

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

FACTIBILIDAD DEL USO DE AISLADORES TIPO PENDULO FRICCIONAL (FPS) EN SISTEMA CONSTRUCTIVO MODULAR DE MADERA

BRYAN ANTONIO PALOMINOS CONTRERAS

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor: JOSE LUIS ALMAZAN CAMPILLAY

Santiago de Chile, Marzo, 2024.

"Lo que oyes lo olvidas, lo que ves lo recuerdas, lo que haces los aprendes" Confucio

AGRADECIMIENTOS

El resultado de este documento es gracias al apoyo mi familia, quienes me dieron los valores básicos de responsabilidad, compromiso y dedicación, necesarios para enfrentar grandes desafíos; de mis amigos, por darme libertad y descansos necesarios para ir avanzando en cada etapa; de mis colegas, por brindarme conocimientos técnicos y debates respecto a la ingeniería; Y finalmente, al Profesor José Luis Almazán, por confiar en mis capacidades y conocimientos del rubro modular en madera, proponiéndome un proyecto innovador y vanguardista.

INDICE GENERAL

Pág.

DED	ICATORIAii
AGR	ADECIMIENTOSiii
INDI	ICE DE TABLAS vi
INDI	ICE DE FIGURAS x
RESU	UMENxiv
ABS'	TRACTxv
Ι	OBJETIVOS
	I.1 Objetivo general
	I.2 Objetivos específicos
Π	SISTEMA CONSTRUCTIVO MODULAR EN MADERA
	II.1 Construcción Modular
	II.2 Construcción en Madera
	II.3 Aplicación de la Madera al Sistema Modular 10
III	SISTEMAS DE AISLACION SISMICA
	III.1 Aisladores sísmicos
	III.2 Aislador tipo Péndulo Friccional - FPS
IV	MARCO TEORICO
	IV.1 Sistema Marco Plataforma en Madera
	IV.1.1 Muros Sistema Marco Plataforma
	IV.1.2Losas Sistema Marco Plataforma
	IV.2 Aisladores Péndulo Friccional (FPS)
	IV.3 Método Link-Frame - MLF
V	PROYECTO EN ESTUDIO
	V.1 Torre Tipo C
VI	MODELO ELEMENTOS FINITOS – SAP2000

VI.1 Modelación Estructura Base Fija	52
VI.2 Modelación Estructura Aislada	55
VI.3 Registro Sísmico	60
VI.4 Modelos Analizados	62
VII ANALISIS DE RESULTADOS	00
VII.1 Periodo estructura Base Aisiada	60
VII.2 Comportamiento Aisladores	68
VII.3 Derivas - Drift de Pisos	74
VII.4 Corte Basal	77
VII.5 Fuerzas de Corte por Nivel – Comportamiento de Módulos	79
VII.6 Conector Lateral entre módulos de Nivel	83
VII.7 Comportamiento de Muros	84
VII.8 Conectores de Tracción - Holdown	93
VII.9 Análisis de Costos	102
VIII CONCLUSIONES	104
BIBLIOGRAFIA	106
A N E X O S	109
Anexo A : PROPIEDADES METODO MLF – ORIGINAL	110
Anexo B : MODELO DE AISLADORES FPS	136
Anexo c: RESULTADOS MODELO 1	142
Anexo d: RESULTADOS MODELO 4	152

INDICE DE TABLAS

Tabla IV-1 : Tablas de SDPWS para Capacidad Unitaria de Muros de Corte según material
Tabla IV-2 : Tabla 4.3A de código SDPWS-2015
Tabla IV-3 : Tablas de SDPWS para Capacidad Unitaria de Losas
Tabla IV-4 : Tabla 4.2A de código SDPWS-2015
Tabla V-1 : Configuración de Losas Módulo Tipo C 47
Tabla V-2 : Configuración de Muros Módulo Tipo C 48
Tabla V-3 : Fuerzas por nivel – método estático – Torre C 49
Tabla VI-1 : Distribución e Identificación de Aisladores (Fuente: Propia) 57
Tabla VI-2 : Análisis Tiempo Historia No Lineal implementados
Tabla VII-1 : Período Fundamental Modelo Base Aislada
Tabla VII-2 : Comportamiento Aislador 5 – Modelo 1/Modelo 4 (Fuente:Propia)
Tabla VII-3 : Desplazamiento Relativo (Drift) en centímetro – Dirección X
Tabla VII-4 : Desplazamiento Relativo (Drift) en porcentaje – Dirección X 75
Tabla VII-5 : Desplazamiento Relativo (Drift) en centímetro – Dirección Y
Tabla VII-6 : Desplazamiento Relativo (Drift) en porcentaje – Dirección Y
Tabla VII-7 : Análisis Tiempo Historia No Lineal implementados (Fuente: Propia) 79
Tabla VII-8 : Fuerzas por Interfaz – Dirección X (Fuente: Propia)
Tabla VII-9 : Fuerzas por Interfaz – Dirección Y (Fuente: Propia) 80
Tabla VII-10 : Estimación de Roce – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia) 81
Tabla VII-11 : Estimación de Roce – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia) 81
Tabla VII-12 : Estimación de Roce – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia) 82 vi

