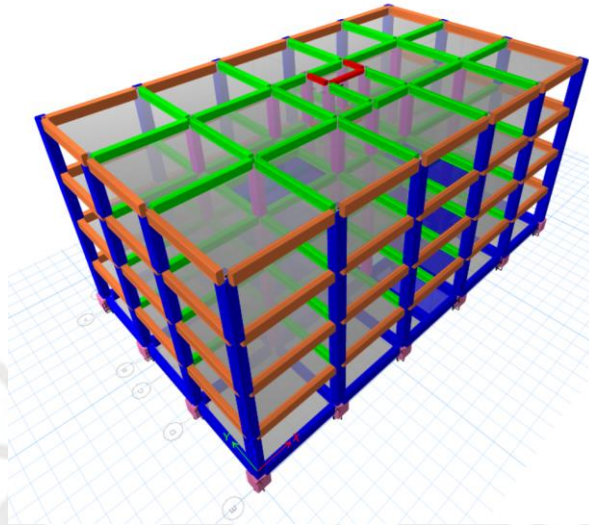


Figura 3.7: Vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base aislada

Los elementos tipo *link* se ubican debajo de la columna de la plataforma rígida de aislamiento. La Figura 3.8 muestra un acercamiento de los elementos tipo *link* en el modelo. A los *links* se le pueden asignar propiedades de acuerdo a los diversos tipos de dispositivos de protección sísmica que ofrece el programa ETABS y que existen en el mercado. En el caso del edificio en estudio se emplearon *links* tipo *Rubber Isolator* para los aisladores de goma y *Friction Isolator* para los deslizadores planos.

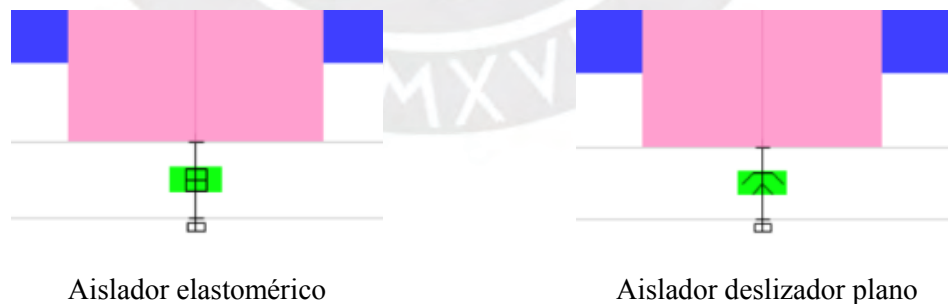


Figura 3.8: Acercamiento de los elementos tipo *link* en el modelo tridimensional

El periodo de vibración del edificio de base aislada T_b se podrá conocer una vez definido el diseño del sistema de aislamiento, ya que depende de las propiedades de los aisladores; sin embargo, la masa sísmica total se conoce y se presenta en la Tabla 3.7

Tabla 3.7: Masa sísmica total del edificio de base aislada

Load Case/Combo	Peso (tonf)	Masa (tonf.s ² /m)
DEAD	4485	457
LIVE	1087	110
DEAD + 0.5 LIVE	5028	512

Para los aisladores elastoméricos, en la dirección lateral se trabajó con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo) y con las propiedades no lineales (rigidez inicial, fuerza de fluencia y ratio de rigidez posfluencia). En la dirección axial se trabajó únicamente con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo).

Para los deslizadores de fricción, en la dirección lateral se trabajó con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo) y con las propiedades no lineales (rigidez inicial, coeficiente de fricción y parámetro de velocidad). En la dirección axial se trabajó con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo) y con las propiedades no lineales (rigidez y coeficiente de amortiguamiento).

3.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

En esta sección se describe el procedimiento utilizado para diseñar el sistema de aislamiento del edificio. Primero, se explica el cálculo de las propiedades no lineales que representan el comportamiento real del sistema. Luego, se presentan los criterios de modificación de las propiedades no lineales y los resultados del análisis no lineal Tiempo – Historia con fines de verificación de derivas y aceleraciones. Por último, se presentan las consideraciones que se tuvieron para el diseño en concreto armado del sistema estructural.

Se resalta que el procedimiento de diseño del sistema de aislamiento no sigue un flujo de trabajo lineal, sino un proceso iterativo, el cual se inicia con una propuesta de dimensiones y propiedades provenientes del predimensionamiento y del prediseño, y se plasma en un modelo tridimensional.

3.4.1. Cálculo de propiedades no lineales

Las propiedades no lineales se calcularon a partir de la rigidez efectiva y del amortiguamiento efectivo provenientes del prediseño. El cálculo conduce a un comportamiento constitutivo representado por un modelo bilineal que relaciona el desplazamiento con la fuerza cortante.

Primero se calcularon las propiedades no lineales del sistema de aislamiento y posteriormente las de los dispositivos.

3.4.1.1. *Propiedades no lineales del sistema de aislamiento*

Se planteó el comportamiento constitutivo del sistema de aislamiento con el modelo bilineal de los aisladores elastoméricos (Figura 2.6), dado que estos gobiernan el sistema de aislamiento. Se calcularon las propiedades no lineales del sistema de aislamiento a partir de las propiedades definidas en el prediseño (sección 3.3.1). Se calculó el valor del desplazamiento de fluencia D_y igualando a cero la ecuación (3.15), la cual representa el comportamiento constitutivo bilineal de los dispositivos descrito en la sección 2.2.2. La ecuación es una función del desplazamiento máximo D_M (asumido como el desplazamiento del prediseño), amortiguamiento ξ_b y la relación de la rigidez posfluencia y rigidez inicial del sistema de aislamiento representada como α (asumida como 12).

$$2 \pi \xi_b D_M - \left[\frac{(D_M - D_y) 4 D_y (\alpha - 1)}{D_M + (\alpha - 1) D_y} \right] \quad (3.15)$$

La rigidez posfluencia K_2 , la rigidez inicial K_1 , la fuerza de fluencia F_y , la fuerza máxima F_{max} , la fuerza característica Q y el área del diagrama de histéresis A fueron hallados mediante las siguiente ecuaciones con base en relaciones geométricas del modelo bilineal del sistema de aislamiento.

$$K_2 = \frac{K_b D_M}{D_M + (\alpha - 1) D_y} \quad (3.16)$$

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (3.17)$$

$$F_y = K_1 D_y \quad (3.18)$$

$$F_{max} = F_y + K_2 (D_M - D_y) \quad (3.19)$$

$$Q = \frac{2\pi \xi_b K_b D_M^2}{4(D_M - D_y)} \quad (3.20)$$

$$A = 2\pi \xi_b K_b D_M^2 \quad (3.21)$$

Las propiedades no lineales resultantes de las ecuaciones previas en consideración de los datos del prediseño se presentan en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Propiedades no lineales del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Desplazamiento máximo D_M	m	0.305
Relación de rigideces α	-	12
Razón de amortiguamiento ξ_b	-	0.15
Rigidez del sistema de aislamiento k_b	tonf/m	1659.66
Desplazamiento de fluencia D_y	m	0.0089
Rigidez posfluencia K_2	tonf/m	1256.29
Rigidez inicial K_1	tonf/m	15075.42
Fuerza de fluencia F_y	tonf	134.15
Fuerza máxima F_{max}	tonf	505.97
Resistencia característica Q	tonf	123.05
Área de la curva de histéresis A	tonf.m	145.68

El modelo bilineal correspondiente a las propiedades no lineales del sistema de aislamiento (Tabla 3.8) se presenta en la Figura 3.9.

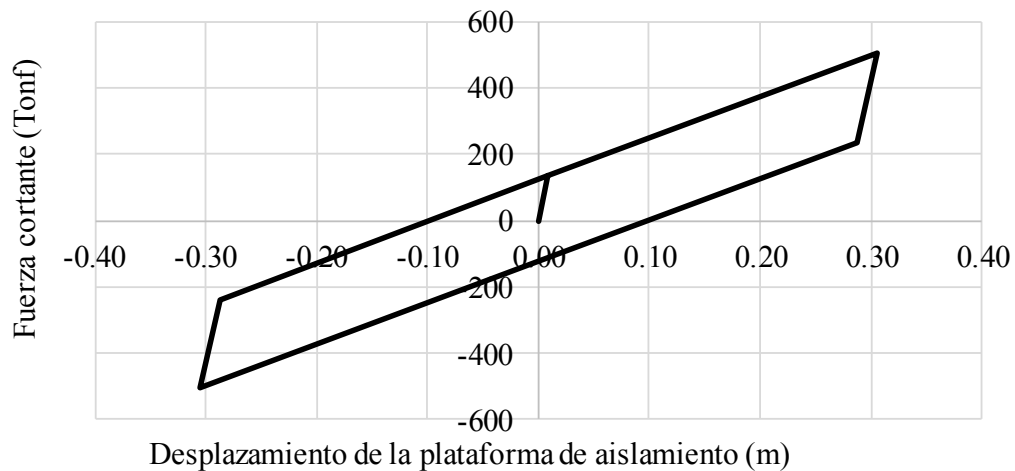


Figura 3.9: Modelo bilineal del sistema de aislamiento

Es posible definir el comportamiento constitutivo de los dispositivos ya que la suma de sus modelos bilineales es igual al modelo bilineal del sistema de aislamiento. Para las propiedades no lineales de los dispositivos, la denotación minúscula en las propiedades hace referencia a que corresponde a un dispositivo y el superíndice “d” o “e” significa que corresponde al deslizador plano o aislador elastomérico, respectivamente.

3.4.1.2. *Propiedades no lineales de los deslizadores planos*

La rigidez inicial del deslizador plano k_1^d fue asumido como un valor dentro del rango comercial [13]; es decir, entre 200 y 1005 tonf/m. La fuerza de fluencia f_y^d es calculada con el ecuación (3.22) en función de la rigidez lateral del deslizador k_d y del desplazamiento máximo D_M .

$$k_1^d = 1000 \text{ Tonf/m} \quad (3.23)$$

$$f_y^d = k_1^d D_M \quad (3.24)$$

La fuerza máxima f_{max}^d es igual la fuerza de fluencia f_y^d , dado que no hay pendiente en el tramo inelástico del modelo bilineal de los deslizadores planos (ver Figura 2.14) y el amortiguamiento tiene un valor constante, según las ecuaciones (3.25) y (3.26).

$$f_{max}^d = f_y^d \quad (3.25)$$

$$\xi_d = \frac{2}{\pi} \quad (3.26)$$

Las propiedades no lineales de los deslizadores planos fueron calculadas a partir del prediseño del sistema de aislamiento. Las propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos fueron calculadas a partir de la diferencia entre las propiedades no lineales del sistema de aislamiento y las de los deslizadores planos.

3.4.1.3. *Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos*

Se sabe que la suma de las fuerzas de fluencia de los deslizadores planos f_y^d y de los aisladores elastoméricos f_y^e debe ser igual a la fuerza de fluencia del sistema de aislamiento F_y . Esto también se debe cumplir para el caso de las fuerzas máximas. Entonces, conociendo las fuerzas del sistema de aislamiento y de los deslizadores, se puede conocer la fuerza de fluencia f_y^e y la fuerza máxima f_{max}^e del aislador elastomérico despejando las ecuaciones (3.27) y (3.28), donde N^d y N^e son la cantidad de deslizadores planos y aisladores elastoméricos, respectivamente.

$$F_y = f_y^d N^d + f_y^e N^e \quad (3.27)$$

$$F_{max} = f_{max}^d N^d + f_{max}^e N^e \quad (3.28)$$

La rigidez posfluencia k_2^e , la rigidez inicial k_1^e , la relación entre estos valores α^e , la resistencia característica q^e , el área de la curva de histéresis A^e y la razón de amortiguamiento ξ^e se calcularon con las siguientes ecuaciones. D_{M1aisl} es el desplazamiento de la plataforma de aislamiento calculado en la sección 3.3.1.1.

$$k_2^e = \frac{f_{max}^e - f_y^d}{D_{M1aisl} - D_y} \quad (3.29)$$

$$k_1^e = \frac{f_y^e}{D_y} \quad (3.30)$$

$$\alpha^e = \frac{k_1^e}{k_2^e} \quad (3.31)$$

$$q^e = f_y^e - k_2^e D_y \quad (3.32)$$

$$A^e = 4 q^e (D_M - D_y) \quad (3.33)$$

$$\xi^e = \frac{A^e}{2 \pi k_e D_M^2}$$

Mediante las ecuaciones previas se calcularon las propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos. Las propiedades no lineales de los deslizadores planos y de los aisladores elastoméricos se muestran en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Propiedades no lineales de los dispositivos

Dispositivo	Parámetro	Und.	Valor
Deslizadores planos	Rigidez inicial k_1^d	tonf/m	1000
	Fuerza de fluencia f_y^d	tonf	8.38
	Fuerza máxima f_{max}^d	tonf	8.38
	Coefficiente de fricción μ	-	0.07
	Razón de amortiguamiento ξ^d	-	63.7%
Aisladores elastoméricos	Rigidez inicial k_1^e	tonf/m	471.17
	Rigidez posfluencia k_2^e	tonf/m	52.35
	Relación α^e	-	9
	Fuerza de fluencia f_y^e	tonf	4.19
	Fuerza máxima f_{max}^e	tonf	19.69
	Resistencia característica q^e	tonf	3.73
	Área de la curva de histéresis A^e	tonf.m	4.41
Razón de amortiguamiento ξ^e	-	11.7%	

Las propiedades no lineales definen el modelo bilineal para cada dispositivo. En la Figura 3.10 se presenta el modelo para cada dispositivo construido con las propiedades calculadas de la Tabla 3.9.

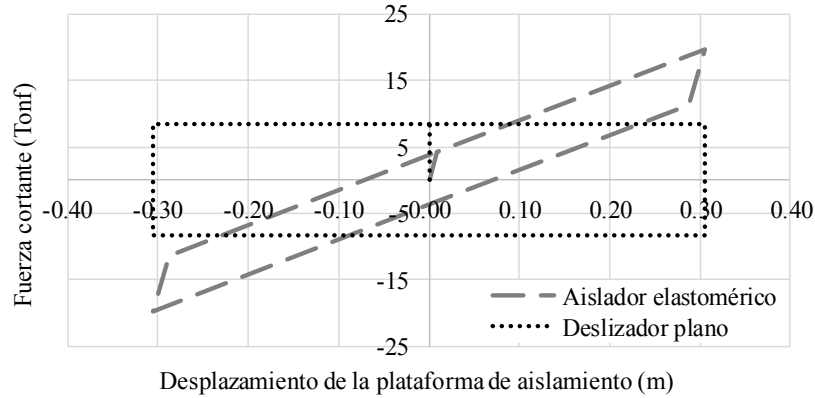


Figura 3.10: Modelo bilineal de los dispositivos aisladores

De la Figura 3.10, se observa gráficamente que la resistencia de los aisladores elastoméricos es mayor que la resistencia de los deslizadores planos. Estas propiedades no lineales fueron ingresadas al modelo tridimensional con el fin de realizar el análisis sísmico y las verificaciones correspondientes.

3.4.1.4. Propiedades no lineales de los dispositivos en el modelo tridimensional

En el caso del deslizador plano, las propiedades no lineales ingresadas al modelo tridimensional fueron en la dirección axial y en la dirección lateral. En la dirección axial se asumió una rigidez de 500,000 tonf/m, porque es un valor intermedio del rango comercial que varía entre 176,351 a 832,823 tonf/m [13]. También se consideró un amortiguamiento nulo en la dirección axial, ya que prácticamente no hay disipación de energía por la alta rigidez axial. En la dirección lateral se ingresaron los resultados obtenidos de la Tabla 3.9, sumado al radio neto del péndulo con un valor de 0 (deslizador plano) y el parámetro de velocidad de 50 s/m. Se asumió el valor de 50 s/m, cuya inversa es una velocidad del deslizador de 20 mm/s, ya que es un intermedio de los valores encontrados en literatura: 10 mm/s [13] y 100 mm/s [25]. La Tabla 3.10 resume las propiedades no lineales del deslizador plano ingresadas al modelo tridimensional.

Tabla 3.10: Propiedades no lineales del deslizador plano ingresadas al modelo tridimensional

Dirección	Parámetro	Und.	Valor
Axial	Rigidez	tonf/m	500,000
	Coefficiente de amortiguamiento	tonf.s/m	0
Lateral	Rigidez inicial k_1^d	tonf/m	1000
	Coefficiente de fricción μ	-	0.07
	Parámetro de velocidad	s/m	50
	Radio de péndulo neto	m	0

Por otro lado, las propiedades no lineales del aislador elastomérico ingresadas al modelo tridimensional fueron únicamente en la dirección lateral. La dirección axial no fue considerada dado que el mecanismo del aislador elastomérico no requiere una fuerza axial para accionar los desplazamientos laterales; mientras que sí es el caso del deslizador plano. En la dirección lateral se ingresaron los resultados obtenidos de la Tabla 3.9. Las propiedades específicas se presentan en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11: Propiedades no lineales laterales del aislador elastomérico ingresadas al modelo tridimensional

Parámetro	Und.	Valor
Rigidez inicial k_1^e	tonf/m	471.17
Fuerza de fluencia f_y^e	tonf	4.19
Razón de rigidez posfluencia $1/\alpha^e$	-	0.111

Es importante mencionar que el amortiguamiento de los dispositivos no es ingresado al programa durante un análisis no lineal. Esto se debe a que el amortiguamiento es solo una medida proporcional a la disipación de energía del sistema de aislamiento durante el desarrollo de los ciclos de histéresis. Para el modelo tridimensional, se consideró un amortiguamiento modal de 0% para los tres primeros modos fundamentales ya que el amortiguamiento está representado en los ciclos de histéresis. Se consideró el amortiguamiento modal inherente de 5% para el resto de modos.

3.4.2. Modificación de las propiedades no lineales

Hay diversas fuentes de incertidumbre en las propiedades reales de los aisladores durante su vida útil y el diseño de estructuras sísmicamente aisladas debe considerarlas. Los factores de modificación máximo y mínimo (λ) se utilizan para contemplar la variación de los parámetros de diseño nominal de cada tipo de aislador por los efectos del calentamiento debido al movimiento dinámico cíclico, la velocidad de carga, *scragging* (degradación de las propiedades mecánicas como resultado de acciones cíclicas) y recuperación, variabilidad en las propiedades de producción, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación [4].

Se emplearon los factores de modificación máximo y mínimo presentados en la Tabla 3.12. ya que se consideró que los dispositivos serían provistos por fabricantes calificados.

Tabla 3.12: Factores de modificación máximo y mínimos para fabricantes calificados [4]

Característica del dispositivo	Propiedad	$\lambda_{\text{mínimo}}$	$\lambda_{\text{máximo}}$
Aislador de caucho con núcleo de plomo	k2 o Kd	0.8	1.3
	Q o Qd	0.8	1.5
Interfaz sin lubricación	u o Qd	0.8	1.6

La Tabla 3.13 muestra las propiedades no lineales modificadas con los factores de modificación máximos y mínimos correspondientes a los deslizadores planos.

Tabla 3.13: Propiedades no lineales modificadas de los deslizadores planos

Propiedad	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Rigidez inicial k_1^d	tonf/m	1000	1000	1000
Fuerza de fluencia f_y^d	tonf	6.70	8.38	13.41
Fuerza máxima f_{maxd}	tonf	6.70	8.38	13.41
Coefficiente de fricción μ	-	0.056	0.070	0.112

La Tabla 3.14 presenta las propiedades no lineales modificadas con los factores correspondientes a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Tabla 3.14: Propiedades no lineales modificadas de los aisladores elastoméricos

Propiedad	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Rigidez inicial k_1^e	tonf/m	376.94	471.17	612.53
Rigidez posfluencia k_2^e	tonf/m	41.88	52.35	68.05
Relación α^e	-	9	9	9
Fuerza de fluencia f_y^e	tonf	3.35	4.19	6.20
Fuerza máxima f_{max}^e	tonf	15.40	19.69	24.71
Resistencia característica q^e	tonf	2.98	3.73	5.59

El modelo bilineal de los dispositivos fue calculado con los factores de modificación de la Tabla 3.13 y de la Tabla 3.14. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento fue calculado como el desplazamiento del modelo equivalente lineal (sección 3.4.4). La Figura 3.11 y la Figura 3.12 muestran el modelo bilineal del deslizador plano y del aislador elastomérico con propiedades modificadas, respectivamente.

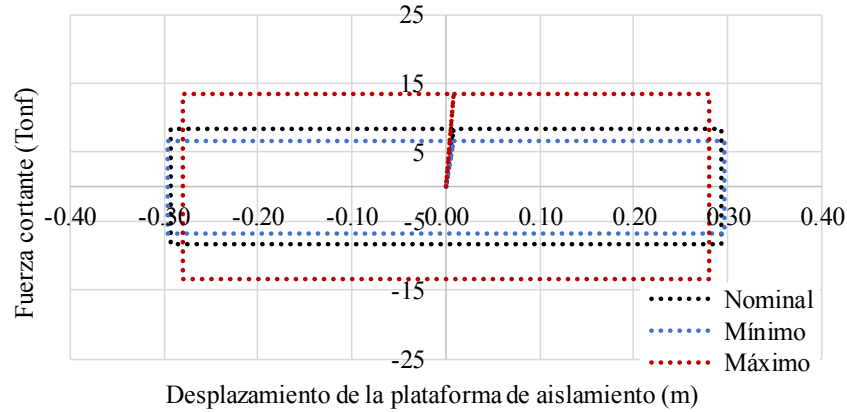


Figura 3.11: Modelo bilineal del deslizador plano con propiedades modificadas

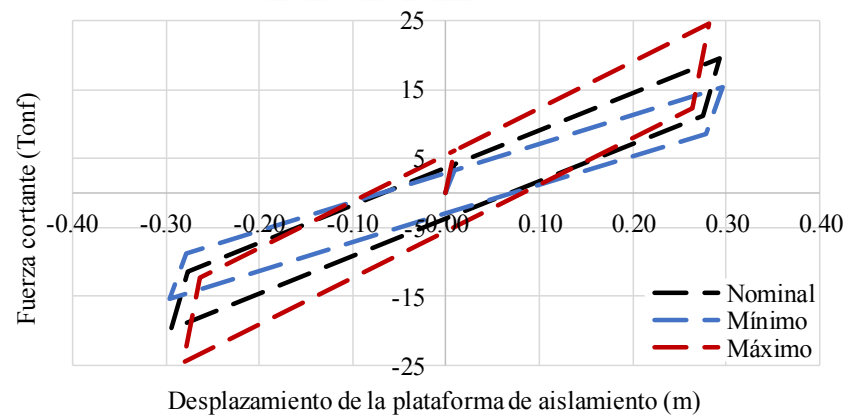


Figura 3.12: Modelo bilineal del aislador elastomérico con propiedades modificadas

Las propiedades modificadas del sistema de aislamiento fueron calculadas como la suma de la fuerza de fluencia de la Tabla 3.13 y de la Tabla 3.14. Luego, se dividió por el desplazamiento de fluencia y se obtuvo la rigidez inicial K_1 . Así también, se dividió la rigidez inicial K_1 por la relación α y se obtuvo la rigidez posfluencia. La Tabla 3.15 muestra los resultados de las propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento.