Tabla VII-13 : Estimación de Roce – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 82
Tabla VII-14 : Comportamiento Conector de Nivel – Modelo 1	. 84
Tabla VII-15 : Comportamiento Conector de Nivel – Modelo 4	. 84
Tabla VII-16 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre A– Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 85
Tabla VII-17 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 85
Tabla VII-18 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre B– Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 86
Tabla VII-19 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 86
Tabla VII-20 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre A– Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 87
Tabla VII-21 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 87
Tabla VII-22 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre B– Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 88
Tabla VII-23 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 88
Tabla VII-24 : Comparación Corte Unitario Muro B – Torre A(Fuente: Propia)	. 89
Tabla VII-25 : Comparación Corte Unitario Muro G – Torre A(Fuente: Propia)	. 89
Tabla VII-26 : Comparación Corte Unitario Muro 13 – Torre A(Fuente: Propia)	. 90
Tabla VII-27 : Comparación Corte Unitario Muro 15 – Torre A(Fuente: Propia)	. 90
Tabla VII-28 : Comparación Corte Unitario Muro B – Torre B(Fuente: Propia)	. 91
Tabla VII-29 : Comparación Corte Unitario Muro G – Torre B(Fuente: Propia)	. 91

Tabla VII-30 : Comparación Corte Unitario Muro 16 – Torre B(Fuente: Propia)
Tabla VII-31 : Comparación Corte Unitario Muro 15 – Torre B(Fuente: Propia)
Tabla VII-32 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)
Tabla VII-33 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia) 94
Tabla VII-34 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B –Modelo 1 (Fuente: Propia)
Tabla VII-35 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B –Modelo 4 (Fuente: Propia)
Tabla VII-36 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre A –Modelo 1 (Fuente: Propia)
Tabla VII-37 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre A –Modelo 4 (Fuente: Propia)
Tabla VII-38 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre B –Modelo 1 (Fuente: Propia)99
Tabla VII-39 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre B –Modelo 4 (Fuente: Propia)99
Tabla VII-40 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A –Modelo 7 (Fuente: Propia)
Tabla VII-41 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B –Modelo 7 (Fuente: Propia)
Tabla VII-42 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinal – Torre A –Modelo 7 (Fuente: Propia)
Tabla VII-43 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinal – Torre B –Modelo 7 (Fuente: Propia)

Tabla `	VII-44 : Cantidad de Conectores para Torre módulo tipo C (Fuente: Propia)	102
Tabla	VII-45 : Costos 3 dispositivos de Aislación (Fuente: Propia)	103
Tabla	VII-46 : Costos conectores Proyecto Original (1 Torre) (Fuente: Propia)	103

INDICE DE FIGURAS

Figura II-1: Sistema constructivo panelizado (2D) en madera contra laminada (CLT) –	_
(Fuente: Woodworks.org)	2
Figura II-2: Sistema constructivo modular (3D) – Tecno Pods: baños y cocinas terminados	
para proyectos inmobiliarios (Fuente: Tecno Fast)	3
Figura II-3: Campamento Minero (Fuente: Portal Minero)	5
Figura II-4: Tiny Cabin – Modulo de 3.50 x 7.0 metros (Fuente: Tecno Fast)	5
Figura II-5: Comparación construcción tradicional / modular (Fuente: Modular Building	
Institute)	5
Figura II-6: Elemento Módulo (Rojo), Torre Modular (Azul) de un Edificio (Fuente	7
Рторіа)	/
Figura II-7: Templo Horyuji, construido en el año 700 (Fuente: Japan travel)	3
Figura II-8: Edificio Mjøstårnet, más alto en madera – Noruega. (Fuente: Madera21) 9)
Figura II-9: Módulo CLT Studio – Chile. (Fuente: Propia)11	l
Figura III-1: Idealización comportamiento estructura base fija, base aislada. (Fuente:	
SIRVE – Seismic protection technologies)	3
Figura III-2: Aislador Elastomerico. (Fuente: SIRVE – Seismic protection technologies) 14	1
Figura III-3: Aislador FPS Simple. (Fuente: SIRVE – Seismic protection technologies) 15	5
Figura III-4: Ejemplificación de Espectros. (Fuente: Nüyün_tek) 16	5
Figura III-5: Componentes de un FPS. (Fuente: Almazan "aisladores de base") 17	7
Figura IV-1 : Muro Marco Plataforma en madera. (Fuente: Manual de diseño de estructura	S
en madera)	3
Figura IV-2 : Losa Marco Plataforma en madera. (Fuente: Manual de diseño de estructuras	
en madera))

Figura IV-3 : Deformación lateral por (A)Flexión, (B)Corte, (C)Elongación 2	,4
Figura IV-4 : Deformación lateral por (A)Flexión, (B)Corte, (C)Elongación 2	8
Figura IV-5 : Deformación al centro de la longitud del Diafragma	1
Figura IV-6 : Deformación Muro de Corte y Diafragma – Losa Rígida / Flexible	2
Figura IV-7 : Movimiento de un péndulo(a), Movimiento de un FPS (b)	3
Figura IV-8 :Diagrama de Cuerpo Libre de un FPS (Fuente: Flores, Cango 2018)	4
Figura IV-9 : Variación del coeficiente de fricción según velocidad	8
Figura IV-10 :Constitutiva Aislador FPS. (Fuente: Elaboración Propia)	9
Figura IV-11 :Aplicación de Método MLF (Fuente: Adaptación de López, Berwart, Guindos, 2023)	-0
Figura IV-12 :Constitutiva elementos link diagonal – Método MLF (Fuente: Propia) 4	-2
Figura IV-13 :Constitutiva elementos link de borde – Método MLF (Fuente: Propia) 4	.3
Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	.4
Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 6
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	.4 .5 .6
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 .6 .7
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 7 0
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 6 7 0
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 6 7 0 0 1 2
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 6 7 0 1 2 3
 Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente: Tecno Fast)	4 5 7 0 1 2 3 4

Figura VI-6 : Vista isométrica de las 2 Torres modeladas (Fuente: Propia/SAP2000) 56
Figura VI-7 : Distribución espacial de Aisladores FPS (Fuente: Propia) 57
Figura VI-8 : Elemento Link – Friction Isolator (Fuente: Propia/SAP2000)
Figura VI-9 : Propiedades U1 – Aislador FPS Central (Fuente: Propia/SAP2000) 59
Figura VI-10 : Propiedades U2 – Aislador FPS Central (Fuente: Propia/SAP2000) 60
Figura VI-11 : Registro Artificial XX e YY (Fuente: Propia) 61
Figura VI-12 : Espectro de Diseño Z3S3 – NCh2745 (Fuente: Propia) 62
Figura VI-13 : Ubicación de conector entre Torre A y Torre B (Fuente: Propia) 63
Figura VI-14 : Definición Load Case Tiempo Historia (Fuente: Propia/SAP20000) 64
Figura VI-15 : Definición Load Case Gravitacional (Fuente: Propia/SAP2000) 65
Figura VII-1 : Espectro de Diseño NCh2745 – Períodos Base Fija / Base Aislada (Fuente:
Propia)
Figura VII-2 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 1 (Fuente: Propia) 68
Figura VII-3 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 2 (Fuente: Propia) 69
Figura VII-4 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 3 (Fuente: Propia) 69
Figura VII-5 : Fuerza Axial / Tiempo- Aislador 5 - Modelo 1 (Fuente: Propia) 70
Figura VII-6 : Fuerza Axial / Tiempo- Aislador 1 - Modelo 1 (Fuente: Propia) 70
Figura VII-7 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 1 – Modelo 1 (Fuente: Propia)
Figura VII-8 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 5 – Modelo 1 (Fuente: Propia)
Figura VII-9 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 9 – Modelo 1 (Fuente: Propia)
Figura VII-10 : Deformación X– Aislador 5 – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Figura VII-11 : Deformación Y-Aislador 5 - Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 73
Figura VII-11 : Corte Basal Normalizado – Modelo 1 (Fuente: Propia)	. 77
Figura VII-12 : Corte Basal Normalizado – Modelo 4 (Fuente: Propia)	. 78
Figura VII-14 :Estado deformado Registro Tiempo Historia t=24.36 segundos (Fuente: Propia/SAP2000)	. 95
Figura VII-15 :Estado deformado Registro Tiempo Historia t=14.79 segundos (Fuente:	
Propia/SAP2000)	. 96

RESUMEN

El avance tecnológico que ha vivido la construcción en las últimas décadas, desde la perspectiva del desempeño sísmico en estructuras con base aisladas, los cuales permiten reducir sustancialmente las solicitaciones sísmicas y mejorar su serviciabilidad, han generado interés global de su implementación para diferentes sistemas estructurales, tales como industrias, puentes, hospitales y edificios habitacionales.