Tabla 3.15: Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento

Propiedad	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Rigidez inicial K_1	tonf/m	12,060	15,075	22,739
Rigidez posfluencia K_2	tonf/m	1,005	1,256	1,895
Relación α	-	12	12	12
Fuerza de fluencia F_y	tonf	134	134	202
Fuerza máxima F_{max}	tonf	396	506	646
Resistencia característica Q	tonf	98	123	188

De modo similar al modelo bilineal con las propiedades modificadas de los dispositivos, se construyó el modelo bilineal del sistema de aislamiento. Los resultados de la Tabla 3.15 fueron empleados para el modelo bilineal del sistema de aislamiento en consideración de los factores de modificación que se presenta en la Figura 3.13.

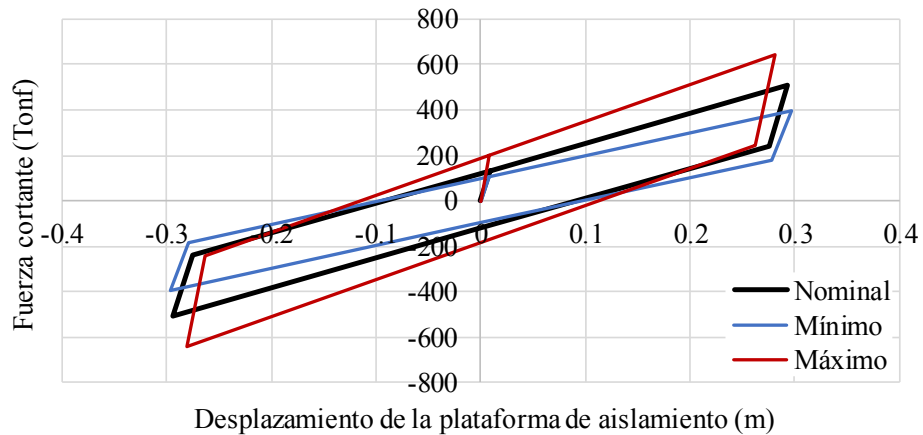


Figura 3.13: Modelo bilineal del sistema de aislamiento con propiedades modificadas

Después de calcular las propiedades no lineales nominales y modificadas, se puede proceder al análisis no lineal Tiempo – Historia con la finalidad de verificar de que el modelo con estas propiedades calculadas cumpla con los límites de deriva y aceleración.

3.4.3. Análisis no lineal Tiempo – Historia

El análisis no lineal Tiempo – Historia se realizó en el modelo tridimensional del edificio con el programa ETABS 2016 [24] y, a partir de los requerimientos de la Norma E.031 [4], se desarrollaron las actividades que se describen a continuación. Se realizó el tratamiento de señales sísmicas para representar al espectro de diseño de un sismo de 2500 años de periodo de retorno con un amortiguamiento estructural del 5%. Se verificaron las máximas derivas y aceleraciones. Se verificó que la fuerza de restitución sea mayor en por lo menos el 2.5% del peso sísmico que la fuerza lateral correspondientes al 50% del desplazamiento máximo. Se verificó que las tracciones en los dispositivos no excedan el 10% del peso sísmico. Finalmente, se determinaron las características fuerza – deformación con la finalidad de representar el comportamiento no lineal del sistema de aislamiento en un modelo elástico de diseño.

3.4.3.1. Tratamiento de señales sísmicas

La sollicitación sísmica en el análisis no lineal Tiempo - Historia se realizó a través de siete pares de registros sísmicos cada uno con dos componentes horizontales, según las especificaciones de

la Norma de Aislamiento Sísmico E.031 [4]. Se seleccionaron los siete sismos mostrados en la Tabla 3.16, ya que pertenecen a eventos de subducción con foco superficial, lo cual es una característica de los sismos en la ubicación del edificio diseñado. En la Tabla 3.16 se muestra el intervalo de tiempo, el número de datos y la máxima aceleración del terreno (PGA) por cada componente de los registros sísmicos. El PGA de cada componente fue escalado al PGA del espectro de la Norma E.031 [4].

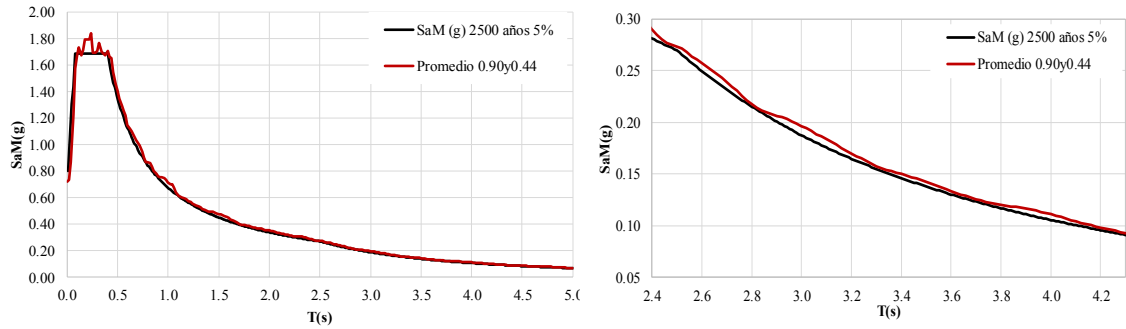
Se realizó la corrección por línea base y el filtrado de frecuencias en los registros de cada componente con el programa SeismoSignal 2016 [26]. La corrección por línea base es importante cuando el eje de referencia para posición inicial está desfasado respecto del eje cero. El filtrado de frecuencias permite eliminar frecuencias fuera de la banda de frecuencias no deseada. Luego, se compatibilizó el espectro de cada registro sísmico con el espectro de la Norma E.031 [4] mediante el programa SeismoMatch 2016 [27].

Se escalan las amplitudes de los registros a fin de que el promedio de los valores espectrales SRSS de cada registro no sea menor que el valor del espectro de la Norma E.031. El espectro de pseudo-aceleraciones se realizó considerando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados por separado con un 5% de amortiguamiento. Cada par de componentes fueron escalados para que el espectro de respuesta en la dirección de análisis no sea menor que el 90% del espectro de diseño de la Norma E.031 [4]. La Tabla 3.16 presenta el factor de escalamiento de amplitudes y los coeficientes SRSS.

Tabla 3.16: Datos de los registros sísmicos y factores de escalamiento

	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapaca 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966
dt (s)	0.005	0.010	0.005	0.010	0.010	0.020	0.020
Duración(s)	143	218	71	252	199	98	66
Nro. Datos	28655	21807	14181	25200	19892	4899	3283
Factor	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04	1.03
Dirección	EW NS	EW NS	EW NS	EW NS	EW NS	EW NS	EW NS
PGA (g)	0.52 0.67	0.28 0.34	0.50 0.57	0.73 0.54	0.29 0.24	0.20 0.18	0.18 0.27
SRSS	0.44 0.90	0.44 0.90	0.90 0.44	0.90 0.44	0.90 0.44	0.90 0.44	0.44 0.90

La Figura 3.14 presenta la comparación del espectro de pseudo-aceleración SaM de la Norma E.031 con el espectro promedio (SRSS) de los siete sismos. Además, se muestra un acercamiento para la zona de periodos de interés. En general, se observa que el espectro de pseudo-aceleraciones promedio de los siete registros sísmicos tratados es mayor que el espectro de la Norma E.031 [4].



Espectro SaM y espectro promedio SRSS

Acercamiento para los periodos de interés

Figura 3.14: Comparación del espectro de pseudo-aceleración (SaM) de la Norma E.031 [4] con el espectro promedio (SRSS) de siete sismos

La Figura 3.14 muestra que los registros sísmicos tratados cumplen con los requerimientos de la Norma E.031 para ser empleados como sollicitación sísmica del análisis sísmico. La Figura 3.15 muestra el espectro compatible de pseudo-aceleración de los siete sismos, ya con sus factores de escalamiento a fin de confirmar que sean similares al espectro objetivo.

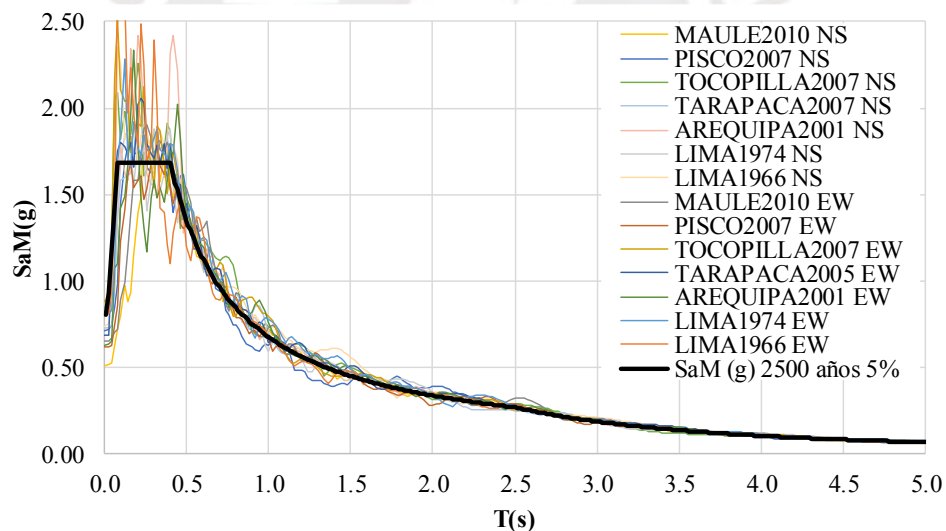
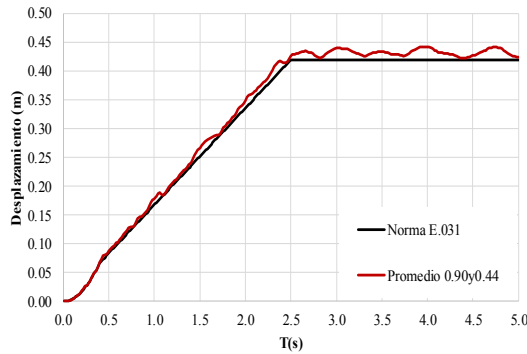
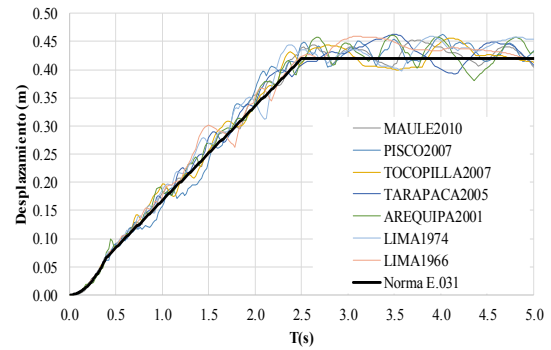


Figura 3.15: Espectro compatible de pseudo-aceleración con los espectros de siete sismos

Asimismo, se compararon espectros de desplazamientos. La Figura 3.16 muestra el espectro de desplazamiento de la Norma E0.31 [4] en comparación con el espectro de desplazamiento promedio (SRSS) y con el espectros de desplazamiento de los siete sismos.



Espectro de desplazamiento de la Norma E.031 y del promedio de sismos (SRSS)



Espectro de desplazamiento de la Norma E.031 y de los sismos

Figura 3.16: Comparación del espectro de desplazamiento de la Norma E.031 [4] con los espectros de desplazamiento para los siete sismos

Luego de que se trataron los siete registros sísmicos para que se ajusten al espectro de pseudo-aceleraciones según la Norma E.031 [4], se ingresan al programa del modelo tridimensional del edificio. Luego, se crean los casos de carga del análisis no lineal Tiempo – Historia con el propósito de verificar las derivas y aceleraciones objetivos. Es importante indicar que este análisis debe comenzar luego del caso de carga con la rampa, tal como se explicó en la sección 2.4.2.

3.4.3.2. Verificación de derivas y aceleraciones del análisis no lineal Tiempo Historia

El análisis no lineal Tiempo – Historia fue realizado en el modelo tridimensional a través de la creación del caso de carga de tipo no lineal modal FNA. Se tomaron en cuenta los registros sísmicos tratados de las dos direcciones horizontales X-X e Y-Y. Para cada dirección de análisis se multiplicó por el factor 0.90 y 0.44

Las respuestas sísmicas máximas se obtuvieron del modelo tridimensional con la aplicación simultánea de cada par de componentes de registros sísmicos considerando la orientación y ubicación de la excentricidad de masa más desfavorable. Por lo tanto, se realizó un análisis de distancias relativas entre el Centro de Rigidez (CR) y el Centro de Masas Acumulado (CCM) de plataforma de aislamiento, tal como se muestra en la Tabla 3.17.

Tabla 3.17: Distancias relativas entre el Centro de Rigidez (CR) y el Centro de Masas Acumulado (CCM) de la plataforma de aislamiento

Dirección	Excentricidad	Desplazamiento relativo (m)	
		XCR - XCCM	YCR - YCCM
X-X	+0.05	1.77	0.26
	-0.05	-1.78	0.26
Y-Y	+0.05	-0.01	1.31
	-0.05	-0.01	-0.79

De la Tabla 3.17, se observa que -0.05 y +0.05 son las direcciones más desfavorables, pues corresponden a las mayores distancias relativas. En consecuencia, las respuestas máximas serán reportadas con la excentricidad contraria a la dirección de análisis.

La deriva está limitada por la Norma E.031 [4] a un valor máximo de 5.0‰ en un análisis no lineal Tiempo-Historia y de 3.5‰ en un análisis modal espectral. Es importante controlar las aceleraciones de piso, ya que aceleraciones altas pueden dañar los componentes no estructurales del edificio. No se restringen las aceleraciones en la normativa peruana, pero sí existen recomendaciones sobre las aceleraciones de piso máximas en el manual técnico de Hazus MR4 [28]. En este manual se recomienda aceleraciones según el nivel de daño, al tipo de daño y al tipo de estructura; por ejemplo, aparecerían algunas grietas en los tabiques si es el caso del nivel de daño leve. La Tabla 3.18 presenta los parámetros recomendados por Hazus MR4 [28] para controlar el daño estructural y no estructural en el edificio en estudio, edificio tipo C1M - pórticos de concreto armado de 4 a 7 pisos.

Tabla 3.18: Derivas y aceleraciones según nivel de daño en edificios modernos [28]

Tipo de daño	Parámetro	Und.	Nivel de daño			
			Leve	Moderado	Extenso	Completo
Estructural	Máxima deriva de entrepiso	-	4.2 ‰	8.3 ‰	25.0 ‰	66.7 ‰
No estructural	Máxima aceleración de piso	g	0.3	0.6	1.2	2.4

Las derivas límite de la Norma E.031 [4] son cercanas a la deriva (4.2 ‰) asociada al daño estructural leve. Según la Tabla 3.18, una aceleración máxima de 0.3g está asociado al daño no estructural leve. Por lo tanto, se condicionó el diseño del edificio de hospital a una deriva de entrepiso máxima de 5.0‰ para el análisis no lineal Tiempo-Historia y de 3.5‰ para el análisis

modal espectral según la Norma E.031 , así como también, a una aceleración de piso máxima de 0.3g según la recomendación de HAZUS MR4 [28].

Se realizó el análisis no lineal Tiempo Historia por cada dirección, para cada sismo y en consideración de las propiedades mínimas, nominales y máximas mostradas en la sección 3.4.2. Se obtuvieron las respuestas máximas de cada análisis y se calculó el promedio. Las respuestas máximas en la dirección X-X y en la dirección Y-Y se presentan en la Tabla 3.19 y en la Tabla 3.20, respectivamente.

Tabla 3.19: Respuestas máximas en la dirección X-X del análisis no lineal con los siete sismos-Nominal

X-X	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapacá 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966	Promedio
Desp. Azotea (m)	0.25	0.22	0.30	0.29	0.27	0.30	0.25	0.27
Desp. Plat. Aisl.(m)	0.23	0.21	0.28	0.27	0.25	0.29	0.24	0.25
Deriva (%)	1.60	1.56	1.56	1.71	1.89	1.81	1.49	1.66
Aceleración (g)	0.21	0.18	0.17	0.26	0.21	0.17	0.15	0.19

Tabla 3.20: Respuestas máximas en la dirección Y-Y del análisis no lineal con los siete sismos-Nominal

X-X	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapacá 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966	Promedio
Desp. Azotea (m)	0.25	0.22	0.30	0.29	0.27	0.31	0.27	0.27
Desp. Plat. Aisl.(m)	0.23	0.21	0.28	0.27	0.25	0.28	0.25	0.25
Deriva (%)	2.33	2.08	2.27	2.12	2.27	2.50	2.07	2.23
Aceleración (g)	0.30	0.24	0.20	0.28	0.25	0.20	0.17	0.23

De la Tabla 3.19 y de la Tabla 3.20, se puede ver que los desplazamientos promedios son los mismos en ambas direcciones de análisis. Sin embargo, las derivas y aceleraciones son mayores en el análisis de la dirección Y-Y, esto se debe a la torsión por la configuración geométrica del edificio, tal como se explicó con la Tabla 3.17. Por lo tanto, se puede afirmar que Y-Y es la dirección crítica ya que presentan mayores respuestas sísmicas. De modo similar al procedimiento líneas arriba, se obtuvieron las máximas respuestas en cada sismo para las propiedades no lineales modificadas mínimas y máximas. A modo de resumen, la Tabla 3.21 presenta el promedio de las

respuestas máximas de los siete sismos para cada dirección de análisis con las propiedades modificadas de los dispositivos.

Tabla 3.21: Promedio de las respuestas máximas de los siete sismos para la dirección X-X e Y-Y – Mínimo, Nominal y Máximo

Resumen	Und.	X-X			Y-Y		
		$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Desp. Azotea	m	0.27	0.27	0.24	0.28	0.27	0.25
Desp. Plat. Aisl	m	0.26	0.25	0.22	0.26	0.25	0.22
Deriva	‰	1.39	1.66	2.10	1.90	2.23	2.72
Aceleración	g	0.16	0.19	0.25	0.19	0.23	0.30

De la Tabla 3.21 se observa que los mayores desplazamientos corresponden al modelo de propiedades modificadas mínimas; además, las mayores derivas y aceleraciones corresponden al modelo de propiedades modificadas máximo. Esto se debe a que el modelo máximo tiene más amortiguamiento que los modelos nominal y mínimo, entonces disminuye el desplazamiento, pero existe mayor disipación de energía. Según los resultados (Tabla 3.21), la mayor deriva de todos los análisis fue de 2.72‰ (segundo piso) y la mayor aceleración fue de 0.30g (azotea). Por lo tanto, se verifica que, mediante el análisis sísmico no lineal, el edificio cumple con las derivas y aceleraciones máximas establecidas por la Norma E.031 [4].

3.4.3.3. Verificación de la fuerza de restitución lateral

El sistema de aislamiento debe ser configurado para que produzca una fuerza lateral de restitución en el desplazamiento máximo, considerando sus propiedades modificadas, a fin de que resulte mayor por lo menos en 2.5% del peso sísmico P del edificio que la fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo (ver Figura 3.17).

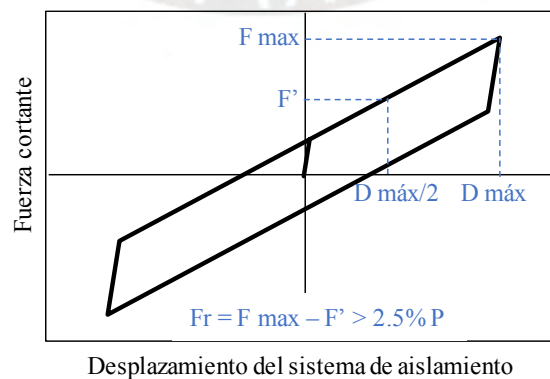


Figura 3.17: Esquema de la fuerza de restitución lateral

Se calculó el porcentaje de la fuerza de restauración lateral Fr respecto del peso sísmico P en función de la fuerza máxima y del desplazamiento máximo (sección 3.4.4) según la Norma E.031 [4]. Los resultados del modelo con propiedades nominales y modificadas se presentan en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22: Porcentaje de la fuerza de restitución lateral respecto del peso sísmico

Parámetro	Und.	$\lambda_{mínimo}$	Nominal	$\lambda_{máximo}$
F max	tonf	391	506	601
F'	tonf	254	319	409
Fr	tonf	137	188	192
Fr/P	%	2.7	3.7	3.8

De la Tabla 3.22 se observa que la fuerza de restitución lateral es menor en el caso del modelo con propiedades mínimas y esto se debe a que corresponde a una rigidez posfluencia menor y menor amortiguamiento. Se verifica que el porcentaje de la fuerza de restitución lateral respecto del peso sísmico es mayor que 2.5% tanto para las propiedades nominales como para las modificadas.

3.4.3.4. Verificación de carga vertical mínima (tracción) en los dispositivos

Las tracciones que pueden presentarse en los dispositivos de aislamiento deben ser controladas dado que su resistencia es limitada. La tracción puede ser calculada según la ecuación (3.34) indicada para la carga vertical mínima según la Norma E.031, donde CM es la carga muerta, CSH es la carga sísmica horizontal y CSV es la carga sísmica vertical, la cual puede estimarse con la ecuación (3.35).

$$\text{Carga vertical mínima} = 0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV) \quad (3.34)$$

$$CSV = 0.5 (1.5ZS)CM \quad (3.35)$$

Se obtuvo el valor de la carga vertical mínima del análisis sísmico en la dirección Y-Y con excentricidad en X-X, dado que es el caso más desfavorable. La Tabla 3.23 presenta los resultados para los dispositivos o *links* con las menores cargas axiales por gravedad, como es el caso de los dispositivos en las esquinas y en la caja del ascensor.

Tabla 3.23: Carga vertical mínima (tonf) del análisis sísmico en Y-Y

	LINK	Peso sísmico	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapacá 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966	Promedio
Esquinas	K1	-108	7.5	6.0	5.7	17.9	4.0	26.3	5.9	10.5
	K4	-115	7.6	6.0	3.6	-16.9	3.4	11.9	-3.1	1.8
	K25	-107	1.4	1.0	-12.7	-9.0	2.9	-4.8	5.3	-2.3
	K28	-115	-3.6	-4.9	8.5	-12.5	-3.2	-7.5	-9.4	-4.7
Ascensor	K14	-85	-38.0	-40.0	-36.6	-45.9	-36.4	-41.6	-41.2	-40.0
	K15	-107	-12.9	-14.4	-16.0	-22.3	-17.1	-17.7	-19.6	-17.1
	K18	-107	-51.1	-54.8	-42.4	-55.0	-46.6	-52.5	-57.1	-51.3
	K19	-183	-39.6	-42.4	-38.2	-44.1	-44.4	-44.5	-50.8	-43.4

La carga vertical mínima no debería superar aproximadamente el 10% del peso sísmico que llega al dispositivo. Con base en esta premisa, se observa en la Tabla 3.23 que la mayor tracción se da en el *link* 1 (esquina) con un valor promedio de 10.5 tonf y esto representa el 9.7% de su peso sísmico. Por lo tanto, se verifica que las tracciones están controladas.