En paralelo la evolución de la construcción ha facilitado el ingreso de la Industrialización en diversos procesos constructivos de las edificaciones; evolucionando en el tiempo desde la fabricación en maestranzas de "'partes y piezas" en estructuras metálicas hasta la construcción de elementos tridimensionales, capaz de contener hasta un 90% de sus instalaciones eléctricas, sanitarias y otras, terminadas; esta última denominada Construcción Modular.

La construcción modular inicia en Chile en los años 80' con las primeras edificaciones; hoy luego de 40 años, se ha ido posicionando en diversos sectores, tales como industriales, agrícola y habitacional; éste último representa el de mayor exigencia estructural dada la envergadura de los edificios habitacionales típicos de Chile (sobre 6 pisos). Es por ello, que en este proyecto se tiene como objetivo realizar una comparación técnica y económica de un edificio habitacional de 4 niveles con la implementación de aisladores del tipo Péndulo Friccional; Para lo cual, se considerará el diseño vigente y actual de un proyecto habitacional de 4 niveles ubicado en Santiago como base para su comparación; A su vez, se analizarán el comportamiento de los dispositivos de aislación, desplazamientos relativos, fuerzas de corte entre pisos (o niveles modulares), comportamiento de muros y conectores de tracción.

ABSTRACT

The technological advance that construction has experienced in recent decades, from the perspective of seismic performance in structures with isolated bases, which allow seismic requests to be substantially reduced and their serviceability improved, it has generated global interest in their implementation for different structural systems, such as industries, bridges, hospitals, and residential buildings.

In parallel, the evolution of construction has facilitated the entry of Industrialization into various construction processes of buildings; evolving over time from the manufacturing of "parts and pieces" in metal structures to the construction of three-dimensional elements, capable of containing up to 90% of its finished like electrical, sanitary, and other installations; the latter called Modular Construction.

Modular construction began in Chile in the 1980s with the first buildings; Today after 40 years, it has been positioning itself in various sectors, such as industries, farm and housing; The last represents the most structurally demanding given the size of typical residential buildings in Chile (over 6 floors). For this reason, the objective of this project is to carry out a technical and economic analyses of a 4-story residential building with the implementation of Frictional Pendulum Isolated System; For which, the current design of a 4-level housing project located in Santiago is considered as a basis for comparison; incluying the behavior of the isolation devices, relative displacements, shear forces between floors (or modular levels), behavior of walls and traction connectors will be analyzed.

I OBJETIVOS

La realización del presente Informe de Actividad de Graduación tiene los siguientes objetivos General y Específicos.

I.1 Objetivo general

 Analizar la factibilidad técnica y económica del uso de aisladores sísmicos del tipo péndulo friccional (FPS) en construcciones modulares estructurado en Sistema Marco Plataforma de madera.

I.2 Objetivos específicos

- Modelar una torre de módulos de madera estructurados con el sistema Marco Plataforma con base fija mediante el método MLF.
- Proponer y modelar un aislador péndulo friccional a la torre de módulos de madera.
- Analizar el comportamiento de la torre de módulos de madera de base fija con base aislada usando registro sísmico.
- Evaluar los resultados y comparar el desempeño de variaciones en la modelación de 2 Torres de módulos con base aislada.
- Comparar costos directos de suministro de anclajes de conexión para una torre de base fija versus una torre de base aislada.

II SISTEMA CONSTRUCTIVO MODULAR EN MADERA

En la búsqueda de optimizar la construcción en sitio han surgido nuevos sistemas constructivos que permitan mejorar los plazos, la calidad, reducción de impacto medio ambientales, entre otros; los cuales están orientados principalmente a la industrialización de la construcción. La industrialización de la industria de la construcción corresponde a la adaptación de sistemas industrializados, de industrias como la automotriz, hardware computacionales, tecnología, entre otros, en que mediante la planificación y coordinación de producción industrial se fabrican componentes parciales o totales de un producto final; en este sentido, surgen los sistemas constructivos de paneles (elementos planos en 2 dimensiones) y modulares (elementos de 3 dimensiones), los que pueden ser de un solo material (acero, hormigón, madera, otros) o la combinación de ellos.



Figura II-1: Sistema constructivo panelizado (2D) en madera contra laminada (CLT) – (Fuente: Woodworks.org)

Los sistemas constructivos en base a paneles corresponden a elementos planos, ya sean muros, pisos, techos o cerchas. Estos elementos poseen un nivel de terminación menor dado que requieren ser instalado en obra mediante sistemas de conexión (anclajes, tornillos, pernos, etc) vinculándolo a la edificación.

Los sistemas constructivos modulares corresponden al conjunto de elementos planos que conforman una unidad volumétrica (módulo) estos están conformados por muros, pisos y techo, o parte de ellos, permitiendo un nivel de terminación mayor, al punto de incluir instalaciones eléctricas, sanitarias, terminaciones, mobiliario, etc.



Figura II-2: Sistema constructivo modular (3D) – Tecno Pods: baños y cocinas terminados para proyectos inmobiliarios (Fuente: Tecno Fast)

Ambos sistemas poseen ventajas y desventajas, los que competitivamente al momento de pensar en Industrialización, se deben evaluar lo siguientes factores:

- Diseño
- Nivel de automatización disponible

- Modulación (división en elementos)
- Nivel de Industrialización
- Logística

En este sentido, dado un diseño arquitectónico se propone una modulación (3D o 2D) conforme al nivel de automatización disponible, otorgando un grado de terminación en virtud del Nivel de Industrialización esperada, conforme a las capacidades de logística.

II.1 Construcción Modular

La construcción modular se inició en los años 30' con el fin de optimizar los tiempos de construcción por la llegada inmigrantes en Australia, teniendo un fuerte crecimiento a partir de los años 60' en Estados Unidos. En Chile, la introducción de la construcción modular se inicia en los años 80'-90' buscando poder habitar zonas remotas principalmente cercana a yacimientos mineros, creando micro ciudades (o campamentos mineros) en que los trabajadores mineros disfrutan de las comodidades de los diversos edificios, tales como dormitorios, policlínicos, salas de entretención, oficinas, entre otros. (Ver Figura II-3 y II-4).

Estos edificios modulares son diseñados conforme a las normativas vigentes, construidos en fábricas manuales o automatizadas controladas, transportados en camión a la obra y montados en su posición final. Cada edificio modular está compuesto de una cantidad finita de unidades modulares que son configurados en ancho, largo y alto, para satisfacer las propuestas arquitectónicas y factibilidades de transporte, los que comúnmente varían entre 2.50 a 3.50 metros de ancho, entre 3.0 y 14.0 metros de largo con alturas que fluctúan entre 2.90 y 3.10 metros. Estas dimensiones poseen ciertos límites dada las regulaciones de tránsito en Chile.



Figura II-3: Campamento Minero (Fuente: Portal Minero)



Figura II-4: Tiny Cabin – Modulo de 3.50 x 7.0 metros (Fuente: Tecno Fast)

En virtud del desarrollo y el importante número de construcciones modulares se ha podido evidenciar los siguientes beneficios:

- Rapidez de construcción, mientras se fabrican las unidades modulares, en sitio se trabajan en urbanizaciones y obras civiles.
- Costos reales con menor variación al presupuesto, dado que las mayorías de las partidas son ejecutadas en un ambiente controlado (Fábrica).
- Mayor calidad de terminación al ejecutar actividades según avance de la unidad modular en fábrica.
- Menor impacto ambiental en la reducción de residuos propios de la construcción y en la emisión de ruidos con las comunidades vecinas.
- Mayor seguridad laboral al tener menos trabajadores en obra con los riesgos que conllevan los trabajos en altura.

Por lo anterior, se ha estimado que el sistema constructivo modular permite generar un ahorro en tiempo que podrá variar entre un 30% a 50% según las condiciones, comparado al sistema constructivo tradicional, independiente de la materialidad.



Figura II-5: Comparación construcción tradicional / modular (Fuente: Modular

Building Institute)

Las unidades modulares están compuestas de panel de piso, paneles de muro y panel de cielo (o techo), los que pueden ser construidos en Acero, Hormigón o Madera, incluyendo la interacción o combinación de materiales. Se podrán omitir componentes siempre y cuando la estabilidad del módulo en proceso de transporte e izaje no se vea afectada.