Por otro lado, es importante comentar que con base en el predimensionamiento inicial, había tracciones elevadas en los dispositivos ubicados en el ascensor, entonces se vio conveniente aumentar el peso sísmico mediante el incremento del peralte de 0.20 m. a 0.40 m. en las losas de la plataforma de aislamiento ubicadas alrededor de la caja de ascensor.

3.4.3.5. Determinación de las características fuerza – deformación

Las características fuerza – deformación del sistema de aislamiento se determinó en función de la rigidez efectiva K_{eff} y del amortiguamiento efectivo β_{eff} del sistema de aislamiento. La Norma E.031 indica calcular estas propiedades para cada unidad de aislador; sin embargo, en esta tesis se calculó para el sistema de aislamiento por temas prácticos. Se consideró laborioso calcular las propiedades para cada sismo y para cada uno de los 28 aisladores.

El cálculo de las características fuerzas – deformación se hicieron según las ecuaciones (3.36) y (3.37), donde V_{min} y V_{max} y D_{min} y D_{max} son las fuerzas y desplazamientos mínimos y máximos, respectivamente, y E_{ciclo} es la energía disipada por cada ciclo de carga en cada análisis sísmico Tiempo-Historia.

$$K_{eff} = \frac{|V_{min}| + |V_{max}|}{|D_{min}| + |D_{max}|} \quad (3.36)$$

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{ciclo}}{K_{eff}(|D_{min}| + |D_{max}|)^2} \quad (3.37)$$

El análisis no lineal Tiempo-Historia realizado por cada sismo y por cada dirección permite obtener la curva de histéresis. En la Figura 3.18 se muestra la curva de histéresis de la plataforma de aislamiento para los siete sismos y se muestra el modelo bilineal obtenidos con las propiedades nominales en la dirección X-X.

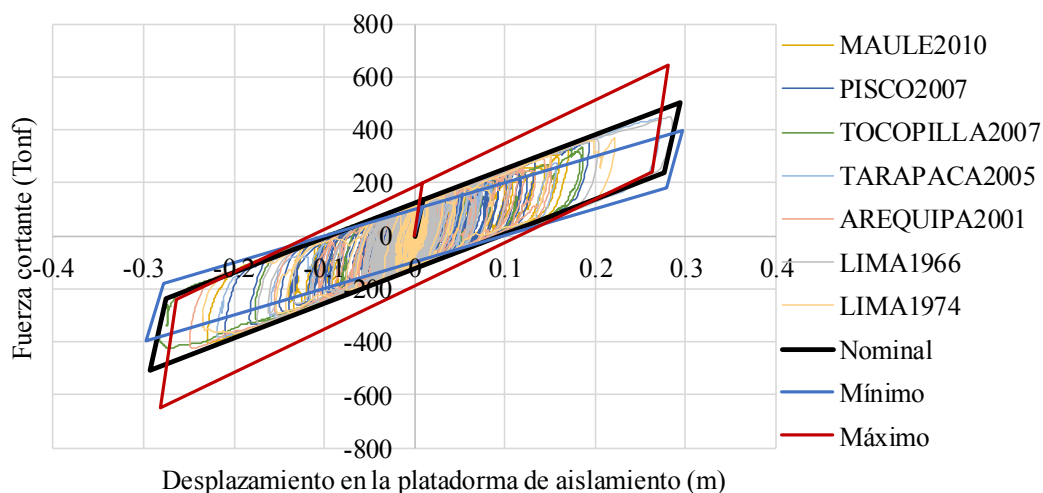


Figura 3.18: Diagramas de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Nominal
De los diagramas de histéresis presentados en la Figura 3.18, se obtuvieron los desplazamientos y fuerzas necesarias para calcular la rigidez efectiva K_{eff} , el amortiguamiento efectivo β_{eff} y la energía disipada E_{ciclo} del sistema de aislamiento. La Tabla 3.24 muestra los resultados del análisis en la dirección X-X para el modelo nominal.

Tabla 3.24: Análisis del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X - Nominal

X-X	Und.	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapacá 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966	Promedio
D min	m	-0.17	-0.19	-0.19	-0.27	-0.15	-0.29	-0.22	-0.21
D max	m	0.23	0.21	0.28	0.22	0.25	0.17	0.24	0.23
V max	tonf/m	322	356	335	447	303	448	369	369
V min	tonf/m	-404	-379	-426	-383	-424	-335	-368	-388
Keff	tonf/m	1817	1823	1620	1690	1817	1706	1612	1726
Eciclo	tonf.m	85	80	83	98	85	91	84	87
β_{eff}	-	0.18	0.17	0.16	0.16	0.19	0.16	0.16	0.17

De modo similar, se obtuvo el diagrama de histéresis del sistema de aislamiento para los siete sismos a partir del modelo bilineal correspondiente a las propiedades nominales (ver Figura 3.19.) en la dirección Y-Y.

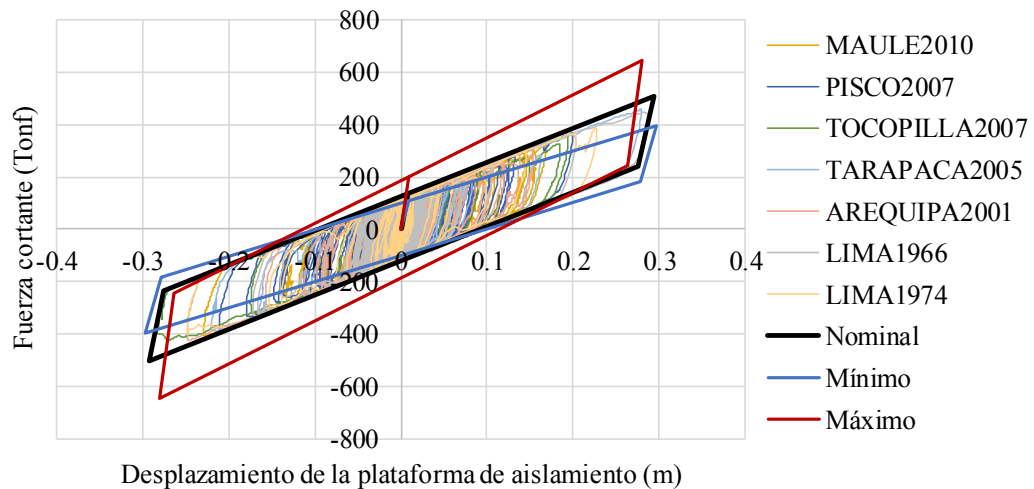


Figura 3.19: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y – Nominal
De los diagramas de histéresis presentados en la Figura 3.19, se obtuvieron los desplazamientos y fuerzas necesarias para calcular la rigidez efectiva K_{eff} , el amortiguamiento efectivo β_{eff} y la energía disipada E_{ciclo} del sistema de aislamiento. La Tabla 3.25 muestra los resultados del análisis en la dirección Y-Y para el modelo nominal.

Tabla 3.25: Resultados del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y - Nominal

Y-Y	Und.	Maule 2010	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Tarapacá 2005	Arequipa 2001	Lima 1974	Lima 1966	Promedio
D min	m	-0.17	-0.20	-0.19	-0.28	-0.15	-0.29	-0.23	-0.22
D max	m	0.23	0.21	0.28	0.22	0.25	0.17	0.25	0.23
V max	tonf/m	321	368	360	460	307	447	388	379
V min	tonf/m	-408	-386	-422	-389	-423	-331	-399	-394
K_{eff}	tonf/m	1833	1833	1640	1701	1813	1694	1654	1738
E _{ciclo}	tonf.m	82	84	90	102	86	95	93	90
β_{eff}	-	0.18	0.17	0.15	0.15	0.19	0.17	0.16	0.17

Los diagramas de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X tanto para el modelo con las propiedades modificadas mínimas y máximas se muestran en la Figura 3.20 y en la Figura 3.21. Como se ha verificado líneas arriba, los diagramas de histéresis son independientes de la dirección de análisis; sin embargo, pueden existir leves variaciones debido a la lectura de datos de los diagramas y a los registros sísmicos ingresados al modelo tridimensional.

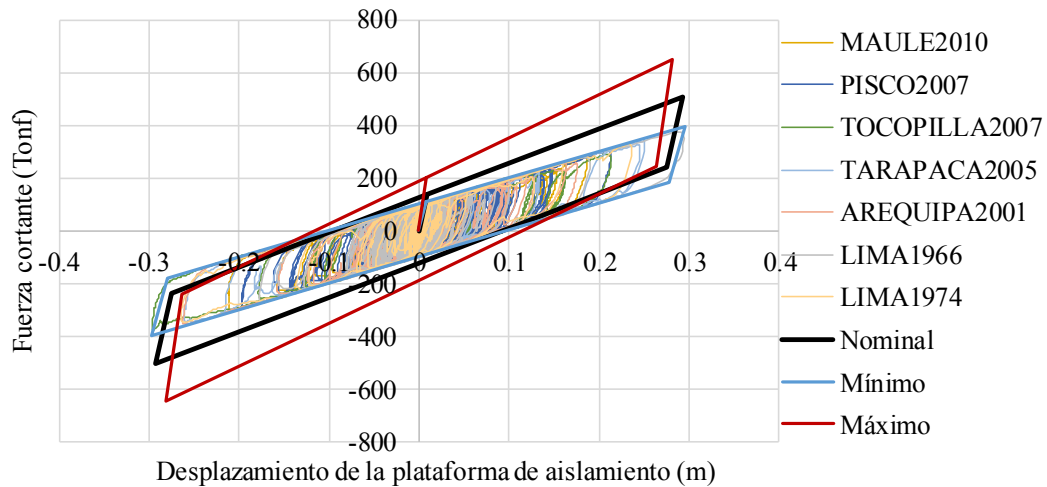


Figura 3.20: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Mínimo

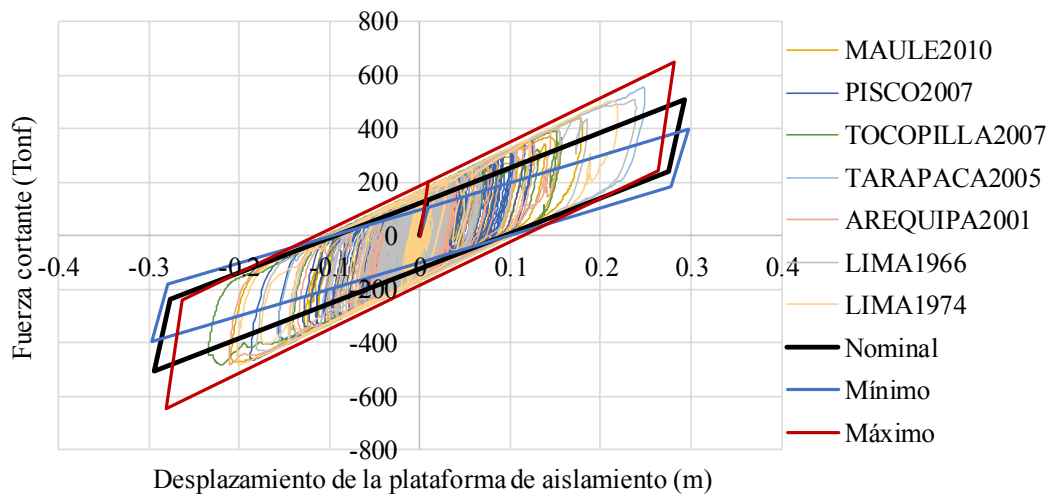


Figura 3.21: Diagrama de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X – Máximo

De la Figura 3.20 y de la Figura 3.21, se verifica que los diagramas de histéresis para el caso de los siete sismos se ubican dentro de su respectivo modelo bilineal. Esto indica que las propiedades del modelo bilineal satisfacen el comportamiento histérico del sistema de aislamiento sometido a sismos espectro compatibles.

La Tabla 3.26 presenta los desplazamientos, fuerzas, y energías empleadas en el cálculo de la rigidez efectiva K_{eff} y del amortiguamiento efectivo β_{eff} .

Tabla 3.26: Resultados promedios del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento – Mínimo, Nominal y Máximo

	Und.	X-X			Y-Y		
		$\lambda_{mínimo}$	Nominal	$\lambda_{máximo}$	$\lambda_{mínimo}$	Nominal	$\lambda_{máximo}$
D min	m	-0.23	-0.21	-0.19	-0.23	-0.22	-0.19
D max	m	0.24	0.23	0.20	0.24	0.23	0.20
V max	tonf/m	314	380	458	312	379	456
V min	tonf/m	-335	-394	-472	-334	-394	-471
K_{eff}	tonf/m	1392	1744	2384	1387	1738	2386
Eciclo	tonf.m	77	90	108	77	90	108
β_{eff}	-	0.16	0.17	0.19	0.16	0.17	0.19

De la Tabla 3.26 se observan valores de rigidez efectiva K_{eff} y de amortiguamiento efectivo β_{eff} para cada dirección de análisis. Se consideró que K_{eff} y β_{eff} tomaron el valor mínimo y máximo, respectivamente con el propósito de obtener un solo valor por cada dirección. A partir de la rigidez efectiva K_{eff} y del amortiguamiento efectivo β_{eff} del sistema de aislamiento se puede calcular las propiedades lineales efectivas a fin de obtener un modelo constitutivo lineal elástico.

3.4.4. Propiedades lineales efectivas

Las propiedades lineales efectivas representan el comportamiento constitutivo no lineal de los dispositivos a partir de la rigidez efectiva K_{eff} y del amortiguamiento efectivo β_{eff} del sistema de aislamiento calculadas en la sección 3.4.3.5. La Figura 3.22 presenta un esquema de la equivalencia entre las propiedades no lineales y lineales efectivas del deslizador plano.

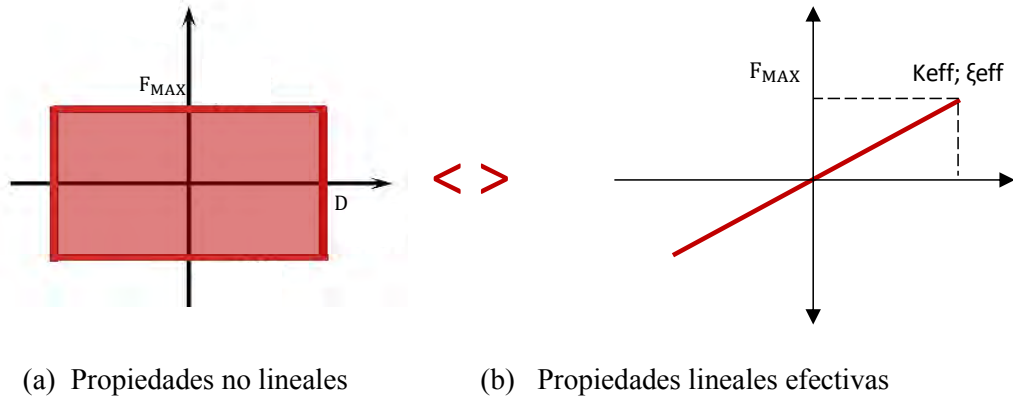


Figura 3.22: Modelo constitutivo del deslizador plano con las (a) propiedades no lineales y con las (b) propiedades lineales efectivas

De manera similar, la Figura 3.23 presenta un esquema de la equivalencia entre las propiedades no lineales y lineales efectivas del aislador elastomérico y del sistema de aislamiento.

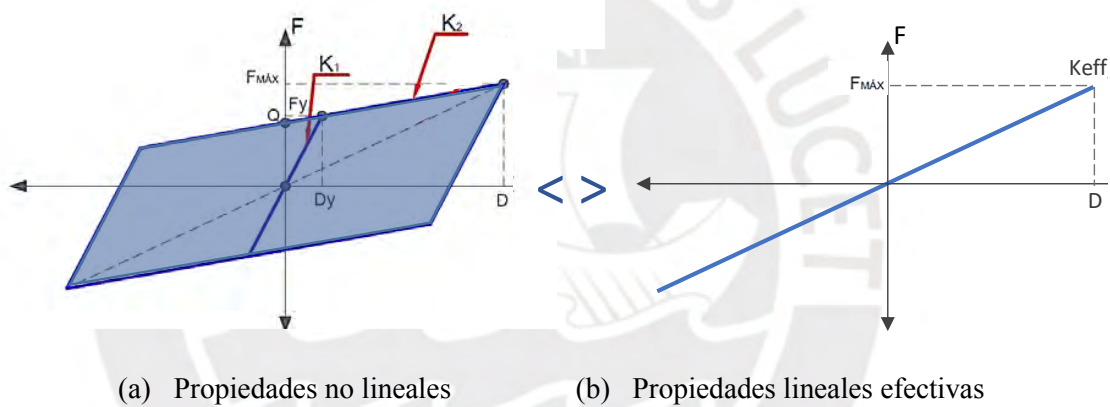


Figura 3.23: Modelo constitutivo del aislador elastomérico con las (a) propiedades no lineales y con las (b) propiedades lineales efectivas. Adaptado de [14]

A partir de la rigidez efectiva K_{eff} y del factor de amortiguamiento efectivo β_{eff} , se obtuvo el periodo del edificio de base aislada, el amortiguamiento efectivo, la pseudo-aceleración y el desplazamiento del sistema de aislamiento, los cuales se emplean para el cálculo de las propiedades lineales efectivas de los dispositivos. Las propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento se muestran en la Tabla 3.27.

Tabla 3.27: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	<i>Nominal</i>	$\lambda_{\text{máximo}}$
Rigidez efectiva K_{eff}	tonf/m	1392.15	1743.75	2386.29
Razón de amortiguamiento efectivo β_{eff}	-	0.16	0.17	0.19
Masa sísmica de la superestructura m_s	tonf.s ² /m	409.35	409.35	409.35
Masa sísmica de la plataforma de aislamiento m_b	tonf.s ² /m	103.28	103.28	103.28
Periodo del edificio de base aislada T_b	s	3.81	3.41	2.91
Amortiguamiento efectivo C_b	tonf.s/m	274.63	315.97	417.91
Pseudo-aceleración S_{aM}	m/s ²	1.14	1.43	1.95
Factor de amortiguamiento B_M	-	1.41	1.43	1.49
Desplazamiento D_M	m	0.30	0.29	0.28

Después de calcular las propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento, se calcularon las propiedades lineales efectivas del deslizador plano. Para ello se emplearon las ecuaciones presentadas en la sección 2.2.4. Los resultados se muestran en la Tabla 3.28

Tabla 3.28: Propiedades lineales efectivas del deslizador plano

Parámetro	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	<i>Nominal</i>	$\lambda_{\text{máximo}}$
Desplazamiento máximo X_{max}	m	0.30	0.29	0.28
Coefficiente de fricción μ .	-	0.056	0.070	0.112
Peso sísmico total W	tonf	478.91	478.91	478.91
Razón de amortiguamiento efectivo ξ_d	-	0.64	0.64	0.64
Número de deslizadores N_d	-	4	4	4
Rigidez efectiva k_d	tonf/m	22.61	28.54	47.75
Amortiguamiento efectivo c_d	tonf.s/m	21.15	23.76	30.74

Se calcularon las propiedades lineales efectivas del aislador elastomérico como la diferencia entre las propiedades del sistema de aislamiento y el aporte de los deslizadores planos según las ecuaciones presentadas en la sección 2.4.1. Los resultados se presentan en la Tabla 3.29.

Tabla 3.29: Propiedades lineales efectivas del aislador elastomérico

Parámetro	Und.	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Rigidez efectiva del sistema de aislamiento K_{eff}	tonf/m.	1392.15	1743.75	2386.29
Amort. efectivo del sistema de aislamiento C_b	tonf.s/m	274.63	315.97	417.91
Rigidez efectiva del deslizador plano k_d	tonf/m	22.61	28.54	47.75
Amortiguamiento efectivo del deslizador plano c_d	tonf.s/m	21.15	23.76	30.74
Número de deslizadores N_d	-	4	4	4
Número de aisladores elastoméricos N_e	-	24	24	24
Rigidez efectiva k_e	tonf/m	54.24	67.9	91.47
Amortiguamiento efectivo c_e	tonf.s/m	7.92	9.20	12.29

En resumen, se diseñaron las propiedades no lineales y las propiedades lineales efectivas de los dispositivos. Es importante contrastar las propiedades diseñadas con las propiedades comerciales que se ofrecen en catálogos. La Tabla 3.30 presenta una comparación entre propiedades comerciales y diseñadas para el deslizador plano con base en el catálogo de *Bridgestone* [13].

Tabla 3.30: Comparación entre propiedades comerciales y propiedades diseñadas para el deslizador plano

Propiedad	Und.	Catálogo		Diseño
		Bridgestone SK100G4	Bridgestone SL080GC	
Rigidez lateral inicial	tonf/m	981	1005	1000
Coefficiente dinámico de fricción	-	0.01	0.13	0.07

Para el caso de aislador elastomérico, la Tabla 3.31 presenta la comparación entre dos modelos comerciales correspondientes a las margas *Bridgestone* [13] y *Dynamic Isolation Systems* [29] y las propiedades diseñadas.

Tabla 3.31: Comparación entre propiedades comerciales y propiedades diseñadas para el aislador elastomérico

Propiedad	Und.	Catálogo		Diseño
		<i>Bridgestone</i> LH060G4-E	<i>Dynamic Isolation</i> <i>Systems</i>	
Rigidez lateral inicial	tonf/m	728	872	471
Fuerza característica	tonf	4	11	4
Rigidez al corte equivalente	tonf/m	76	62	68
Factor de amortiguamiento equivalente	-	0.17	-	0.17

En general, existe una amplia gama de modelos en los catálogos comerciales; sin embargo, en la Tabla 3.30 y en la Tabla 3.31 se presentaron dos modelos por tipo de dispositivo (aislador elastomérico y deslizador plano) con la finalidad de verificar de que las propiedades diseñadas se encuentre dentro de un rango comercial. Esto se cumple para ambos tipos de dispositivos. Luego de definir las propiedades no lineales y las propiedades lineales efectivas, se procede a describir las consideraciones para el diseño en concreto armado del sistema estructural.

3.4.5. Consideraciones para el diseño en concreto armado

En esta sección se describen las consideraciones para el diseño del sistema estructural. Por lo anterior, se detallan las propiedades ingresadas en el modelo tridimensional, se realiza un análisis de irregularidad estructural a fin de justificar el factor de reducción, se explica el procedimiento del análisis modal espectral para fines de diseño, se calculan las fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño, se determinan los desplazamientos laterales mínimos de diseño, se calcula el efecto P-Delta, y se presenta la junta sísmica y fuerzas laterales de diseño.

3.4.5.1. Modelo tridimensional para el diseño

El modelo tridimensional para propósitos de diseño en concreto armado del sistema estructural consiste en considerar las propiedades máximas modificadas de los dispositivos del sistema de aislamiento calculados en la sección 3.4.4. Esto se debe a que la mayor rigidez lateral efectiva del sistema de aislamiento ocasiona la mayor fuerza lateral en los pisos.