Para efectos de interpretación de la construcción modular, se deberá identificar sus componentes. En primera instancia se tiene al Módulo como una unidad única y transportable, la cual es montada (apilada) una sobre otra para generar un Torre Modular, y finalmente, una serie de torres modulares conforman un Edificio. Ver Figura II-6



Figura II-6: Elemento Módulo (Rojo), Torre Modular (Azul) de un Edificio

(Fuente Propia).

II.2 Construcción en Madera

La madera en la construcción es considerada como el primer material usado por el ser humano, principalmente para la construcción de viviendas, si bien por el surgimiento de materiales como el hormigón y el acero, que permitieron realizar grandes obras de ingeniería y le restaron uso e importancia, dejándolo como un material de segunda categoría; hoy por hoy, la madera vuelve a tomar relevancia en virtud de los avances tecnológicos, comportamiento estructural, impacto ambiental, facilidad constructiva, entre otros.



Figura II-7: Templo Horyuji, construido en el año 700 (Fuente: Japan travel)

En la actualidad y gracias a los Productos de Ingeniería en Madera como el Oriented Strain Board (OSB), Madera Laminada en Chapas (LVL), Madera Laminada Encolada (MLE), Madera Contra-Laminada (CLT), entre otros; y en conjunto con el desarrollo de nuevos productos orientados a sistemas de conexión como tornillería, placas, conectores de tracción y corte; han permitido posicionar a la madera, y sus derivados, como un material principal para la construcción de edificios en altura. Caso de éxito es el edificio Mjøstårnet en Noruega (Ver Figura II-8), el cual en base a una estructura

de CLT y MLE desarrollan 85.4 metros de altura.



Figura II-8: Edificio Mjøstårnet, más alto en madera – Noruega. (Fuente:

Madera21)

A pesar que los productos CLT y MLE han permitido desarrollar proyecto de edificación por sobre los 25-30 metros de altura, existe el sistema constructivo Marco Plataforma en Madera que poseen la virtud de tener una gran capacidad estructural (gravitacional, sísmica y viento) sin la necesidad de incorporar sistemas complejos para su fabricación, dado que se compone de un entramado (marco) de madera acerrada o cepillada, rigidizada mediante un tablero (plataforma) que comúnmente corresponden a OSB o Terciado estructural.

Cabe destacar que en Chile la madera de mayor uso en la construcción corresponde a la especie denominada Pino Radiata (*Pinus radiata*) el cual posee un 98% de participación de la producción nacional de madera aserrada (INFOR).

II.3 Aplicación de la Madera al Sistema Modular

Si bien el sistema constructivo modular se adapta fácilmente a cualquier material, aceptando el uso de materiales como el acero y hormigón, es la madera la que tiene mejor desempeño; es un material que pesa 80% menos que el hormigón y 95% menos que el acero, otorgando un abanico de opciones para el transporte y montaje en obra de las unidades modulares. No requiere de tiempos de fraguado/curado como el hormigón ni de inspecciones exhaustivas para soldaduras. La madera puede ser usada con sistemas constructivo automatizable con alto nivel de prefabricación, dado que es un material que permite el uso de herramientas sencillas y de menor costo. Lo anterior, han permitido posicionar a la madera como el favorito en el sistema constructivo modular.

Dentro de las opciones modulares en madera se encuentran los estructurados en MLE, en CLT y Marco Plataforma. Los primeros han sido desarrollados principalmente para incorporar espacios abiertos reduciendo el uso de muros y columnas; Los módulos de CLT es un concepto que se ha incorporado recientemente dada la gran capacidad estructural que poseen los muros (Ver Figura II-9); Y finalmente, los módulos de Marco Plataforma en Madera, los que han tenido mayor uso dada la facilidad constructiva, peso significativamente reducido (aproximadamente 200 kgf/m²) por lo que no requiere de camiones o grúas alto tonelaje.



Figura II-9: Módulo CLT Studio – Chile. (Fuente: Propia)

Los sistemas modulares materializados en Marco Plataforma, adicional a la ventaja de bajo peso, poseen la característica que son rápidos de fabricar; Estos pueden ser confeccionados a partir de procesos manuales o automatizados, los cuales mejoran considerablemente los rendimientos. Sin embargo, dada su configuración estructural para la resistencia laterales (sismo y viento), hacen que las conexiones entre módulos deban ser cuidadosamente diseñadas (Conexión de corte y tracción), con el fin de obtener soluciones simples que permitan mantener el rendimiento de montaje en obra.