Se emplearon las propiedades lineales efectivas calculadas en la sección 3.4.4, las cuales son la rigidez efectiva k_d y el amortiguamiento c_d para el deslizador plano y la rigidez efectiva k_e y el amortiguamiento c_e para el aislador elastomérico. La Tabla 3.10 resume las propiedades laterales efectivas ingresadas al modelo tridimensional.

Tabla 3.32: Propiedades laterales efectivas ingresadas al modelo tridimensional

Dispositivo	Propiedad	Und.	$\lambda_{mínimo}$	Nominal	$\lambda_{máximo}$
Deslizador plano	k_d	tonf/m	22.61	28.54	47.75
	c_d	tonf.s/m	21.15	23.76	30.74
Aislador elastomérico	k_e	tonf/m	54.24	67.90	91.47
	c_e	tonf.s/m	7.92	9.20	12.29

Una vez definidas las propiedades laterales efectivas ingresadas al modelo tridimensional es importante justificar la irregularidad estructural con el propósito de verificar que no exista irregularidades extremas y confirmar el factor de reducción del espectro.

3.4.5.2. Análisis de irregularidad estructural

La superestructura debe clasificarse como regular o irregular para determinar si el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas R_a será afectado por algún factor de irregularidad indicado en la Norma E.030 [3]. A continuación, se analizan las irregularidades de rigidez, discontinuidad extrema en los sistemas resistentes y torsional extrema en planta, las cuales son detalladas en la Norma E.030 [3]. Según la Norma E.031 [4], el pabellón de hospital no debería presentar irregularidades extremas por ser una edificación esencial ubicada en la zona cuatro.

Existe irregularidad de rigidez si la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superior. Se comprobó para las direcciones X e Y que la edificación no presenta irregularidad de rigidez. En la Tabla 3.33 se muestra el análisis de irregularidad realizado en la dirección X-X.

Tabla 3.33: Análisis de irregularidad de rigidez en la dirección X-X

Piso	Rigidez Lateral (tonf/m) (A)	70% de Rigidez Lateral del piso superior (tonf/m) (B)	Promedio de rigidez lateral tres niveles superiores (tonf/m) (C)	(A) > (B)	(A) > (C)
4	21,086.30	-	-	OK	-
3	28,851.38	14,760.41	-	OK	-
2	30,589.37	20,195.96	-	OK	-
1	40,109.56	21,412.56	26,842.35	OK	OK

Existe discontinuidad en los sistemas resistentes si el elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante tiene un desalineamiento vertical. Se comprobó que la edificación no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes, puesto que los elementos son continuos en los cuatro pisos.

Existe irregularidad torsional si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Se aplica en edificios con diafragmas rígidos y si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible en la Norma E.030. Se comprobó para las direcciones en X-X e Y-Y

que la edificación no presenta irregularidad torsional. En la Tabla 3.34 se muestra el análisis realizado en Y-Y.

Tabla 3.34: Análisis de irregularidad torsional

Piso	Desplazamiento relativo de entrepiso máximo (m)	Desplazamiento relativo de entrepiso promedio (m)	Ratio
4	0.006	0.005	1.24
3	0.012	0.009	1.25
2	0.016	0.013	1.23
1	0.016	0.013	1.24

En síntesis, se verificó que la estructura sobre el sistema de aislamiento es calificada como regular según las irregularidades especificadas en la Norma E.031 [4], las cuales fueron determinadas según los criterios de la Norma E.030 [3]. Por lo tanto, el factor de irregularidad estructural es uno. Se procede a realizar el análisis modal espectral, ya que la sollicitación sísmica depende del factor de reducción afectado por la regularidad estructural.

3.4.5.3. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral fue usado con fines de diseño en concreto armado del sistema estructural ya que se cumplen con los siguientes criterios especificados en el artículo 17.1 de la Norma E.031 [4]:

- La estructura debe estar ubicada en la zona sísmica cuatro y sobre suelo tipo S1. El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional (3.6 s.) es menor que 5 s.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento tiene cuatro pisos y menos de 20 metros de altura desde el nivel de base.
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento (17%) es menor que 30%. El periodo efectivo del edificio aislado (3.6 s.) es mayor que tres veces el periodo del edificio de base fija (0.87 s.).
- El edificio no presenta irregularidad estructural extrema.
- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento (1744 tonf/m) es mayor que el tercio de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento máximo (1093 tonf/m).
- El sistema de aislamiento es capaz de producir la fuerza de restitución lateral mínima.

La sollicitación sísmica para propósitos de diseño fue representada mediante el espectro de pseudo-aceleraciones indicado en la Norma E.031 [4] y varía si se trata del sistema de aislamiento o de la

superestructura. En el caso del sistema de aislamiento, se asume que se comporta elásticamente, entonces no se empleó coeficiente de reducción para reducir el espectro (Figura 3.24). Mientras que en el caso de la superestructura se empleó el coeficiente de reducción R_a .

El factor R_a es calculado como $3/8 R_0$, pero no es menor que uno ni mayor que dos. El R_0 es el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija, dependiente de las características de la estructura y definido en la Norma E.030 [3]. Con base en esta premisa, el coeficiente R_0 toma el valor de ocho, dado que la superestructura es aporticada. De la sección 3.4.5.2, se determinó que no existe ninguna irregularidad estructural. Por lo tanto, el coeficiente de reducción R_a empleado fue dos, ya que $3/8 R_0$ es tres e iguala al valor máximo (Figura 3.24).

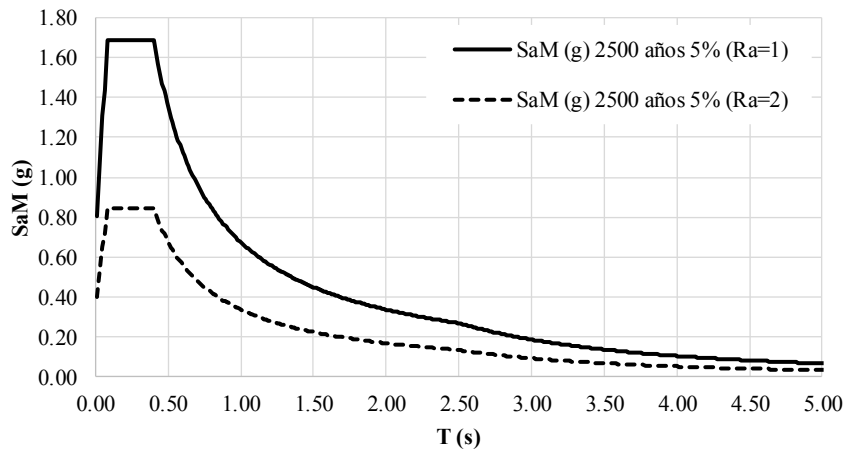


Figura 3.24: Espectro SaM para el diseño de la subestructura ($R_a=1$) y de la superestructura ($R_a=2$)

Se definieron los espectros de la Figura 3.24 y se ingresaron al modelo tridimensional. Determinadas la sollicitación sísmica y las propiedades de los dispositivos se definió el análisis modal espectral según la Norma E.031 [4]. En el análisis modal espectral se empleó un valor de amortiguamiento modal nulo para el modo fundamental en las direcciones de interés (dos traslacionales y una rotacional). Los valores de amortiguamiento modal para los otros modos fueron de 5% correspondiente a la estructura de base fija. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento se consideró dentro de las propiedades lineales efectivas de los dispositivos (Tabla 3.32). El análisis se realizó en cada dirección empleando el espectro al 100% en la dirección de análisis y al 30% en la dirección perpendicular. En cada dirección de análisis, el desplazamiento máximo fue calculado como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales. Se utilizó el método SRSS para la combinación modal se utilizaron los eigen modos para el tipo de combinación direccional.

Luego de describir las consideraciones del análisis modal espectral, es importante analizar los resultados en términos de desplazamiento, deriva y aceleraciones de piso en consideración de las propiedades nominales y modificadas de los dispositivos de aislamiento. La Tabla 3.35 presenta las máximas respuestas obtenidas del análisis espectral en cada dirección y con la excentricidad perpendicular a la dirección de análisis para el modelo nominal y el modelo con las propiedades modificadas de los dispositivos.

Tabla 3.35: Respuestas máximas del análisis dinámico espectral (con excentricidad)

Parámetro	Und.	X-X			Y-Y		
		$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
Desp. Plat. Aisl	m.	0.270	0.267	0.253	0.306	0.301	0.319
Deriva	‰	1.413	1.751	2.274	1.927	2.387	3.123
Aceleración	g	0.098	0.122	0.159	0.119	0.148	0.150

El mayor desplazamiento de la plataforma de aislamiento se da con las propiedades modificadas mínimas para los dispositivos (Tabla 3.35). Esto se debe a que el modelo con las propiedades mínimas es el de menor rigidez efectiva. Las mayores derivas y aceleraciones se producen con las propiedades máximas pues el modelo con propiedades máximas rigidiza la estructura y ocasiona mayores fuerzas laterales. Se obtuvieron derivas de 2.3 y 3.1‰, entonces se verifica que las derivas no exceden de 3.5 ‰, tal como lo establece la Norma E.031 [4].

El análisis modal espectral para fines de diseño toma en cuenta únicamente las propiedades lineales efectivas modificadas máximas en vista de que produce las mayores fuerzas laterales.

3.4.5.4. Fuerzas laterales mínimas requeridos para el diseño

La fuerza lateral de diseño del sistema de aislamiento y de los elementos que se encuentran debajo no debe ser menor a 90% de V_b calculado con la ecuación (3.38); donde K_M es la rigidez efectiva el sistema de aislamiento obtenido del análisis no lineal Tiempo-Historia con propiedades modificadas máximas y D_M es el desplazamiento máximo calculado con la ecuación (3.39) explicada a detalle en la sección 2.3.1.1.

$$V_b = K_M D_M \quad (3.38)$$

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (3.39)$$

La Tabla 3.36 muestra los parámetros para el cálculo de la fuerza lateral de diseño mínima en el sistema de aislamiento con aplicación de las ecuaciones (3.38) y (3.39).

Tabla 3.36: Cálculo de la fuerza lateral de diseño mínima en el sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Pseudo-aceleración espectral S_{aM}	m/s ²	1.95
Periodo efectivo T_M	s	2.91
Factor de amortiguamiento B_M	-	1.49
Rigidez efectiva K_M	tonf/m	2386.29
Desplazamiento máximo D_M	m.	0.296
Fuerza cortante V_b	tonf	706.34
Fuerza lateral mínima de diseño (90% V_b)	tonf	635.71

La fuerza lateral de diseño de la superestructura V_s es calculada con la ecuación (3.40). Donde V_{st} es la fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base calculada según la ecuación (3.41). Los parámetros del cálculo de la fuerza cortante mínima en la superestructura V_s se presentan en la Tabla 3.37.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (3.40)$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta_M} \quad (3.41)$$

Tabla 3.37: Parámetros para el cálculo de la fuerza cortante mínima V_s en la superestructura

Parámetro	Und.	Valor
Coficiente básico de reducción R_0	-	8
Coficiente de reducción R_a	-	2
Peso sísmico total de la superestructura P_s	tonf	4016
Peso sísmico total P	tonf	5029
Factor de amortiguamiento β_M	%	18.9
Fuerza cortante no reducida V_{st}	tonf	564.57
Fuerza cortante mínima V_s	tonf	282.28

El valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s debe ser mayor o igual que el máximo valor de los siguientes criterios según el artículo 21.3 de la Norma E.031 [4].

- Criterio 1: La fuerza sísmica lateral requerida por la Norma E.030 [3] para una estructura con base fija de peso igual al peso sísmico efectivo P_s y un periodo igual al periodo del

sistema de aislamiento T_M calculado con las propiedades correspondientes al límite superior (298.17 tonf).

- Criterio 2: La fuerza lateral sísmica V_{st} calculada con la ecuación (3.41) y con V_b igual a la fuerza requerida para activar plenamente el sistema de aislamiento utilizando el mayor resultado de los siguientes (a) las propiedades del sistema de aislamiento correspondientes al límite superior (533.39 tonf), (b) 1.5 veces las propiedades nominales, requeridas para activar completamente el sistema de aislamiento (184.58 tonf) o (c) la fuerza para cero desplazamientos de un sistema de deslizamiento después de un ciclo dinámico completo de movimiento de amplitud D_M (201.14 tonf).

Se calcularon las fuerzas según los criterios presentados y los resultados para el valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s se presentan en la Tabla 3.38.

Tabla 3.38: Valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s

Criterio	Und.	Valor
Criterio 1: Fuerza cortante en estructura de base fija - Norma E.030	tonf	298.17
Criterio 2-a: Fuerza máxima resultante de las propiedades - máximo	tonf	266.70
Criterio 2-b: 1.5 Qd del sistema de aislamiento - nominal	tonf	92.29
Criterio 2-c: Fuerza en cero desplazamiento luego de ciclo de histéresis	tonf	100.57
Valor límite de V_s	tonf	298.17

La fuerza cortante mínima en la superestructura V_s es 282.284 tonf (Tabla 3.37), mientras que el valor límite de la fuerza es de 298.17 tonf (Tabla 3.38). Por lo tanto, se estableció que la fuerza lateral mínima de diseño para la superestructura es de 298.17 tonf y la fuerza lateral mínima de diseño para el sistema de aislamiento es de 635.71 tonf (Tabla 3.36).

3.4.5.5. Desplazamiento lateral mínimo requerido para el diseño

El desplazamiento lateral mínimo de diseño es el mayor entre los resultados del desplazamiento total del sistema de aislamiento determinados con el análisis estático y con los análisis dinámicos. La Norma E.031 define a D_M como el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis (calculado en la Tabla 3.36) y a D_{TM} como el desplazamiento total del sistema de aislamiento, en consideración de la torsión real y accidental, calculado con un análisis estático según la ecuación (3.42).

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.42)$$

Donde y es la distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medida perpendicularmente, e es la excentricidad tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta del edificio, b es la dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, d es la dimensión mayor de la proyección en planta y P_T es la razón entre el periodo traslacional efectivo y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento. El desplazamiento total D_{TM} no debe ser mayor que $1.15 D_M$ (ver Tabla 3.39).

Tabla 3.39: Parámetros del cálculo del desplazamiento total D_{TM}

Parámetro	Und.	Valor
Desplazamiento traslacional D_M	m	0.296
Distancia y	m	17.79
Excentricidad e	m	2.07
Dimensión menor b	m	21.0
Dimensión mayor d	m	35.5
Razón P_T	-	3.91
Desplazamiento total D_{TM} según ecuación (3.42)	m	0.296
Desplazamiento total D_{TM} igual a $1.15 D_M$	m	0.341

El desplazamiento total D_{TM} es de 0.34 m. según la Tabla 3.39 y corresponde al análisis estático. La Tabla 3.40 presenta el desplazamiento total mínimo según el tipo de análisis sísmicos y presenta el desplazamiento correspondiente obtenido del modelo tridimensional.

Tabla 3.40: Cálculo del desplazamiento total del sistema de aislamiento según el tipo de análisis sísmico

Origen	Und.	Estático	Dinámico Espectral	Dinámico Tiempo - Historia
Desplazamiento del modelo tridimensional	m.	-	0.31	0.26
Desplazamiento total mínimo	m.	0.34 (D_{TM})	0.27 ($0.8D_{TM}$)	0.27 ($0.8D_{TM}$)

El desplazamiento total del análisis estático, dinámico espectral y dinámico Tiempo – Historia es de 0.34 m., 0.31 m. y 0.27 m., respectivamente (Tabla 3.40). Por lo tanto, el desplazamiento lateral mínimo requerido para el diseño es el mayor de los tres (0.34 m.). Este valor fue considerado como desplazamiento para efectos de segundo orden o P-delta.

3.4.5.6. Efecto P-Delta

En los edificios de base aislada, el desplazamiento del sistema de aislamiento es importante; por ello, se debe considerar los efectos de segundo orden (efecto P-Delta). Las fuerzas axiales que llegan a los dispositivos podrían llegar excéntricamente al dispositivo. Entonces aparecen momentos de segundo orden que debe ser considerado en el diseño de la plataforma de aislamiento [6]. En la Figura 3.25 se muestran los momentos debido al efecto P-Delta en un dispositivo de aislador elastomérico (a) y en un deslizador plano (b).

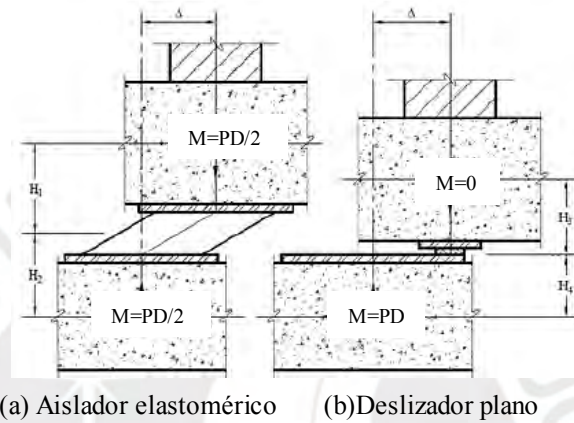


Figura 3.25: Momentos debido al efecto P-Delta [6]

De la Figura 3.25 se observa que el cálculo de los momentos P-Delta dependen del dispositivo, entonces se agruparon los dispositivos de acuerdo al tipo de dispositivo y a la magnitud del momento P-Delta, como se muestra en la Figura 3.26.

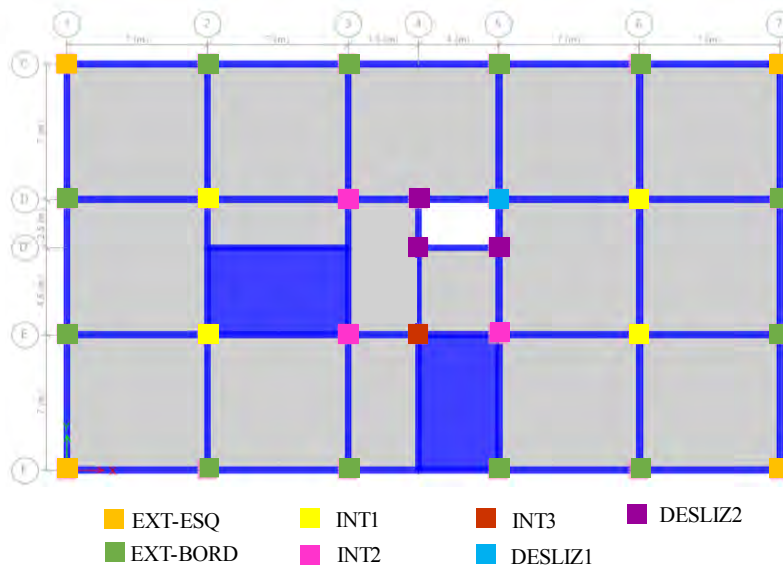


Figura 3.26: Agrupación de dispositivos por efecto P-Delta

A partir de la agrupación de dispositivos mostrada en la Figura 3.26, se calculó el momento P-Delta. Los resultados se presentan en la Tabla 3.41 y fueron calculados en función del peso sísmico que llega a cada aislador y del desplazamiento lateral mínimo de diseño calculado en la sección 3.4.5.5. Los resultados corresponden al promedio de cada grupo de dispositivos.

Tabla 3.41: Momento P-Delta según la agrupación de dispositivos

Agrupación	Und.	PD	PD/2
EXT-ESQ	tonf.m	-	18.8
EXT-BORD	tonf.m	-	30.3
INT1	tonf.m	-	50.4
INT2	tonf.m	-	36.5
INT3	tonf.m	-	24.2
DESLIZ1	tonf.m	64.6	-
DESLIZ2	tonf.m	32.9	-

De la Tabla 3.41 se señala que cinco grupos tienen momento P-Delta calculado como PD/2 y dos grupos tienen un momento calculado como PD. Esto se debe a que los cinco primeros corresponden a aisladores elastoméricos y los dos últimos grupos corresponden a deslizadores planos.

3.4.5.7. Junta sísmica y fuerzas laterales de diseño

La junta de separación sísmica entre el edificio aislado y los muros de contención o cualquier otro elemento que obstaculice su libre movimiento debe ser mayor o igual que el desplazamiento total según el reglamento ASCE 7-10 [5]. En consecuencia, se vio conveniente considerar una junta sísmica de 35 cm. alrededor del edificio, ya que es mayor que el desplazamiento total de 0.34 m. calculado en la sección 3.4.5.5.

Con respecto a las fuerzas laterales de diseño, estas fueron obtenidas en función a las fuerzas laterales obtenidas del modelo tridimensional y a las fuerzas laterales mínimas obtenidas en la sección 3.4.5.4. Las fuerzas del modelo tridimensional corresponden al análisis modal espectral para propósitos de diseño detallado en la sección 3.4.5.3 y estas fuerzas requirieron ser multiplicadas por un factor de escalamiento a fin de garantizar la fuerza cortante mínima de diseño. La Tabla 3.42 presenta los factores de escalamiento de fuerza lateral en el sistema de aislamiento empleados en el modelo tridimensional de diseño.

Tabla 3.42: Fuerza lateral de diseño en el sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Fuerza cortante mínima de diseño (90% V_b) – Norma E.031	tonf	635
Fuerza cortante en la base X-X – Análisis modal espectral	tonf	644
Fuerza cortante en la base Y-Y – Análisis modal espectral	tonf	513
Factor de escalamiento X-X	-	1.00
Factor de escalamiento Y-Y	-	1.24

De modo similar, la Tabla 3.43 presenta los factores de escalamiento de fuerza lateral en la superestructura empleados en el modelo tridimensional de diseño.

Tabla 3.43: Fuerza lateral de diseño en la superestructura

Parámetro	Und.	Valor
Fuerza cortante mínima de diseño (V_g) – Norma E.031	tonf	298
Fuerza cortante en la base X-X – Análisis modal espectral	tonf	261
Fuerza cortante en la base Y-Y – Análisis modal espectral	tonf	208
Factor de escalamiento X-X	-	1.14
Factor de escalamiento Y-Y	-	1.43

En resumen, en esta sección se presentó el diseño definitivo del sistema de aislamiento realizado a partir del análisis no lineal Tiempo-Historia. Se verificó que las derivadas, aceleraciones y fuerzas cumplen con los límites propuestos. Se calcularon las propiedades lineales efectivas para estimar el comportamiento elástico equivalente del edificio y se calcularon los factores de escalamiento de la fuerza cortante de diseño.

3.5. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En este capítulo se describirá las consideraciones generales de diseño, el procedimiento de diseño y su ejemplo de aplicación para las losas macizas, escaleras, vigas, columnas, muro de contención y cimentaciones.

3.5.1. Consideraciones generales del diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizó el diseño por resistencia como se muestra en la ecuación (3.43); donde ϕR_n es la resistencia de diseño y R_u es la resistencia requerida.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (3.43)$$

El valor del factor de reducción de resistencia ϕ depende del tipo de sollicitación de carga, como se detalla en la Tabla 3.44.

Tabla 3.44: Factores de reducción (ϕ) de acuerdo al tipo de sollicitación

Tipo de Sollicitación	ϕ
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión	0.70 (estribos) 0.75 (espirales)

La resistencia requerida se calculó con la combinación de carga última indicada en las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46); donde CU es la carga última, CM es la carga muerta, CV es la carga viva, CSH es la carga sísmica horizontal y CSV es la carga sísmica vertical, calculada con la ecuación (2.35).