III SISTEMAS DE AISLACION SISMICA

La ingeniería estructural sismorresistente tradicional se basa en proporcionar capacidad y ductilidad suficiente para que la estructura sea capaz de disipar la energía mediante la plastificación, rotulación u otras formas evitando el colapso. Sin embargo, la incurrencia en rangos plásticos durante un evento sísmico conlleva a tener que realizar reparaciones posteriores al evento con altos costos asociados; A su vez, es necesario otorgar un nivel de serviciabilidad que durante el evento sísmico minimicen los desplazamientos relativos y las aceleraciones de los pisos. Por lo anterior, en las últimas décadas han sido de mayor relevancia los diseños con sistemas de protección sísmicas, los cuales se pueden dividir en dispositivos Disipadores y dispositivos de Aislación.

Los dispositivos de aislación son elementos que se encuentran en interacción entre la fundación y la estructura; cumpliendo un rol aislador mediante la absorción del movimiento del suelo en un evento sísmico. Por lo tanto, el aislamiento sísmico busca independizar la estructura resistente con el suelo, con el fin de atenuar el movimiento sísmico (aceleraciones y velocidad) durante un terremoto. Esto se logra mediante el aumento de deformaciones entre el suelo y la base de aislación (Ver Figura III-1), generando una acción reductora de aceleraciones y por consecuencia, reduciendo los desplazamientos entre pisos y posibles daños. Para ello, el sistema de aislación debe ser lo suficientemente flexible horizontal y verticalmente rígido; con el fin de poder obtener un aumento en el periodo fundamental, logrando que la superestructura se comporte como un "bloque rígido" sobre una base flexible. En la siguiente Figura III-1 se muestra gráficamente la diferencia entre una estructura de base fija comparada con una de base aislada, donde las deformaciones sísmicas se concentran en el sistema de aislación.



Figura III-1: Idealización comportamiento estructura base fija, base aislada. (Fuente: SIRVE – Seismic protection technologies)

El aislamiento sísmico de edificación ha tenido aceptación en el diseño de estructuras nuevas, principalmente en estructuras de gran importancia (hospitales, carreteras, etc), dado la disminución significativa de los efectos sísmicos en la estructura.

III.1 Aisladores sísmicos

Los aisladores sísmicos son sistemas de protección sísmica del tipo pasivo, al igual que los disipadores sísmicos, diferenciándose en la forma en que cumplen su objetivo. Los aisladores sísmicos, como se ha descrito anteriormente, mediante la introducción de flexibilidad horizontal de la base, atenúan el movimiento del suelo en la estructura; mientras que los disipadores, mediante la introducción de mecanismos disipadores de energía y amortiguamiento reducen el movimiento en la estructura.

De los sistemas de aislación más comunes se encuentran en primera instancia los tipos Elastómerico, que se componen de una serie de láminas de goma y acero unidas entre sí, que según las configuraciones geométricas (espesores) se obtiene una rigidez horizontal y vertical. Dentro de ellos existen diferentes tipologías:

- NRB : Natural Rubber Bearing.
- LDR : Low-Damping Rubber Bearing.
- HDR : High-Damping Rubber Bearing
- LRB : Lead-plug Rubber Bearing



Figura III-2: Aislador Elastomerico. (Fuente: SIRVE – Seismic protection technologies)

La segunda tipología común es el tipo friccional, los que mediante sistemas deslizante con fricción son capaces de liberar energía. Las tipologías existentes son los Friccionales Planos y los Péndulos Friccionales (FPS), donde la diferencia radica en que los primeros no tienen capacidad autocentrante, por lo que requieren de dispositivos adicionales para llevar a la estructura a su origen (posición no deformada), mientras que los FPS tienen la capacidad de autocentrado. De los tipos FPS, existen diferentes configuraciones que proporcionan una respuesta distinta, los cuales se nombran a continuación:

- FPS Simple
- FPS Doble o Triple curvatura
- FPS XY



Figura III-3: Aislador FPS Simple. (Fuente: SIRVE – Seismic protection

technologies)

Desde el punto de vista del diseño, ambas tipologías de aisladores tienen por objetivo aumentar el periodo fundamental de la estructura, posicionándola en una zona de la ordenada espectral de aceleraciones bajas. Observando la Figura III-4, se puede observar que el período T₁ corresponde a la estructura de base rígida y que R₁ corresponde a la diferencia entre el Espectro Elástico/Espectro Diseño según NCh 433, mientras que T₂ corresponde al periodo de base aislada y R₂ a la diferencia entre los espectros; donde se puede observar que existe menor nivel de incertidumbre, en virtud que R₁ es mucho mayor que R₂.