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV \quad (3.44)$$

$$CU = 1.25 (CM + CV) \pm (CSH + CSV) \quad (3.45)$$

$$CU = 0.9 CM \pm (CSH + CSV) \quad (3.46)$$

3.5.2. Diseño de losas macizas

Las losas macizas del presente proyecto trabajan en dos direcciones; por ello, se realizó un análisis bidimensional, donde las cargas (peso propio, piso terminado, tabiquería y carga viva) fueron asignadas por unidad de área. El diseño por flexión y fuerza cortante de las losas macizas se realizó considerando únicamente las cargas de gravedad, las cuales se amplificaron de acuerdo a la ecuación (3.44). Para diseñar las losas se utilizó el Método de Elementos Finitos (FEM) con el programa SAP2000 usando las vigas como apoyos. Los momentos flectores y fuerzas cortantes se obtuvieron por un metro de ancho de losa.

3.5.2.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se consideró una sección rectangular de espesor constante y de ancho igual a un metro. Luego se procedió a calcular el acero requerido por el momento flector con las ecuaciones (3.47), (3.48) y (3.49); donde M_u es el momento último, M_n es el momento nominal, A_s es el área de acero requerido, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, f'_c es el esfuerzo de

compresión del concreto, d es el peralte efectivo de la sección rectangular, b es el ancho de la sección rectangular y a es el bloque de compresiones.

$$\phi Mn \geq Mu \quad (3.47)$$

$$\phi Mn = \phi As \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.48)$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \quad (3.49)$$

Según el artículo 9.7.2 de la Norma E.060, el área de acero mínimo por retracción y temperatura A_{Smin} se calcula con la ecuación (3.50); donde h y b son la altura y el ancho de la sección rectangular, respectivamente.

$$A_{Smin} = 0.0018 \times b \times h \quad (3.50)$$

El artículo 10.5.4 de la Norma E.060 indica que cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, como es el caso del diseño en esta tesis, deberá cumplirse que el área de acero por tracción $A_{Stracción}$ no debe sea menor que la ecuación (3.51).

$$A_{Stracción} = 0.0012 \times b \times h \quad (3.51)$$

El espaciamiento del refuerzo, según el artículo 9.7.3 de la Norma E.060, deberá ser menor o igual que tres veces el espesor de la losa, o que 0.40 m.

3.5.2.2. Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante consistió en verificar si la sección de concreto resistente a fuerza cortante ϕVc es mayor que la fuerza cortante última Vu como se muestra en la ecuación (3.52). Esto se debe a que las losas no cuentan con refuerzo de acero por fuerza cortante. La fuerza cortante última es hallada a una distancia d medida desde la cara de los apoyos. El cálculo de ϕVc se realizó de acuerdo a la ecuación (3.53).

$$\phi Vc \geq Vu \quad (3.52)$$

$$\phi Vc = \phi \times \left(0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d\right) \quad (3.53)$$

3.5.2.3. Ejemplo de diseño

Se realiza el diseño de la losa del tercer piso como ejemplo. En la Figura 3.27 se muestra la carga muerta y la carga viva en cada área de losa delimitada por sus apoyos, las vigas.

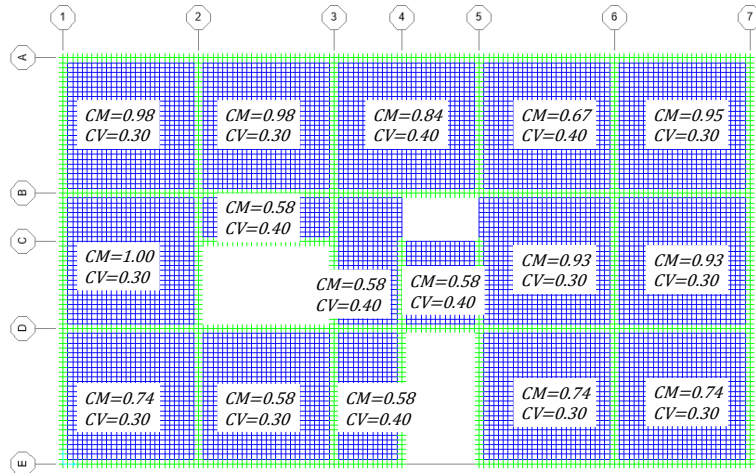


Figura 3.27: Carga muerta y viva en cada área de losa

Diseño por flexión: Se calculó el acero mínimo por metro lineal para definir la malla que se colocó a lo largo de las losas, según las ecuaciones (3.50) y (3.51).

$$A_{Scomp} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

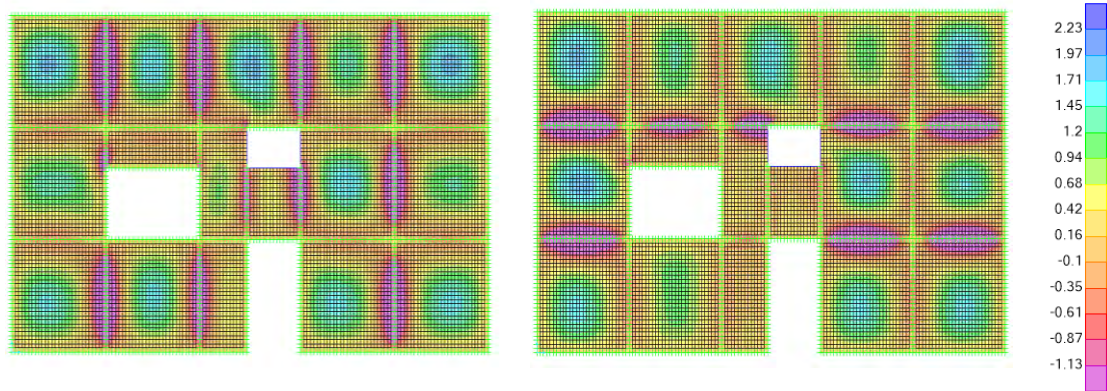
$$A_{Stracc} = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la Tabla 3.45 se muestra el acero requerido y el acero colocado con su respectiva distribución y resistencia de diseño. Se verificó que la distribución del acero colocado cumple con el espaciamiento siendo menor o igual que tres veces el espesor de la losa (0.60 m.) y que 0.40 m.

Tabla 3.45: Diseño de la malla de acero corrida en losa maciza

Ubicación del acero	Acero requerido (cm ² /m)	Acero colocado (cm ² /m)	Distribución de acero colocado	ØMn (tonf.m/m) con el acero colocado
$A_{Scompresión}$	1.20	1.78	Ø3/8" @ 0.40	1.13 tonf.m/m
$A_{Stracción}$	2.40	3.55	Ø3/8" @ 0.20	2.23 tonf.m/m

En la Figura 3.28, se muestran los diagramas de momentos flectores debido a la carga última CU . Se puede observar que existen áreas donde el acero mínimo no es suficiente, especialmente en los apoyos, dado que exigen mayor momento flector del que resiste la sección. Por ende, se colocaron bastones adicionales en las zonas necesarias.



Análisis en la dirección X-X

Análisis en la dirección Y-Y

Figura 3.28: Diagramas de momentos flectores en la losa del tercer piso

En la Tabla 3.46 se muestran los momentos últimos máximos en los ejes X e Y de la Figura 3.28, el acero colocado y el momento nominal respectivo, cumpliendo lo requerido.

Tabla 3.46: Verificación de la resistencia de diseño y del refuerzo colocado

Dirección	Mu máximo (tonf.m)	Refuerzo total colocado		ϕMn
		Refuerzo corrido	Bastones	
X-X	-3.20	Ø3/8"@.40	Ø3/8"@.20	3.30 tonf.m
X-X	-2.80	Ø3/8"@.40	Ø3/8"@.20	3.30 tonf.m
X-X	-3.20	Ø3/8"@.40	Ø3/8"@.20	3.30 tonf.m
Y-Y	-3.00	Ø3/8"@.40	Ø3/8"@.20	3.30 tonf.m
Y-Y	-3.00	Ø3/8"@.40	Ø3/8"@.20	3.30 tonf.m

Diseño por fuerza cortante: Se calcula la resistencia a fuerza cortante de la losa maciza de 0.20 m. con un recubrimiento de 0.03 m. utilizando la ecuación (3.53).

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17) = 11.10 \text{ Tonf}$$

En la Figura 3.29 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes de las losas debido a la carga última CU , los cuales son menores que 11.10 tonf (ϕV_c)

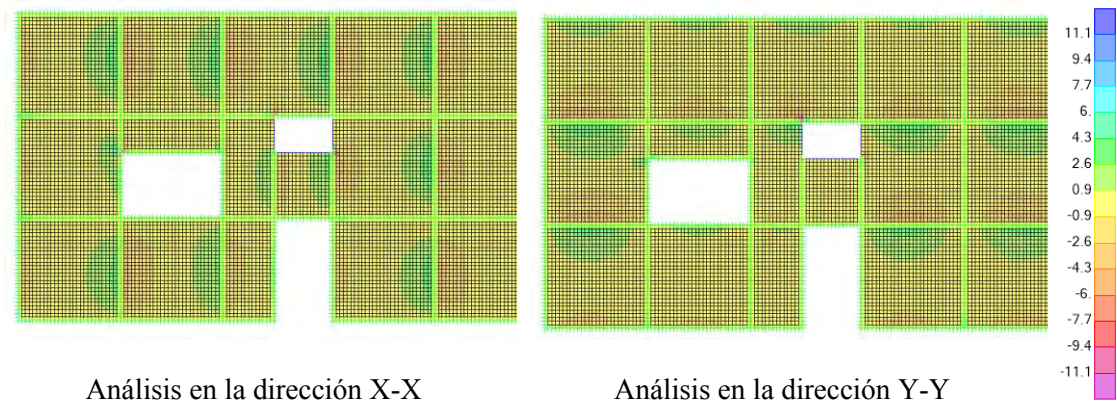


Figura 3.29: Diagramas de fuerzas cortantes en la losa del tercer piso

3.5.3. Diseño de escaleras

Las escaleras pueden ser idealizadas como losas macizas armadas en una dirección que conectan dos niveles distintos en una edificación y son diseñadas por flexión y cortante con la combinación última de cargas de gravedad de la ecuación (3.44). En un edificio aislado se debe considerar que las escaleras que conecten la superestructura y la subestructura permitan el movimiento de la interfase creándose un espacio tipo una junta.

3.5.3.1. Ejemplo de diseño

Para diseñar las escaleras se utilizó un modelo de viga simplemente apoyada para calcular los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes considerando 1.00 m de ancho, un peralte de 0.20 m y un recubrimiento de 0.03 m. En la Figura 3.30 se muestra el modelo y aplicación de la carga última en la escalera

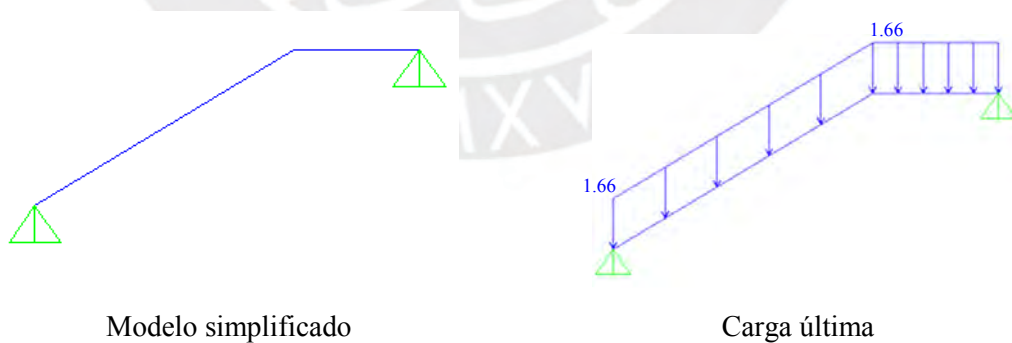


Figura 3.30: Modelo y aplicación de la carga última en la escalera

Una vez aplicada la carga última, se obtuvieron las solicitaciones. En la Figura 3.31 se muestran los diagramas de solicitaciones en la escalera, tanto de momento flector como de fuerza cortante.

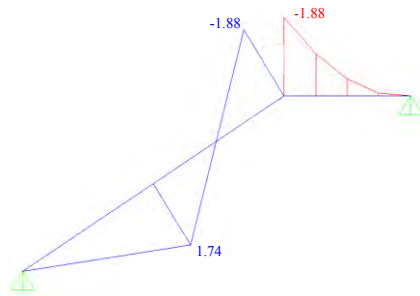


Diagrama de momentos flectores

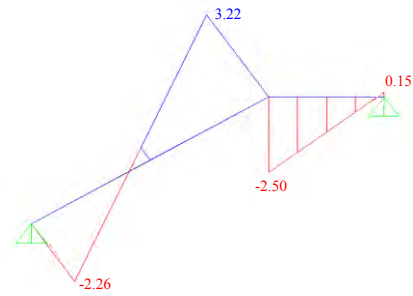


Diagrama de fuerzas cortantes

Figura 3.31: Diagramas de fuerzas solicitadas en la escalera

Diseño por flexión: Se calculó el acero mínimo A_{Smin} por metro lineal que deberá repartirse en ambas caras de acuerdo a la ecuación (3.50).

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

De acuerdo al área de acero mínimo A_{Smin} , se colocará varillas de acero de $\varnothing 3/8''$ cada 0.20 m. en ambas caras transversal y longitudinalmente. En la Tabla 3.47 se verifica que se cumple con los momentos requeridos en flexión.

Tabla 3.47: Diseño del acero longitudinal en la escalera

Mu máximo (tonf.m/m)	Acero requerido (cm ² /m)	Distribución de acero colocado	Acero colocado (cm ² /m)	ØMn (tonf.m/m) con el acero colocado
+1.74	2.76	Ø3/8''@.20	3.55	+2.23 tonf.m/m
-1.88	2.99	Ø3/8''@.20	3.55	-2.23 tonf.m/m

Diseño por fuerza cortante: Se calcula la resistencia a fuerza cortante de la escalera de 0.20 m. con un recubrimiento de 0.03 m. utilizando la ecuación (3.53) y se comprueba que $\varnothing Vc$ (11.10 tonf) es mayor que Vu (2.50 tonf), cumpliéndose el diseño por resistencia.

$$\varnothing Vc = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17) = 11.10 \text{ Ton}$$

3.5.4. Diseño de vigas

Las vigas son las encargadas de transmitir las cargas de las losas hacia las columnas. Las vigas desarrollan, principalmente, esfuerzos originados por la flexión y cortante. Según las características del edificio del proyecto, el sistema estructural está compuesto por pórticos. Por lo tanto, se tuvo en consideración los artículos 21.6 y 21.7 de la Norma E.060 que permiten su ductilidad en un evento de sismo.

Las cargas sísmicas y de gravedad se obtienen del modelo estructural del análisis sísmico y se resuelven las combinaciones de diseño mencionadas en las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46). Para calcular el acero de refuerzo, se analizó la envolvente de las combinaciones de carga última considerando los máximos de momentos flectores y fuerzas cortantes.

3.5.4.1. Diseño por flexión

El momento de diseño fue calculado según las ecuaciones (3.47), (3.48) y (3.49). Para calcular las varillas de refuerzo longitudinal por flexión se procedió de acuerdo a los requisitos para vigas de pórticos y duales tipo II descritos en el artículo 21.5.2 de la Norma E.060 [8].

- Deberá existir refuerzo continuo a lo largo de toda la viga constituido por dos barras en la cara superior e inferior con un área de acero mayor que el acero mínimo, calculado con la ecuación (3.54). La cuantía del refuerzo en tracción no debe exceder de 0.025.

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} \quad (3.54)$$

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia al momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección de la viga, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionado en las caras de los nudos. En la Figura 3.32 se muestra un esquema de la distribución de acero longitudinal en las vigas.

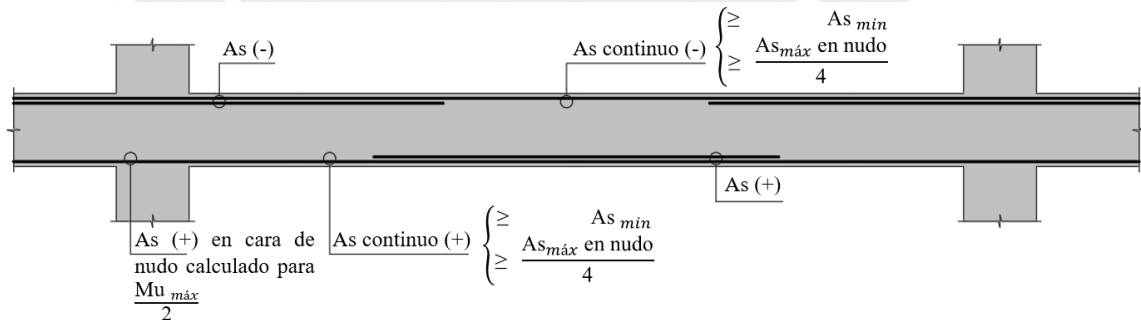


Figura 3.32: Distribución del acero longitudinal en vigas de pórticos según la Norma E.060 [22]

- Sólo se permiten empalmes por traslape del refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos de confinamiento o espirales en toda la longitud del empalme.

3.5.4.2. Diseño por fuerza cortante

El refuerzo por fuerza cortante está dado por los estribos adecuadamente espaciados. El diseño por fuerza cortante considera que la resistencia del elemento se compone de la suma de los aportes

del concreto (V_c) y del refuerzo de acero (V_s). Estos aportes se calculan de acuerdo a las ecuaciones (3.55), (3.56) y (3.57); donde V_u es la fuerza cortante última medida a una distancia d de la cara, A_v es el área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (3.55)$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (3.56)$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (3.57)$$

Según el artículo 21.5.4.1 de la Norma E.060 [8], la fuerza cortante de diseño V_u deberá determinarse como la suma de la fuerza cortante isostática, calculada para las cargas de gravedad amplificadas, y la fuerza cortante asociada con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1.25M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento (Figura 3.33).

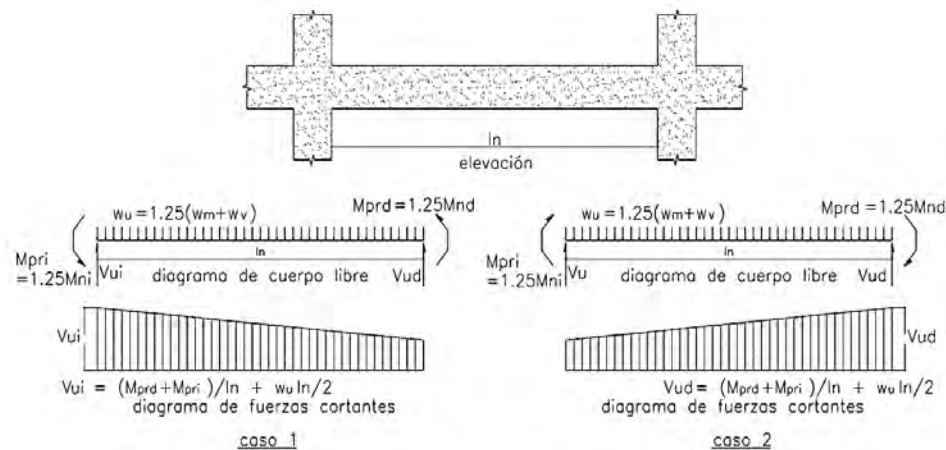


Figura 3.33: Esquema del cálculo de fuerza cortante para vigas de sistema aporticado [8]

Para el refuerzo transversal de confinamiento se siguieron las consideraciones del artículo 21.5.3 de la Norma E.060 [8].

- En ambos extremos del elemento se debe disponer de estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 0.05 m. de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe exceder de la menor de las dimensiones que se mencionan a continuación: $d/4$, $8 d_b$ (diámetro de las barra longitudinal más pequeña), $24 d_{est}$ (diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento) o máximo 0.30 m.

- Fuera de la zona de confinamiento, los estribos deben estar espaciados a no más de $d/2$ a lo largo de la longitud del elemento. En toda la viga el espaciamiento de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

En la Figura 3.34, se muestra un esquema de las consideraciones mencionadas para la colocación de estribos.

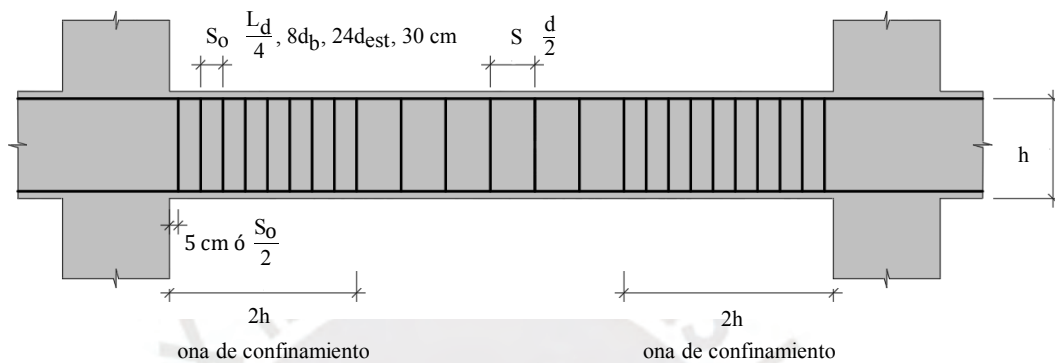


Figura 3.34: Esquema gráfico del requerimiento mínimo de distribución de estribos [22]

3.5.4.3. Corte de acero

El diseño de acero busca ser eficiente y económico; por ello, se colocan bastones de refuerzo de acero con corte en las zonas de menores esfuerzos de flexión y considerando la longitud de anclaje. Según los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 de la Norma E.060 [8], se siguen las siguientes recomendaciones.

- El refuerzo de acero debe ser extendido hasta más allá del punto donde ya no es necesario su resistencia a flexión, una distancia d o $12d_b$, la que sea mayor; excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.
- Si existen múltiples bastones, el refuerzo que continua debe presentar una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 0.15 m dentro del apoyo.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12d_b$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.

En la Figura 3.35, se muestra un esquema de las consideraciones mencionadas el corte del refuerzo.

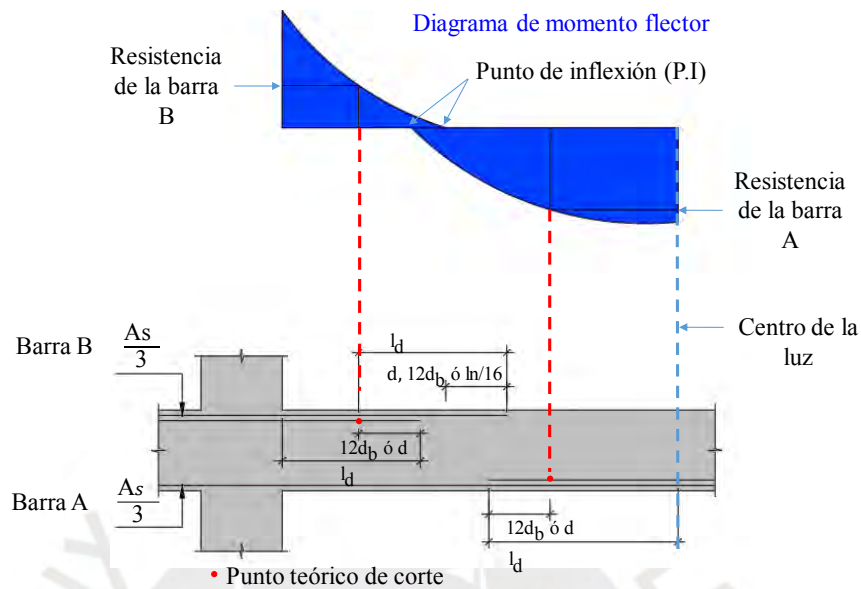


Figura 3.35: Corte de acero según la Norma E.060 [30]

3.5.4.4. Vigas de aislamiento

Las vigas de aislamiento son vigas muy rígidas que permiten controlar los desplazamientos diferenciales entre aisladores; restringen el giro de los elementos verticales y absorben los momentos generados por la excentricidad de la carga axial cuando los aisladores se desplazan en un evento sísmico [31]. Por lo anterior, las vigas de aislamiento se diseñarán para soportar las cargas de gravedad, sismo y las provenientes del análisis de segundo orden (efecto P-Delta).

El diseño de las vigas de aislamiento es similar al procedimiento de las vigas de la superestructura, con la consideración de los requisitos de distribución por flexión en vigas según el artículo 9.9.6 de la Norma E.060 [8], el factor de reducción de la plataforma de aislamiento ($R = 1$) y las cargas externas (efecto P-Delta).

3.5.4.5. Ejemplo de diseño

Como ejemplo se diseñará la viga V-04 de 0.30 x 0.75 m del segundo piso.

Diseño por flexión: Se calculó el acero mínimo As_{min} en la viga utilizando la ecuación (3.54) y se verificó que el acero colocado sea mayor al acero mínimo As_{min} .

$$As_{min} = \frac{0.70 \times \sqrt{210} \times 30 \times 67}{4200} = 4.85 \text{ cm}^2$$

En la Figura 3.36 se muestra la envolvente de diagramas de momentos flectores últimos que se utilizó para diseñar el refuerzo de acero.

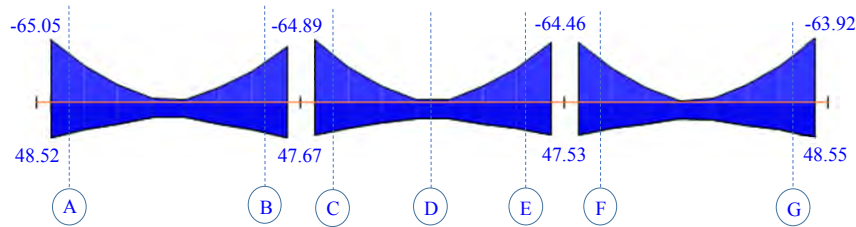


Figura 3.36: Diagrama envolvente de momentos flectores en la viga VT-04

En la Tabla 3.48 se detallan los momentos flectores y el acero requerido para el tramo central CDE.

Tabla 3.48: Momentos flectores últimos y el refuerzo requerido

Tramo central	Und.	En C	En D	En E
$Mu_{superior}$	tonf.m	-64.89	-6.87	-64.46
$Mu_{inferior}$	tonf.m	47.67	14.97	47.53
$As_{superior}$ requerido	cm ²	31.39	2.76	31.12
$As_{inferior}$ requerido	cm ²	21.54	6.13	21.46

En la Tabla 3.49 se detalla el momento nominal y refuerzo colocado en la sección. Se observó que se cumple el diseño por resistencia, ya que la resistencia suministrada es mayor que la resistencia solicitada.

Tabla 3.49: Refuerzo colocado en la sección y momento nominal correspondiente

Tramo central	Und.	En D	En E	En F
$\phi Mn_{superior}$	tonf.m	-69.43	-24.27	-69.43
$\phi Mn_{inferior}$	tonf.m	58.34	35.64	58.34
$As_{superior}$ colocado	cm ²	30.60 (6Ø1")	10.20 (2Ø1")	30.60 (6Ø1")
$As_{inferior}$ colocado	cm ²	25.50 (5Ø1")	15.30 (3Ø1")	25.50 (5Ø1")

Además, el diseño cumple con los requerimientos de Norma E.060 para el refuerzo longitudinal en pórticos, con base en tres criterios presentados en la Tabla 3.50.

Tabla 3.50: Requerimientos de acero longitudinal en pórticos

Criterio	¿Cumple?	¿Cumple?	¿Cumple?
$A_{scorrído} \geq A_{s\text{mínimo}}$	OK	OK	OK
$\phi Mn^+ \geq \frac{\phi Mn^-}{3}$	OK	OK	OK
$\phi Mn^+, \phi Mn^- \geq \frac{\phi Mn_{\text{máximo}}}{4}$	OK	OK	OK

En la Figura 3.37 se muestra la distribución del acero longitudinal de la viga debido a los momentos flectores últimos y requerimientos para pórticos.

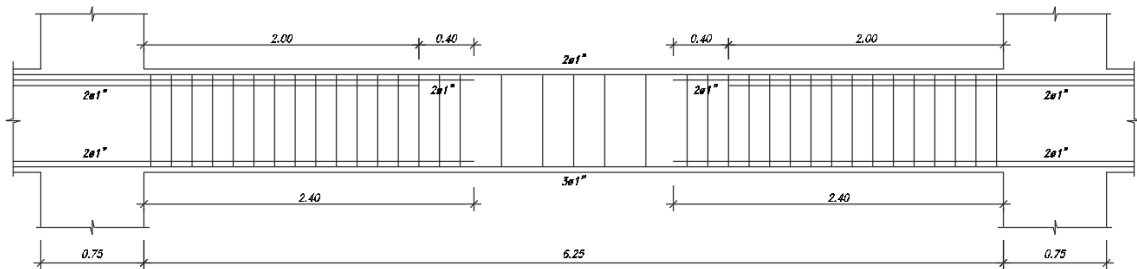


Figura 3.37: Distribución de acero en el tramo central de la viga VT-04

Para el corte de acero se calculó la resistencia a flexión y se extendió una distancia d igual a 0.67 m. Se prefirió utilizar longitudes múltiplos de 10 y se verificó que los bastones tengan una longitud mayor a su longitud de anclaje.

Diseño por fuerza cortante: Se calculó la fuerza cortante de diseño del tramo DEF, el cual fue diseñado por capacidad tal como lo establece la Norma E.060 [8]. Se tomó en cuenta los siguientes requerimientos.

- Viga isostática con cargas de gravedad amplificadas (Figura 3.38).



Figura 3.38: Fuerzas cortantes en una viga isostática

- Viga asociada con el desarrollo de las resistencias probables en flexión. En la Tabla 3.51 se detallan los dos casos estipulados por la Norma E.060.

Por lo tanto, el espaciamiento necesario es de 0.20 m; sin embargo, se debe verificar las recomendaciones de la Norma E.060 sobre la zona de confinamiento ($2h=1.5$ m.) que se desarrolla en la Tabla 3.53.

Tabla 3.53: Recomendaciones para el espaciamiento de estribos en zona de confinamiento

Recomendación	Und.	Cálculo
$d/4$	m	$(0.75 - 0.08)/4 = 0.17$
$8d_{barra}$	m	$8 \times 0.0254 = 0.20$
$24d_{estribo}$	m	$24 \times 0.0127 = 0.30$
0.30	m	-

Para la zona de confinamiento se escogió un espaciamiento de 0.15 m. Fuera de la zona de confinamiento se recomienda un espaciamiento de $0.5d = 0.34$ m. Se vio conveniente definir un espaciamiento de 0.30 m. Por lo tanto, la distribución de los estribos se definió como acero de 1/2": 1@0.05, 10@0.15, 5@0.20, rto@0.30 c/extremo. En la Figura 3.35 se muestra el diagrama de las fuerzas cortantes y la resistencia a fuerza cortante de la sección de concreto con los estribos de 1/2"@0.15 ($\phi V_n=54.26$ tonf), 1/2"@0.20 ($\phi V_n=43.98$ tonf) y 1/2"@0.30 ($\phi V_n=33.69$ tonf) verificando que la resistencia de diseño es mayor a las solicitaciones.

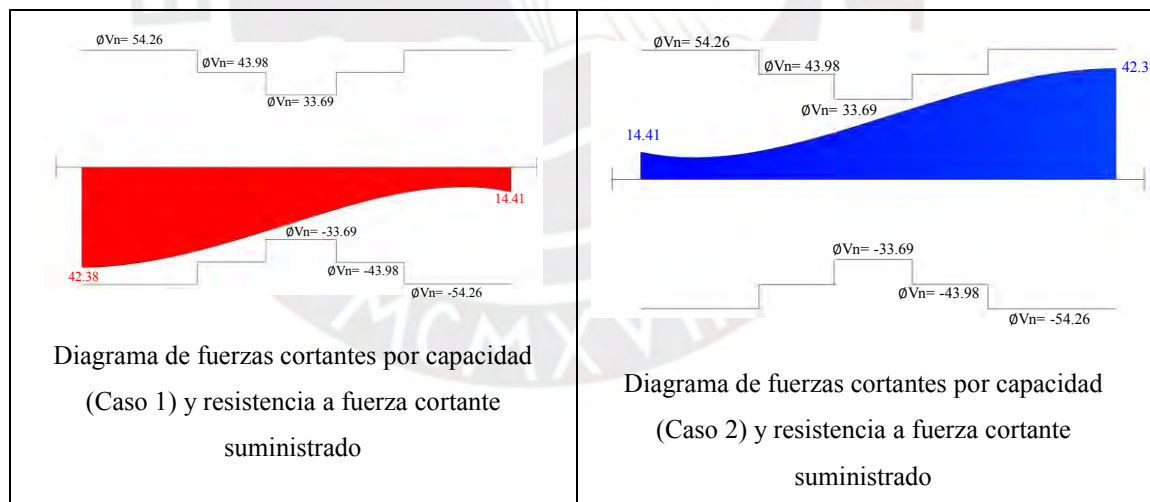


Figura 3.39: Diagrama de fuerzas cortantes y resistencia a fuerza cortante suministrado

3.5.5. Diseño de columnas

Las columnas, como elementos verticales encargados de transmitir las cargas de la edificación a la cimentación, desarrollan esfuerzos originados por la flexión, carga axial o la combinación de estas (flexocompresión) controlando los desplazamientos de la estructura. Con base en el sistema

estructural aporricado de la superestructura, se consideraron los requisitos del artículo 21.6 de la Norma E.060 [8].

Las cargas sísmicas y de gravedad se obtienen del modelo tridimensional con el análisis sísmico y se resuelven las combinaciones de carga última mencionadas en las ecuaciones (3.44), (3.45) y (3.46). Se analizará las combinaciones de carga en cada dirección, X-X e Y-Y, puesto que se tendrán momentos flectores en cada eje.

3.5.5.1. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión es un proceso iterativo dado que se asume el refuerzo de acero en la columna y con ello se calcula un diagrama de interacción, el cual debe tener dentro a los puntos de las combinaciones de carga. El diagrama de interacción como se muestra (Figura 3.40) es una curva geométrica con las combinaciones de carga axial y momento flector que agotan la capacidad de la sección transversal.

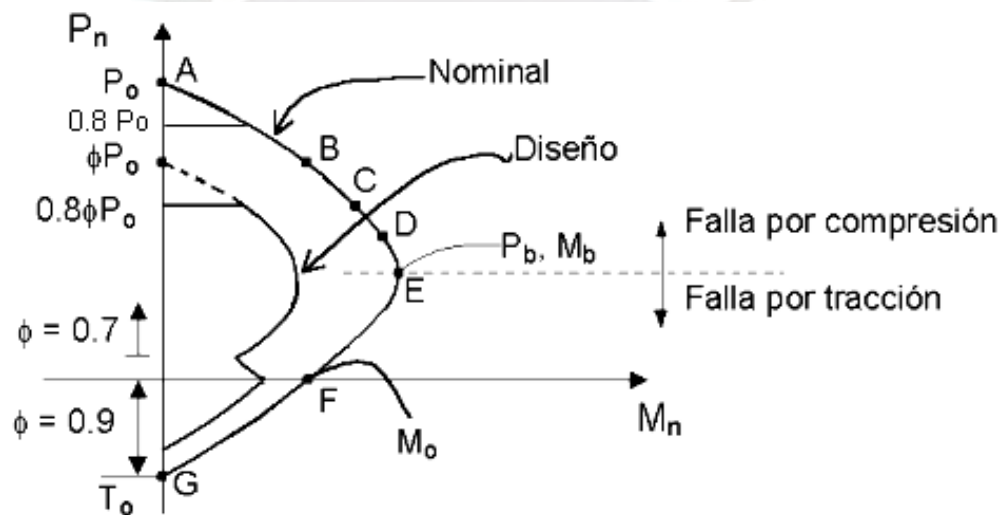


Figura 3.40: Esquema gráfico de la curva de interacción [30]

La Norma E.060 en el artículo 10.9.1, indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área bruta de la sección transversal. Por facilidad constructiva se recomiendan cuantías de hasta 4% [22]. Además, la resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos debe satisfacer la ecuación (3.60). Donde ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo y ΣM_{nv} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv} \quad (3.60)$$

3.5.5.2. Diseño por flexión biaxial

La Norma E.060 en el artículo 10.18 indica las ecuaciones de Bresler para verificar la resistencia en flexión biaxial, esto supone un diseño previo, lo cual refiere a diseño por flexocompresión. Las condiciones se presentan en las ecuaciones (3.61) y (3.62).

$$\text{Si } \frac{Pu}{\phi Pno} \geq 0.1, \rightarrow \frac{1}{Pu \text{ maximo}} \geq \frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno} \quad (3.61)$$

$$\text{Si } \frac{Pu}{\phi Pno} < 0.1, \rightarrow 1.0 \geq \frac{\phi Mux}{\phi Mnx} + \frac{\phi Muy}{\phi Mny} \quad (3.62)$$

Donde Pu es la carga axial última de diseño, ϕPno es resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial ($ex=ey=0$), ϕPnx es la resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($ey=0$), ϕPny es la resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($ex=0$), ϕMux es el momento último de diseño respecto al eje X, ϕMnx es la resistencia de diseño respecto al eje X, ϕMuy es el momento último de diseño respecto al eje Y, ϕMny es la resistencia de diseño respecto al eje Y.

3.5.5.3. Efectos de esbeltez

En las columnas, si la carga axial aplicada genera deformaciones transversales que aumenten la excentricidad de diseño, se debe evaluar el momento generado por el efecto de segundo orden.

La Norma E.060 indica que los efectos de esbeltez en las columnas se calculan dependiendo del desplazamiento del entrepiso, esto puede ser columnas con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas), señalando un procedimiento de diseño para cada caso. El artículo 10.11.4.2 de la Norma E.060, menciona que las columnas de la estructura se pueden considerar como arriostradas (sin desplazamiento lateral), si se verifica que el índice de estabilidad del entrepiso Q sea menor o igual a 0.06 y es calculado con la ecuación (3.63).

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{Vus he} \quad (3.63)$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso, $\sum Pu$ es la suma de las cargas de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del piso hasta el entrepiso considerado, cargas muertas y vivas, Δo es la deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden, Vus fuerza cortante amplificada de entrepiso, debido a cargas laterales, he es la altura del entrepiso medida de piso a piso.

Momentos amplificados en estructuras sin desplazamiento lateral: En el artículo 10.12.2 de la Norma E.060 [8], se señala que en estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se verifican las ecuaciones (3.64) y (3.65). Donde k es el factor de longitud efectiva ($k = 1$ para estructuras arriostradas), lu es la longitud no arriostrada de un elemento en compresión, r es el radio de giro de la sección transversal (para secciones rectangulares $r \approx 0.30h$ en la dirección de análisis, $M1$ es el momento flector menor de diseño en el extremo de la columna (positivo si la columna es flexionada en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura), $M2$ es el momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna (siempre positivo).

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (3.64)$$

$$34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40 \quad (3.65)$$

De no cumplirse con las ecuaciones (3.66) y (3.67), en el artículo 10.12.3 se indica que se deben amplificar los momentos de diseño.

Momentos amplificados en estructuras con desplazamiento lateral: El artículo 10.13.2 de la Norma E.060 [8], indica que en estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se verifica la ecuación (3.66). Donde k es calculado considerando desplazamientos laterales y es menor a 1.

$$\frac{k lu}{r} \leq 22 \quad (3.66)$$

De no cumplirse con la ecuación (3.66), en el artículo 10.13.3 y 10.13.4 se indican que se deben amplificar los momentos de diseño.

3.5.5.4. Diseño por fuerza cortante

Para elementos sometidos a fuerzas de compresión axial (Nu), la Norma E.060 sugiere estimar el aporte de resistencia del concreto (Vc) a la resistencia por fuerza cortante de la sección según la ecuación (3.67). Similar a las vigas, las columnas tienen estribos que son colocados como refuerzo por fuerza cortante utilizando las ecuaciones (3.58) y (3.59).

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) b_w d \quad (3.67)$$

Según el artículo 21.5.5.1 de la Norma E.060, la fuerza cortante de diseño (V_u) deberá determinarse considerando las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se determinan con las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = 1.25M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él. En ningún caso V_u debe ser menor que el cortante de las combinaciones de diseño. En la Figura 3.41 se muestra el esquema del diseño por capacidad en columnas.

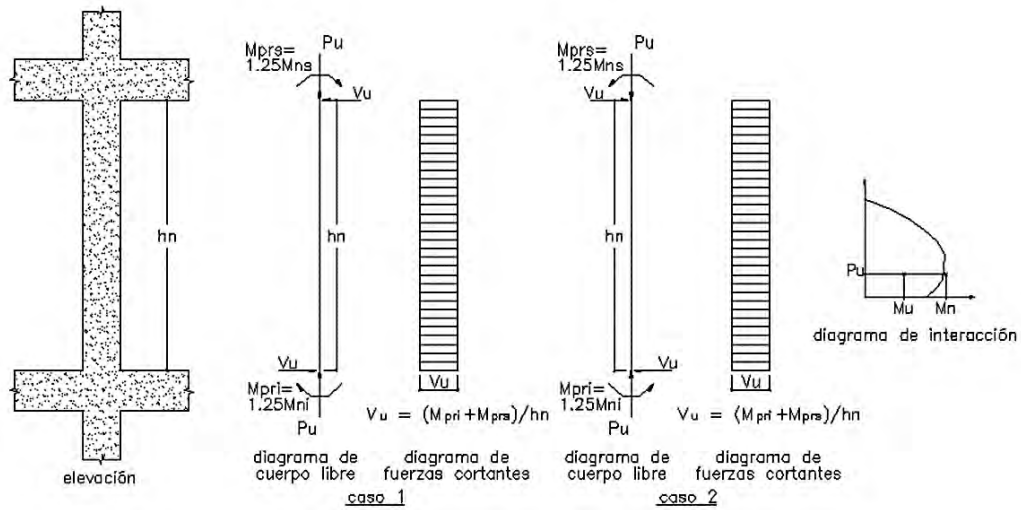


Figura 3.41: Esquema del cálculo de fuerza cortante en columnas aporticadas [8]

Para el refuerzo transversal de confinamiento se tiene considerar lo siguiente.

- La separación del refuerzo transversal no debe exceder el menor valor de la tercera parte de la dimensión menor del elemento, de $6 d_b$ ni de 0.10 m.
- El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud L_o medida desde la cara del nudo en ambos lados L_o y no deberá ser menor que la mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, que un sexto de la luz libre del elemento ni que 0.50 m.
- En el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo transversal con un espaciamiento que sea menor a $10 d_b$ o 0.25 m.

3.5.5.5. Ejemplo de diseño

Como ejemplo se diseñó la columna C-03 ubicada entre los ejes 2-2 y B-B cuya dimensión es de 0.60x0.60 m. Del análisis estructural se obtuvo las cargas mostradas en la Tabla 3.54.

Tabla 3.54: Cargas de la columna C-03

Carga	P (tonf)	V _{x-x} (tonf)	V _{y-y} (tonf)	M _{x-x} (tonf.m)	M _{y-y} (tonf.m)
CM	-196.64	0.16	-2.10	0.78	-2.52
CV	-55.47	0.93	-0.52	1.85	-0.90
Sismo X	0.48	10.53	4.73	26.43	12.85
Sismo Y	0.87	4.99	16.21	13.55	39.75

Diseño por flexocompresión: Se calcularon las combinaciones de carga de carga última para el caso de gravedad y de sismo, tal como se muestra en la Tabla 3.55.

Tabla 3.55: Combinaciones de cargas de la columna

	Combinaciones	P (tonf)	M _{x-x} (tonf.m)	M _{y-y} (tonf.m)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	369.59	4.25	-5.05
Sismo en X-X	1.59(CM+CV)+CS	382.48	30.35	8.27
	0.91(CM+CV)-CS	247.80	-23.76	-16.81
	1.24CM+CS	244.32	27.40	9.73
	0.56CM-CS	109.64	-25.99	-14.26
Sismo en Y-Y	1.59(CM+CV)+CS	382.86	17.48	35.17
	0.91(CM+CV)-CS	247.41	-10.89	-43.71
	1.24CM+CS	244.70	14.53	36.63
	0.56CM-CS	109.25	-13.12	-41.16

El diagrama de interacción está construido con 16 varillas de 1" de diámetro (2.27% de cuantía) y $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Este refuerzo cumple con la Norma E.060 ya que es mayor a 1% y menor a 4%. La distribución del acero de refuerzo en la columna se muestra en la Figura 3.42.

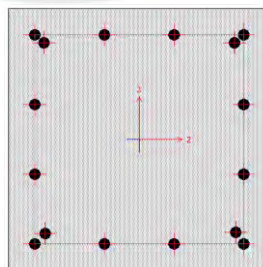


Figura 3.42 Distribución de acero de la columna C-03

En la Figura 3.43 se muestran los diagramas de interacción en los ejes X e Y. Se comprobó que las combinaciones de carga están dentro del diagrama.

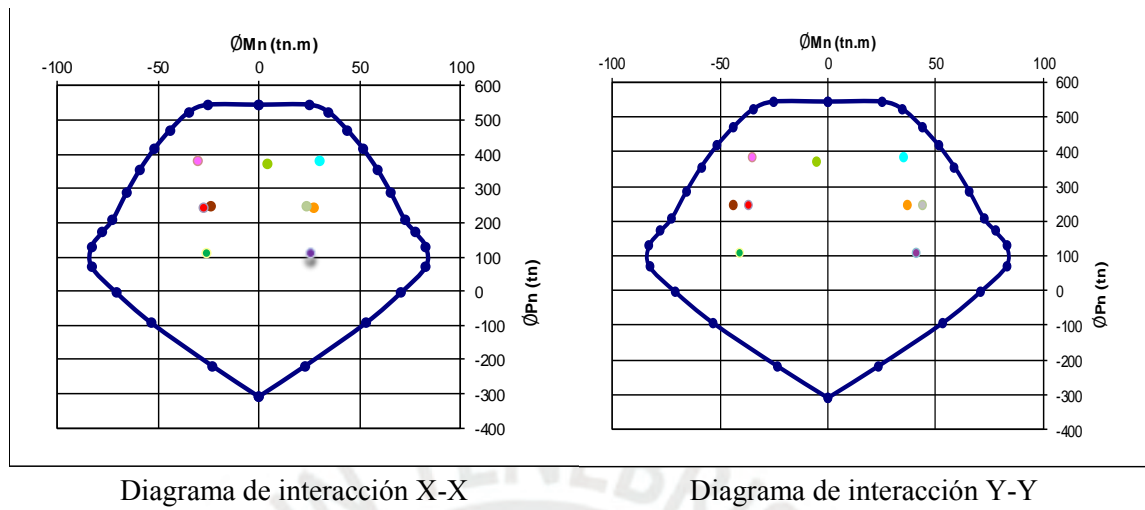


Figura 3.43 Curva de interacción de la columna

Diseño por flexión biaxial: Se verificó por flexión biaxial, en donde la carga axial última máxima $Pu_{máximo}$, calculado por las ecuaciones (3.61) y (3.62), es mayor que la carga axial última Pu . Se utilizó la combinación $0.91(CM + CV) - CSY$ por presentar el mayor momento flector. Asimismo, se calculó $Pu_{máximo}$ según la ecuación (3.61) con los valores que se detallan en la Tabla 3.56, donde se comprobó que $Pu_{máximo}$ es mayor que Pu .

Tabla 3.56: Cálculo de la carga axial última máxima

Parámetro	Und.	Valor
Pu	tonf	247.4
Mu_{x-x}	tonf.m	10.9
ϕPnx	tonf	543.5
Mu_{y-y}	tonf.m	43.7
ϕPny	tonf	488.0
ϕPno	tonf	679.5
$\frac{Pu}{\phi Pno}$	-	0.36
$Pu_{máximo}$	tonf	413.7

Efectos de esbeltez: Se calculó el coeficiente de estabilidad Q a fin de conocer si es necesario considerar los efectos de segundo orden. Los valores considerados en el cálculo se presentan en la Tabla 3.57.

Tabla 3.57: Cálculo del coeficiente de estabilidad Q

Story	P (tonf)	he (m)	X-X			Y-Y		
			Δ	Vx (tonf)	Q	Δ	Vy (tonf)	Q
STORY4	1169.6	3.6	0.00044	55.7	0.0026	0.00089	59.1	0.0049
STORY3	3091.8	3.6	0.00085	145.7	0.0050	0.00163	150.8	0.0093
STORY2	5014.0	3.6	0.00124	228.7	0.0075	0.00229	232.1	0.0137
STORY1	6776.3	3.6	0.00129	300.4	0.0081	0.00229	299.8	0.0144

Se comprobó que el coeficiente de estabilidad es menor que 0.06 en las direcciones X e Y por lo que es una estructura sin desplazamiento lateral. Luego, se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se verifica las ecuaciones (3.64) y (3.65) desarrolladas en la Tabla 3.58. En conclusión, la columna no presenta problemas de esbeltez.

Tabla 3.58: Análisis de esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral

Parámetro	Und.	X-X	Y-Y
Ag	m ²	0.36	0.36
r	m	0.18	0.18
lu	m	3.60	3.60
k	-	1.00	1.00
$\frac{klu}{r}$	-	20.00	20.00
$\frac{klu}{r} \leq 40$	-	OK	OK

Diseño por fuerza cortante: La fuerza cortante de diseño se determina usando las resistencias máximas probables en flexión en cada extremo del elemento. La combinación con mayor momento flector es $0.91(CM + CV) - CSY$. Con este se calcularon los valores del momento flector Mn y de la carga axial Pu tal como se muestra en la Figura 3.44.

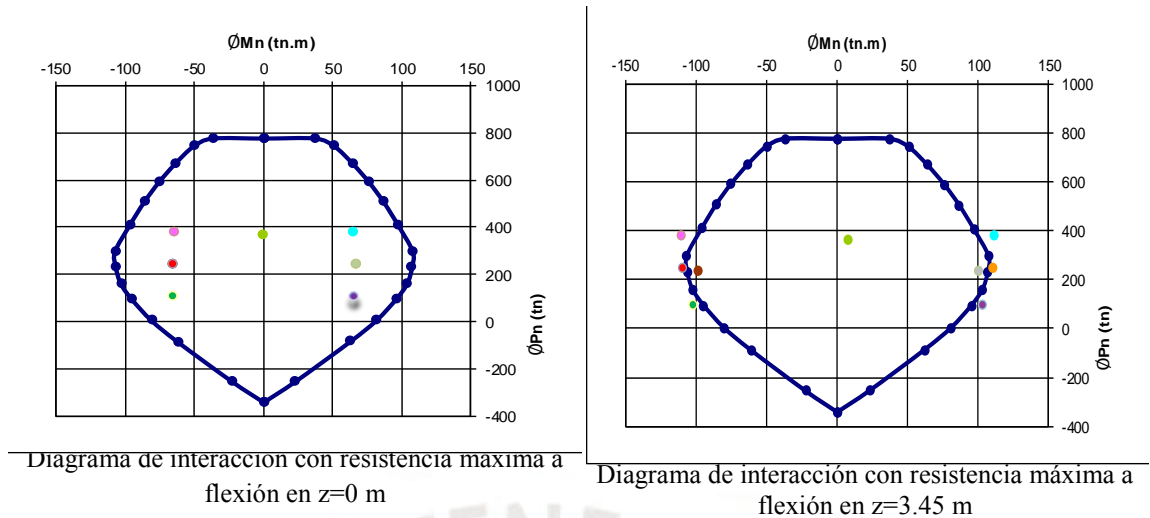


Figura 3.44 Curva de interacción de la columna en sus extremos ($z=0$ m y $z=3.45$ m)

De la Figura 3.44 se puede ver que el máximo momento y carga axial en $z=0$ m. son $Mn = 107 \text{ ton.m}$ y $Pn = 247 \text{ ton}$ y en $z=3.45$ m son $Mn = 107 \text{ ton.m}$ y $Pn = 247 \text{ ton}$. La fuerza cortante última se calcula de acuerdo al esquema de resistencias máximas probables de la Norma E.060 [8] (Figura 3.33).

$$Vu = \frac{1.25 \times (Mni + Mns)}{hn} = \frac{1.25 \times (107 + 107)}{3.45} = 77.54 \text{ ton}$$

El aporte de resistencia a la del concreto ϕVc en la columna se calcula con la ecuación (3.68). Donde Nu es la carga axial última y Ag es el área bruta de la sección.

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) b_w d \quad (3.68)$$

Se calculó el aporte de resistencia a fuerza cortante del concreto ϕVc con la ecuación (3.68).

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \left(1 + \frac{247000}{140 \times 3600} \right) \times 60 \times 54 = 31.51 \text{ tonf}$$

Al conocer el aporte del concreto en resistencia a fuerza cortante, se concluyó que se requiere de refuerzo de acero por fuerza cortante. Se calculó el refuerzo por fuerza cortante necesaria y el espaciamiento con las ecuaciones (3.58) y (3.59).

$$\begin{aligned} \phi Vs &= 77.54 - 31.51 = 46.03 \text{ ton} \\ \frac{46.03 \times 1000}{0.85} &= \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 54}{s} \rightarrow s = 0.119 \text{ m.} \end{aligned}$$

El espaciamiento calculado es de 0.119 m, pero por practicidad se definió un espaciamiento de 0.10 m. Ahora se verificará los requerimientos para la zona dentro y fuera de confinamiento. La

zona de confinamiento se calcula con la mayor dimensión entre los valores de 0.50 m., la mayor dimensión (0.60 m.) y $L_n/6$ (0.575 m). Por lo tanto, se escogió 0.60 m.

También se conoce que el espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no será mayor que la tercera parte de la dimensión menor del elemento (0.20 m), 6 db (0.152 m) y 0.10 m. Por lo que se escogió 0.10 m. Además, se dice que el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no será mayor que 10 db (0.25 m) o 0.25 m. Por lo tanto, se escogió 0.25 m. La distribución final de los estribos de 3/8": 1@0.05, 10@0.10, rto@0.25 c/extremo.

3.5.6. Diseño de muros de contención

El muro contiene el terreno en el desnivel, el cual fue originado para permitir la inspección y mantenimiento de los dispositivos de aislamiento y asegurar el funcionamiento de la junta sísmica. El tipo de muro de contención utilizado fue muro en voladizo, para el cual primero se evalúa sus dimensiones a fin de verificar su estabilidad al deslizamiento, volteo y presiones en el suelo. Los factores de seguridad al deslizamiento y volteo son 1.25 y 1.50 respectivamente, según la Norma E.020 [23].

3.5.6.1. Cargas de gravedad, empujes y sismo

Las cargas por gravedad consideradas en el diseño son el peso propio del relleno y del muro, el empuje de la sobrecarga (S/C) y el empuje activo y pasivo del terreno. Las cargas por sismo son el empuje sísmico activo, el empuje sísmico pasivo, la fuerza de inercia del muro y la fuerza de inercia de la zapata. La Figura 3.47 muestra un esquema de los empujes y cargas que actúan sobre el muro de contención.

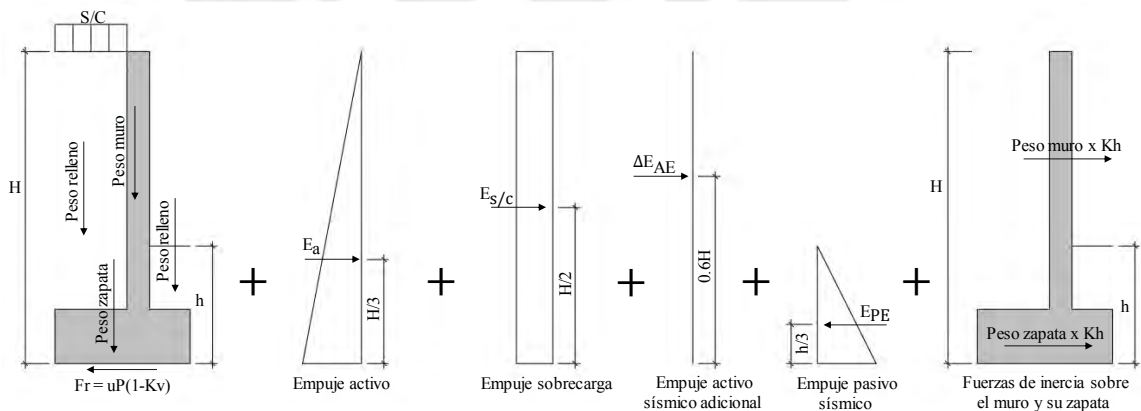


Figura 3.47 Empujes y cargas que actúan sobre el muro de contención

El cálculo de las cargas de empuje y gravedad se realizó con las ecuaciones (3.69), (3.70), (3.71), (3.72) y (3.73); donde E_a es el empuje activo, E_p es el empuje pasivo, $E_{s/c}$ el empuje de la

sobrecarga, K_A es el coeficiente de empuje activo, K_P es el coeficiente de empuje pasivo, γ es el peso específico del suelo, H es la altura del relleno que ejerce el empuje activo, h es la altura del relleno que ejerce el empuje pasivo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

$$E_a = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (3.69)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_P \gamma h^2 \quad (3.70)$$

$$E_{s/c} = (s/c) K_A H \quad (3.71)$$

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (3.72)$$

$$K_P = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (3.73)$$

Las cargas de sismo están asociadas al sismo extremo y se realizó con la teoría de Mononobe-Okabe ([32] y [33]). El cálculo de las cargas sísmicas se realizaron con las ecuaciones del (3.73) al (3.77); donde ΔE_{AE} es el empuje sísmico adicional, E_{PE} es el empuje pasivo sísmico, K_h es el coeficiente de aceleración horizontal, K_v es el coeficiente de aceleración vertical, θ es el ángulo que está en función de los coeficientes de aceleraciones K_h y K_v , Z es el factor de zona sísmica según la Norma E.030, δ es el ángulo de fricción entre el terreno y el muro, i es la pendiente del terreno y β es la pendiente de la pantalla con la vertical.

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - K_v) - \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (3.74)$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma h^2 (1 - K_v) \quad (3.75)$$

$$K_h = \frac{Z}{2} \quad (3.76)$$

$$K_v = \frac{2}{3} K_h \quad (3.77)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (3.78)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (3.79)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (3.80)$$

Calculados los empujes y las fuerzas actuantes en el muro de contención, se procede a la verificación de los factores de seguridad de volteo y deslizamiento y a la verificación de presiones en el suelo. Por último, se calculan los momentos flectores y fuerzas cortantes para el cálculo del refuerzo.

3.5.6.2. Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño, se diseñará el muro de contención ubicado alrededor de la edificación. Se cuenta con los siguientes datos del Estudio de Mecánica de Suelos: el esfuerzo admisible del suelo es de 40 tonf/m², el ángulo de fricción interna del suelo es de 30° y el peso específico del suelo es de 2.0 tonf/m³.

Para el cálculo de las cargas, se despreció el valor de la pendiente de la pantalla con la vertical β y del ángulo de fricción entre el terreno y el muro δ ; además, se consideró un relleno horizontal ($i = 0^\circ$). La Tabla 3.59 muestra los parámetros para el cálculo del empuje.

Tabla 3.59: Parámetros para el cálculo del empuje

Parámetro	Und.	Valor
Esfuerzo de compresión del concreto $f'c$	Kg/cm ²	210
Esfuerzo de fluencia del acero fy	Kg/cm ²	4,200
Sobrecarga s/c	tonf/m ²	0.25
Peso específico del concreto armado γ_{conc}	tonf/m ³	2.4
Peso específico del suelo γ_{suelo}	tonf/m ³	2.0
Coefficiente de empuje activo K_A	-	0.33
Coefficiente de empuje pasivo K_P	-	3.00
Coefficiente de rozamiento u	-	0.45
Factor de zona Z en un sismo extremo	g	0.68
Coefficiente de aceleración horizontal K_h	g	0.34
Coefficiente de aceleración vertical K_v	g	0.23
Coefficiente de empuje activo sísmico K_{AE}	-	0.85
Coefficiente de empuje pasivo sísmico K_{AP}	-	3.98
Presión admisible del terreno	Kg/cm ²	4.00

La Figura 3.45 muestra un esquema del muro de contención con su respectiva denominación de dimensiones con el cual se explicará el cálculo de cargas actuantes.

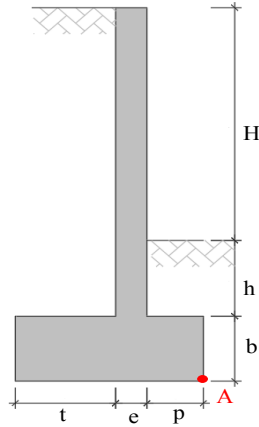


Figura 3.45: Esquema de las dimensiones del muro de contención

Se definieron las dimensiones del muro luego de un proceso iterativo hasta que se cumpla con los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo. La Tabla 3.60 presenta las dimensiones definitivas.

Tabla 3.60: Dimensiones del muro

Parámetro	Und.	Valor
Altura libre del muro H	m	2.25
Altura del relleno sobre la punta h	m	0.60
Peralte de la zapata b	m	0.80
Punta del muro de contención p	m	0.80
Talon del muro de contención t	m	1.70
Espesor del muro e	m	0.30

Con las dimensiones de la Tabla 3.60 se calculan las fuerzas verticales, las fuerzas horizontales actuantes y las fuerzas horizontales resistentes, como se muestra en la Tabla 3.60, en la Tabla 3.61 y en la Tabla 3.62, respectivamente.

Tabla 3.60: Cálculo de fuerzas verticales y sus momentos en "A"

Efecto de fuerzas verticales	Fuerza (Tonf)	Brazo de palanca	Momento (Tonf.m)
Peso del muro	2.05	0.95	1.95
Peso de la zapata	5.38	1.40	7.53
Peso del relleno sobre el talon	9.69	1.95	18.90
Peso del relleno sobre la punta	0.96	0.40	0.38
Peso de la sobrecarga	0.43	1.95	0.83
	$\Sigma F_V = 18.51$		$\Sigma M_{resistentes(a)} = 29.59$

Tabla 3.61: Cálculo de fuerzas horizontales actuantes y sus momentos en “A”

Efecto de fuerzas horizontales	Fuerza (Tonf)	Brazo de palanca	Momento (Tonf.m)
Empuje activo	4.44	1.22	5.40
Sobrecarga	0.30	1.83	0.56
Empuje activo sísmico	6.88	2.19	15.07
Fuerza inercial del muro	0.69	2.23	1.54
Fuerza inercial de la zapata	1.81	0.40	0.73
	$\Sigma F_{H \text{ actuantes}}=14.12$		$\Sigma M_{\text{actuantes}}=23.30$

Tabla 3.62: Calculo de fuerzas horizontales resistentes y sus momentos en “A”

Efecto de fuerzas horizontales	Fuerza (Tonf)	Brazo de palanca	Momento (Tonf.m)
Empuje pasivo	5.88	0.47	2.74
Empuje pasivo sísmico	7.80	0.47	3.64
Fuerza de fricción	6.45	0	0
	$\Sigma F_{H \text{ resistentes}}=20.13$		$\Sigma M_{\text{resistentes}}(b)=6.38$

En primer lugar, se calcularon **los factores de seguridad al volteo y al deslizamiento** como la relación de momentos o fuerzas resistentes entre las actuantes, como se muestra en las ecuaciones (3.81) y (3.82).

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_{\text{resistentes}}}{\Sigma M_{\text{actuantes}}} \quad (3.81)$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma F_{\text{resistentes}}}{\Sigma F_{\text{actuantes}}} \quad (3.82)$$

Las fuerzas verticales, las fuerzas horizontales actuantes y las fuerzas horizontales resistentes calculadas se reemplazaron en las ecuaciones (3.81) y (3.82). Se verifica que los factores de seguridad al volteo y deslizamiento son mayores a 1.50 y 1.25, respectivamente.

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{35.97}{23.30} = 1.54$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{20.13}{14.12} = 1.43$$

En segundo lugar, se realizó la **verificación de las presiones en el suelo**, donde se calcula la fuerza vertical y los momentos en el centro de la zapata. Los parámetros del cálculo se muestran en la Tabla 3.61

Tabla 3.61: Parámetros para el cálculo de fuerzas verticales y sus momentos en el centro de la zapata:

Efecto de fuerzas verticales	Fuerza (Tonf)	Brazo de palanca	Momento (Tonf.m)
Peso del muro	2.05	-0.45	-0.92
Peso de la zapata	5.38	0.00	0.00
Peso del relleno sobre el talón	9.69	0.55	5.33
Peso del relleno sobre la punta	0.96	-1.00	-0.96
Peso de la sobrecarga	0.43	0.55	0.23
Empuje pasivo	5.88	0.47	2.74
Empuje pasivo sísmico	7.80	0.47	2.91
Empuje activo	4.44	-1.22	-5.40
Sobrecarga	0.30	-1.83	-0.56
Empuje activo sísmico	6.88	2.19	12.06
			$\Sigma M=15.44$

Luego, se calcularon las presiones en el suelo asumiendo una distribución trapezoidal como se muestra en la Tabla 3.62. Dado que se encuentran presiones de tracción, se calcula nuevamente las presiones en el suelo asumiendo una distribución triangular como se muestra en la Tabla 3.63.

Tabla 3.62: Parámetros para el cálculo de presiones en el suelo - distribución trapezoidal

Parámetro	Und.	Valor
M	tonf.m	15.44
P	tonf	18.50
σ_1	tonf/m ²	18.42
σ_2	tonf/m ²	-5.21
qadm	tonf/m ²	40.00
¿Menor que q?	-	NO

Tabla 3.63: Parámetros para el cálculo de presiones en el suelo - distribución triangular

Parámetro	Und.	Valor
e	m	0.83

L/2 - e	m	0.57
B	m	1.00
H'	m	1.70
σ_a	tonf/m ²	21.81
$\sigma_{h'}$	tonf/m ²	0.00
¿Menor que q?	-	OK

Finalmente, se procedió con el diseño del muro a partir de los momentos y fuerzas cortantes en la longitud del volado, como se muestra en la Tabla 3.64

Tabla 3.64: Parámetros para el cálculo del momento y la fuerza contantes de diseño

Parámetro	Und.	Valor
Ea	tonf/m	3.23
Es/c	tonf/m	0.14
Eea	tonf/m	2.95
peso muro x kh	tonf	0.69
VEa	tonf	4.60
VEs/c	tonf	0.40
VEae	tonf	4.20
V peso muro x Kh	tonf	0.69
MEa	tonf-m	4.37
MEea	tonf-m	7.18
MEs/c	tonf-m	0.58
Mpeso muro	tonf	0.99
Vu	tonf	9.90
Mu	tonf.m	13.11

Por lo tanto, en una sección con una dimensión b igual a 1.0 m. y d igual a 0.25 m, el acero requerido es 14.60 cm² (momento último 13.11 tonf/m). Se eligió una distribución de 1/2"@0.20 5 /8" @0.20 lo cual es 16.45 cm² superior al requerido. Además, usando la ecuación (3.56), la fuerza cortante suministrada de diseño ϕV_c resulta 16.32 tonf superior a la fuerza cortante última que es igual a 9.90 ton.

3.5.7. Diseño de la cimentación

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas de la edificación al terreno. La cimentación de la edificación está compuesta de zapatas aisladas para

una capacidad admisible del terreno (σ_{adm}) de 4.00 kg/cm² y un peso unitario (γ) de 2.0 tonf/m³ de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.

Para el cálculo de la presión sobre el suelo se utilizan las cargas de gravedad y cargas de sismo, ambas en servicio. Las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que se deberá tomar sólo el 80% de sus valores según el artículo 15.2.5 de la Norma E.060. Se permite un incremento del 30% de la presión admisible cuando se incluyen los efectos del sismo.

El diseño de la cimentación involucra cinco etapas las cuales son las siguientes: dimensionamiento de la zapata, determinación de la reacción amplificada del suelo, verificación por fuerza cortante y punzonamiento, y cálculo del refuerzo por flexión [34]. La cimentación consistirá principalmente de zapatas aisladas, por ello se describirán a continuación los requerimientos para tener en cuenta en el diseño de concreto armado.

3.5.7.1. Dimensionamiento

El dimensionamiento de la zapata consiste en definir su forma y tamaño en planta para que las presiones que se transmiten al suelo sean menores a la capacidad admisible del terreno. Para definir el área de la zapata se emplean las cargas en servicio sobre ella y su peso propio. Se estima que el peso propio de una zapata en suelo bueno, es aproximadamente el 5% de las cargas en servicio ($CM + CV$). Para obtener las cargas en estado de servicio deben ser divididas por un factor de 1.25.

La capacidad portante del suelo se reduce debido al peso del suelo sobre la cimentación y a la sobrecarga (250kg/cm²), ya que se necesita inspeccionar el sistema de aislamiento. La dimensión de una zapata de volados iguales debe satisfacer el área requerida $A_{requerida}$ según la ecuación (3.83). Las cargas de gravedad deben satisfacer la presión admisible $\sigma_{adm(x,y)}$ de acuerdo a la ecuación (3.84)(3.83). Las cargas de sismo deben verificarse con la flexión biaxial según la ecuación (3.85).

$$A_{requerida} = \frac{1.05 (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm} - \gamma h - s/c} \quad (3.83)$$

$$\sigma_{adm(x,y)} \geq \frac{(P_{CM} + P_{CV})}{A} + \frac{6M_x}{L_x^2 L_y} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2} \quad (3.84)$$

$$1.3\sigma_{adm(x,y)} \geq \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{s(x,y)})}{A} + \frac{6(M_x + M_{sx})}{L_x^2 L_y} + \frac{6(M_y + M_{sy})}{L_x L_y^2} \quad (3.85)$$

3.5.7.2. Cálculo de la reacción amplificada del suelo

La presión última del suelo se calcula utilizando las cargas últimas procedentes de la columna y con la ecuación (3.86). Se trabaja con la combinación de las cargas de gravedad, puesto que es la más crítica. Dónde σ_u es el esfuerzo último en la zapata y A es el área de la zapata con las dimensiones ya definida.

$$\sigma_u = P_u/A \quad (3.86)$$

3.5.7.3. Punzonamiento

Debido a que generalmente no se coloca refuerzo por fuerza cortante en las zapatas se deberá verificar que los esfuerzos sean resistidos por el concreto. El diseño por punzonamiento está relacionado a un comportamiento similar al de una losa en dos direcciones. Por lo anterior, se deberá considerar un peralte d de la zapata con la capacidad de aportar suficiente área de concreto en la sección crítica para que no se produzca una falla. Se deberá de comprobar que la resistencia a fuerza cortante del concreto ϕV_c sea menor que la fuerza cortante última V_u . La falla por punzonamiento suele presentarse en una sección crítica definida a $d/2$ de las caras de la columna, tal como se observa en la Figura 3.46.

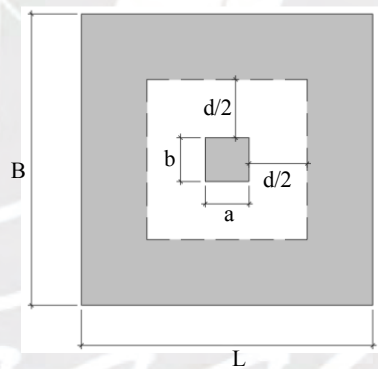


Figura 3.46: Corte de sección en la zapata para la verificación por punzonamiento

De las geometría de la Figura 3.46. se obtienen las ecuaciones (3.87) y (3.88) que son útiles para calcular el área de punzonamiento A_0 y el perímetro de punzonamiento b_0 .

$$b_0 = 2[(a + d) + (b + d)] \quad (3.87)$$

$$A_0 = [(a + d) \times (b + d)] \quad (3.88)$$

El cálculo de la **fuerza cortante última** por punzonamiento es según la ecuación (3.89).

$$V_u = \sigma_u (A_{zap} - A_0) \quad (3.89)$$

De acuerdo las disposiciones de la Norma E.060, numeral 11.12.2.1, la **resistencia del concreto** ϕV_c debe ser el menor valor entre las ecuaciones (3.90), (3.91) y (3.92). Donde ϕV_c es la resistencia del concreto al esfuerzo cortante, b_0 es el perímetro de la sección crítica, d es el peralte

efectivo de la zapata, β es la relación del lado mayor con el lado de menor dimensión de la columna (L_{mayor}/L_{menor}) y α_s es un factor igual a 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.90)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.27 \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.91)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.92)$$

3.5.7.4. Diseño por cortante de flexión

El diseño por cortante está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación como una viga. Similar al diseño por punzonamiento, se deberá comprobar que la resistencia a fuerza cortante del concreto ϕV_c sea mayor que la fuerza cortante última (V_u) dado que no se colocan refuerzos debido a fuerza cortante. En caso de ser necesario, se incrementa el peralte de la zapata. Se asume que la sección crítica de la zapata está ubicada a una distancia d a la cara de la columna, tal como se muestra en la Figura 3.47

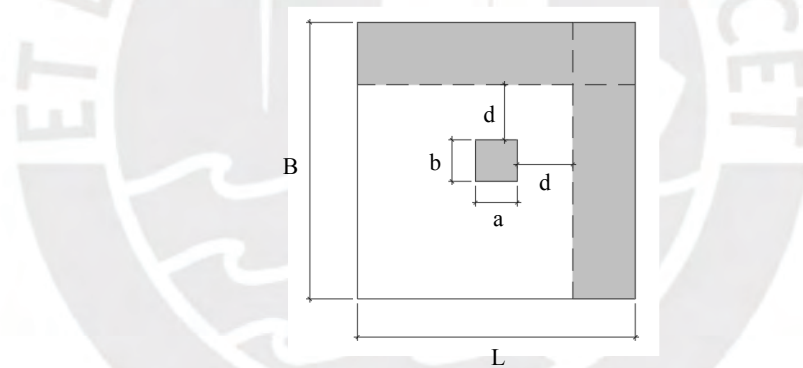


Figura 3.47 Corte de sección en la zapata para el diseño por fuerza cortante

La **fuerza cortante última** se calcula con la ecuación (3.93). Dónde $L_{(x,y)}$ es la longitud de la zapata en x o y (depende de la dirección de análisis) y v es el volado de la zapata.

$$V_{u(x,y)} = \sigma_u \times L_{(x,y)} \times (v - d) \quad (3.93)$$

La **resistencia del concreto** a fuerza cortante se calcula con la ecuación (3.83).

$$\phi V_{c(x,y)} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d \quad (3.94)$$

3.5.7.5. Diseño por flexión

El refuerzo por flexión se considera en cada dirección independiente, analizando los extremos de la zapata como un volado. La sección crítica para el diseño por flexión está ubicada en la cara de los elementos verticales. El momento flector es calculado con la ecuación (3.95).

$$M_{u(x,y)} = \sigma_u \times \frac{v_{(x,y)}^2 \times L_{(x,y)}}{2} \quad (3.95)$$

Con los momentos calculados en la sección crítica se conoce el área de acero requerido. Se considerará un acero mínimo que indica la Norma E.060 para las losas mediante la ecuación (3.50).

3.5.7.6. Ejemplo de diseño

Se diseña la zapata de la columna interior ubicada entre los ejes 2-2 y B-B. La columna es de 0.60 x 0.60 m con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo admisible del suelo por gravedad es de 40 tonf/m^2 y el esfuerzo máximo del suelo por gravedad y sismo es 52 tonf/m^2 . En la Tabla 3.65 se muestran las cargas que llega a las zapatas.

Tabla 3.65: Cargas axiales y momentos flectores que llegan a la zapata

CARGA	P (tonf)	M x-x (tonf.m)	M y-y (tonf.m)
CM	277.46	-0.05	-0.06
CV	73.95	0.00	0.00
SISMO X-X	8.80	53.13	57.86
SISMO Y-Y	14.74	60.64	53.95

Se realizó el **dimensionamiento por presión admisible** según la ecuación (3.96).

$$A_{requerida} = 9.22 \text{ m}^2 \quad (3.96)$$

El área requerida es 9.22 m^2 , se escogió una zapata de dimensiones $3.50 \times 3.50 \text{ m}$ siendo un área de 12.25 m^2 , superior a lo solicitado ya que al verificar las presiones admisibles se comprobó que era necesario aumentar las dimensiones por sismo.

Utilizando las ecuaciones (3.84) y (3.85) se calcularon los esfuerzos en el suelo que se muestran en la Tabla 3.66 y se verifican que cumple con lo requerido.

Tabla 3.66: Esfuerzos del suelo debido a las cargas de gravedad y sismo

Esfuerzo	Gravedad	Sismo en X-X	Sismo en Y-Y
Mínimo	31.94	48.57	49.17
Máximo	-	16.75	17.13

Se calculó el **esfuerzo amplificado** con la ecuación (3.86).

$$\sigma_u = \frac{1.4 \times (277.46 + 39.90) + 1.7 \times 73.95}{3.50 \times 3.50} = 46.53 \text{ tonf.m}$$

Se calculó el **punzonamiento** usando las ecuaciones (3.87) y (3.88) con un peralte efectivo de la zapata igual a 0.70 m.

$$\begin{aligned} b_0 &= 6.80 \text{ m} \\ A_0 &= 2.89 \text{ m}^2 \\ Vu &= 435.54 \text{ tonf} \end{aligned}$$

Se calculó la **resistencia a fuerza cortante** del concreto con las ecuaciones (3.90), (3.91) y (3.92).

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 932.25 \text{ tonf} \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.27 \left(\frac{\alpha_s x d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 968.46 \text{ tonf} \\ \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 621.50 \text{ tonf} \end{aligned}$$

Se observó que el menor valor de la resistencia a fuerza cortante del concreto V_c es 621.50 tonf. Se verifica que este valor es mayor que la fuerza cortante última V_u de 425.97 tonf.

Se calculó la fuerza cortante y la resistencia suministrada en cada dirección con las ecuaciones (3.93) y (3.94). Se verifica que este valor es mayor que la fuerza cortante última V_u .

$$\text{En X: } Vu = 45.51 \times 3.50 \times (1.25 - 0.7) = 87.60 \text{ tonf}$$

$$\text{En Y: } \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 350 \times 70 = 159.94 \text{ tonf}$$

Se realizó el **diseño por flexión** mediante el cálculo de los momentos últimos M_u mediante la ecuación (3.95).

$$M_{u(x,y)} = 46.53 \times \frac{1.25^2 \times 3.50}{2} = 127.23 \text{ tonf.m}$$

Se calculó el momento por metro lineal, el cual tiene el valor de $M_u = 36.35 \text{ tonf.m/m}$. Para una sección con b igual a 1.0 m. y d igual a 0.70 m, el acero requerido es 14.07 cm^2 . Además, se calculó el acero mínimo en la zapata de acuerdo a la ecuación (3.50).

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se observó que gobierna el acero mínimo con un área de acero de 14.40 cm^2 , lo cual permite una distribución de varillas de acero de 3/4" de diámetro cada 0.175 m.

CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES

Los resultados indican que el edificio quedaría con daño leve en los elementos estructurales y no estructurales luego de un sismo extremo de 2500 años de periodo de retorno. Es decir, aparecerían grietas pequeñas de flexión en algunas vigas y columnas y fisuras en tabiques.

Se controló el daño estructural y no estructural en función a restricciones de derivas y aceleraciones. El valor máximo de la deriva de entrepiso obtenida fue de 2.7‰ para el análisis Tiempo-Historia no lineal y de 3.1 ‰ para el análisis modal espectral. Ambas derivas son menores que las derivas máximas permitidas en la Norma E.031 [4]. El valor máximo de la aceleración de piso obtenida fue de 0.30 g para el análisis Tiempo-Historia no lineal y de 0.15g para el análisis modal espectral. Ambas aceleraciones son menores o iguales que la aceleración máxima (0.30g) recomendada por Hazus para controlar el daño en elementos no estructurales. Por lo tanto, se concluye que el edificio quedaría en la última etapa del nivel de daño leve frente un sismo extremo.

Predimensionamiento

El predimensionamiento de la superestructura se realizó de acuerdo a criterios por cargas de gravedad para edificios de base fija típicamente diseñados en consideración de un sismo raro (500 años de periodo de retorno). Estos criterios brindaron una buena estimación de dimensiones para el edificio de base aislada pese a que su diseño contempla un sismo extremo. Las dimensiones definitivas de la superestructura se modificaron luego de verificar los resultados del análisis dinámico. Se aumentó el peralte de losas dada la considerable sobrecarga correspondiente a hospitales y, además, se aumentó el peralte de las vigas y columnas exteriores con el fin de controlar la torsión en planta del edificio.

Prediseño del sistema de aislamiento

El prediseño del sistema de aislamiento se realizó a partir del periodo del edificio de base fija (0.86 s.), del peso sísmico del edificio (5029 tonf) y de la distribución de dispositivos (24 aisladores elastoméricos y 4 deslizadores planos). Se asumió inicialmente que el periodo del edificio de base aislada se cuadruplicaría respecto al de base fija y que la razón de amortiguamiento del sistema de aislamiento sería 15%. Como resultados del prediseño, se obtuvo que la rigidez lateral del sistema de aislamiento, del aislador elastomérico y del deslizador plano fue de 1660, 65 y 27 tonf/m, respectivamente.

Diseño definitivo del sistema de aislamiento

Como resultados del diseño definitivo en el modelo con propiedades nominales, se obtuvo un periodo de 3.6 segundos, la razón de amortiguamiento de sistema de aislamiento fue de 16.7 %. y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, del aislador elastomérico y de los deslizadores planos de 1744, 68 y 29 tonf/m, respectivamente. Se logró realizar el diseño definitivo del sistema de aislamiento considerando que su flexibilidad esté sujeta a las ofertas comerciales de propiedades laterales en los dispositivos y que el periodo del edificio aislado no sea mayor que 5.0 segundos, como recomendación práctica de literatura.

Resultados del análisis sísmico

Usando las propiedades modificadas mínimas y máximas de los dispositivos, se calculó la respuesta del edificio. Las derivas de entrepiso máximas fueron de 1.9‰ y 2.7‰, y las máximas aceleraciones de piso fueron de 0.19g y 0.30g en el análisis no lineal Tiempo – Historia. De modo similar, las derivas de entrepiso máximas fueron de 2.3‰ y 3.5‰, y las máximas aceleraciones de piso fueron de 0.12g y 0.16g en el análisis modal espectral. El amortiguamiento del aislador elastomérico y de los deslizadores planos en consideración de las propiedades modificadas máximas fue de 14.6% y de 63.7%, respectivamente.

Se revisó la tracción en los dispositivos y el dispositivo más crítico fue uno de los aisladores elastoméricos ubicado en esquina con una tracción del 9.7% del peso sísmico en el dispositivo. Se descartaron problemas de tracción, ya que es menor a 10% del peso sísmico, el valor máximo tolerable. Cabe mencionar que se tuvo que aumentar el espesor de la losa de la plataforma de aislamiento de 0.20 a 0.40 metros en paños cercanos a la caja del ascensor con el propósito de solucionar las altas cargas de tracción que antes había en los deslizadores de la caja de ascensor.

La fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento fue de 2.7% del peso sísmico del edificio. Este es el valor más crítico y se dio en consideración de las propiedades mínimas modificadas de los dispositivos en el sistema de aislamiento. La fuerza de restitución lateral supera el porcentaje mínimo condicionado por la Norma E.031 (2.5%).

Condiciones generales para el diseño en concreto armado

La fuerza lateral de diseño para el sistema de aislamiento fue de 636 tonf (13% del peso sísmico de la superestructura y la plataforma de aislamiento). La fuerza lateral de diseño para la superestructura fue de 298 tonf (7% del peso sísmico de la superestructura) y corresponde al valor límite de la fuerza cortante, el cual está gobernado por el criterio de la fuerza sísmica .en un edificio equivalente de base fija con la Norma E.030.

El desplazamiento lateral de la plataforma de aislamiento debido al sismo extremo de diseño en consideración de torsión y excentricidad accidental fue de 0.34 m. Este resultado corresponde al análisis estático y es mayor que el resultado del análisis dinámico espectral y el análisis dinámico Tiempo – Historia. En consecuencia, se consideró una junta sísmica de 0.35 m.

Diseño en concreto armado

El diseño en concreto armado del sistema estructural se realizó a partir de las consideraciones para edificaciones aperticadas de la Norma E.060. El diseño de las columnas fue gobernado por la flexocompresión, donde predominó la carga axial sobre el momento flector. Las columnas exteriores e interiores fueron diseñadas con una cuantía de acero del 1% y del 2% de la sección bruta, respectivamente. Por lo tanto, se verifica la reducción de demanda sísmica del edificio de base aislada respecto al de base fija, ya que el diseño requirió de cuantías bajas pese al sismo extremo de diseño (2500 años).

En el diseño de las vigas exteriores de la superestructura se observó que gobiernan las fuerzas sísmicas en comparación con las fuerzas de gravedad. En el diseño de las vigas de rigidez en la plataforma de aislamiento, los momentos P-delta y las fuerzas sísmicas fueron importantes ya que representaron el 85% de la fuerza sísmica total.

En el diseño de losas macizas se emplearon únicamente bastones negativos en la zona de los apoyos (vigas), a excepción de un paño de la losa de aislamiento de espesor 0.40 metros.

La cimentación está compuesta por zapatas aisladas y por una zapata combinada ubicada en la zona del ascensor por facilidades constructivas. En ambos casos el diseño estuvo definido por el acero mínimo.

El muro de contención alrededor del edificio se diseñó para asegurar el funcionamiento de la junta sísmica. Su diseño se realizó a partir de las cargas de servicio y de sismo extremo. Se verificó que las presiones en el terreno no superen su capacidad admisible y que los factores de seguridad frente al deslizamiento y al volteo sean mayores que 1.25 y 1.50, respectivamente, según la Norma E.020.

Recomendaciones

Se recomienda controlar las aceleraciones en el análisis sísmico de hospitales a partir de literatura; por ejemplo, el manual técnico de Hazus MR4 sugiere que aceleraciones de piso mayores a 0.30g podrían causar daño moderado en los elementos no estructurales. Por lo que, en el caso de hospitales, se podrían dañar los equipos técnicos y se interrumpiría su funcionamiento. Esto quebraría la filosofía de diseño, la cual busca que el hospital permanezca operacional.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] SEAOC, *Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Vols. I y II.*, Californica, Los Angeles: Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, 1995.
- [2] Wang, Z., *Understanding seismic hazard and risk assessments: An example in the New Madrid Seismic Zone of the central United States*, San Francisco, California, EE.UU.: 8th National conference on earthquake engineering, 2006.
- [3] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente"*, Lima: El Peruano, 2018.
- [4] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Proyecto de Norma Técnica "Aislamiento Sísmico" E0.31*, Lima, 2018.
- [5] ASCE SEI 7-10, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)*., American Society of Civil Engineers, 2010.
- [6] FEMA, P., *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington, DC.: FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [7] NCh2745, *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos (2003)*, Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización de Chile., 2003.
- [8] Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*, Lima, 2009.
- [9] Corporación de desarrollo tecnológico (CDT) y Cámara chilena de la construcción (CCHC), «Protección Sísmica de Estructuras.» Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía, 2012. [En línea]. Available: http://descargas.coreduc.cl/Proteccion_Sismica_de_Estructuras_-_Febrero_2012_CLR_v4.1.pdf. [Último acceso: Mayo 2019].
- [10] Constantinou, M., Kalpakidis, I, Filiatrault, A. y Ecker Lay, R., *LRFD - Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*, New York: Earthquake Engineering to Extreme Evetns MCEER, 2011.
- [11] Symans, M., *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*, Instructional Material Complementing FEM, 451, 2008.
- [12] Pino, M. e Ita, P, *Factibilidad técnica y económica de utilizar aislamiento sísmico en hospitales peruanos existentes*, Lima: Tesis para optar el grado académico de magíster en Ingeniería Civil, 2018.
- [13] Bridgestone, *Seismic Isolation Product Line-up*, EE.UU.: Cataloge for High Damping Rubber Bearing, Lead Rubber Bearing, Natural Rubber Bearing and Elastic Sliding Bearing. https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201506.pdf, 2015.
- [14] Muñoz, A., *Modelo Inelástico*, Lima: Apuntes del curso Sistemas de protección Sísmica, 2018.
- [15] Anwar, N., Htut, T. y Najam F., *Smart Systems for Structural Response Control - An overview*, Manila, Filipinas: 5th ASEP Convention on Concrete Engineering Practice and Technology, 2016.
- [16] OpenSee, «Triple Friction Pendulum Element.» [En línea]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Triple_Friction_Pendulum. [Último acceso: Mayo 2019].
- [17] Architects' journal, «Sabiha Gökçen Airport, Istanbul: seismic engineering.» [En línea]. Available: <https://www.architectsjournal.co.uk/buildings/specification/sabiha-gken-airport-istanbul-seismic-engineering/5214929.article>. [Último acceso: Mayo 2019].

- [18] Muñoz, A., *Aislamiento sísmico*, Lima : Apuntes del curso Sistemas modernos de protección sísmica de edificios, 2016.
- [19] Chumpitaz, J., *Procedimientos de análisis y diseño para edificios sísmicamente aislados en el Perú*, Lima: Tesis para optar el Título de Ingeniero civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.
- [20] Computers and Structures, «Ritz vs. Eigen vectors,» CSI Knowledge Base, [En línea]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Ritz+vs.+Eigen+vectors>.
- [21] Computers and Structures, «Response-spectrum analysis (RSA),» CSI Knowledge Base, [En línea]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Response-spectrum+analysis>.
- [22] Blanco, A., *Estructuración y diseño de edificaciones en concreto armado*, Lima: Capítulo de Ingeniería Civil - Consejo Departamental de Lima, 1994.
- [23] Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, *Norma E.020 de Cargas*, Lima: El Peruano, 2006.
- [24] Computer and Structures, *ETABS (Versión 2016)*, 2016.
- [25] Higashino, M., y Okamoto, S., *Response control and seismic isolation of buildings*, Routledge, 2006.
- [26] SeismoSoft, *SeismoSignal 2016 - A computer program for signal processing of strong-motion data*, 2016.
- [27] SeismoSoft, *Seisomatch 2016 - A computer program for spectrum matching of earthquake records.*, 2016.
- [28] HAZUS MR4, *Multi-hazard Loss Estimation Methodology*, Washington, D.C., EE.UU.: Department of Homeland Security. Emergency Preparedness and Response Directorate. FEMA, 2003.
- [29] Dynamic Isolation Systems, «Isolator Engineering Properties,» [En línea]. Available: <http://www.dissinc.com/technical.html>. [Último acceso: Abril 2019].
- [30] Ottazzi, G., *Apuntes del curso Concreto Armado I*, Lima, 2016.
- [31] Korswagen, P.; Arias , J. y Huaranga, P., *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*, Lima: Tesis para optar el grado de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2012.
- [32] Okabe, S., «General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams,» *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, vol. 10, n° 6, p. 1277–330, 1924.
- [33] Mononobe, N. and Matsuo, H., *On the determination of earth pressure during earthquakes*, vol. 9, Tokyo, 1929, p. 177–185.
- [34] Harmsen, T., *Diseño de estructuras de concreto armado - Tercera edición*, Lima: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002.
- [35] Instituto Geofísico del Perú (IGP), «Sismología - Mapa sísmico del Perú 2017,» [En línea]. Available: <https://scts.igp.gob.pe/unidad-sismologia/mapa-sismico>. [Último acceso: Abril 2019].
- [36] Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A. e Ishizawa, O., *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*, Lima: Proyecto en Cooperación con el Banco Mundial, 2014.
- [37] Computer and Structures, *SAP2000 V18*, 2018.
- [38] Villagomez, D., *Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú*, Lima: Tesis para optar el grado de magíster - Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015.