Figura III-4: Ejemplificación de Espectros. (Fuente: Nüyün_tek)

III.2 Aislador tipo Péndulo Friccional - FPS

Los aisladores del tipo Péndulo Friccional (FPS) corresponden a elementos con capacidad deslizante mediante la incorporación de roce/fricción que permite disipar energía, a su vez, su curvatura permite tener la capacidad de restituir a la estructura en su posición de origen. Los FPS simple están compuesto de un deslizador articulado materializado con una superficie de Teflón de bajo coeficiente de roce, que descansa en una superficie de acero cóncava.

Durante un evento sísmico, la estructura conectada al patín superior desliza en la superficie cóncava, generando movimientos del tipo "péndulo" de alto periodo fundamental, que mediante la incorporación de las fuerzas de fricción generan el amortiguamiento necesario para disipar energía, reduciendo los movimientos en la estructura. Los componentes principales de un sistema FPS se muestran en la Figura III-5.



Figura III-5: Componentes de un FPS. (Fuente: Almazan "aisladores de base....")

Los dispositivos tipo FPS poseen ventaja respecto a los tipos elastomericos, dado que poseen mayor vida útil, ya que sus propiedades no se ven alteradas en el tiempo y temperaturas, a diferencia de los de goma; y poseen un comportamiento modal que está desacoplado de la masa que soporta, siendo fácil de calibrar y diseñar.

El primer edificio diseñado con FPS corresponde al edificio gubernamental Hayward City Hall (Almazán et al.) construido en el año 1996. En dicha estructura se instalaron 53 dispositivos FPS.

IV MARCO TEORICO

A continuación, se realizará una descripción detallada de los elementos principales que materializan una estructura modular de madera, describiendo a muros y losas con sus principales características; y finalmente al aislador tipo Péndulo Friccional.

Finalmente, se presentará la metodología MLF para la modelación de módulos de madera de entramado ligero usando software comercial de elementos finitos.

IV.1 Sistema Marco Plataforma en Madera

El sistema estructural denominado Marco Plataforma en Madera puede ser usado para elementos verticales (Muros) y elementos horizontales (Losas), cada uno materializado por diferentes elementos/componentes los que permiten ser capaces de resistir cargas gravitacionales y laterales. Para el caso de Muros, en la Figura IV-1 se pueden identificar los elementos principales; mientras que en la Figura IV-2, se muestran los elementos para Losas/Diafragmas.



Figura IV-1 : Muro Marco Plataforma en madera. (Fuente: Manual de diseño de

estructuras en madera)

Para Muros la resistencia gravitacional está proporcionada por los elementos Pies Derechos Intermedios (o Distribución); estos elementos son distribuidos a distancias equidistantes y proporcionales a 1220 mm, dado que los tableros estructurales poseen dimensiones iguales a 1220mm x 2440mm; Si bien los Pies Derechos de Borde también contribuyen en la resistencia gravitacional, su principal rol es ser capaz de resistir las resultantes de Corte y Momento por cargas laterales (sismo o viento).

Para el caso de la resistencia lateral, la cual se puede descomponer en acción de Corte y Momento, son resistidas por la vinculación existente entre el Tablero Estructural y los pies derechos mediante la distribución de clavos perimetrales, Conector de Tracción y Pies Derechos de Borde.



Figura IV-2 : Losa Marco Plataforma en madera. (Fuente: Manual de diseño de

estructuras en madera)

Las losas del sistema constructivo Marco Plataforma en Madera son diseñadas para resistir las fuerzas gravitacionales de uso y peso propio, mediante los elementos vigas. Adicionalmente, se les incorporan Tableros Estructurales vinculados mediante clavos, los que en conjunto deben ser capaces de distribuir las fuerzas horizontales considerando el comportamiento de diafragma Rígido, Semi-rígido, Flexible.

IV.1.1 Muros Sistema Marco Plataforma

En virtud de la capacidad de resistir cargas gravitacionales y laterales, es que los muros se deberán diseñar considerando "NCh1198 Madera – Construcciones en madera – Cálculo" para cargas estáticas y "Special Design Provisions for Wind & Seismic -AWC" para cargas laterales (sismo y viento).

Los elementos Pies Derechos Intermedios y de Borde, son diseñados a partir de las disposiciones de NCh1198 según la capacidad a Compresión Paralela según Ecuación IV-1 si no presenta problemas de estabilidad lateral ($\lambda < 10$) o por la Ecuación IV-2 si presente problemas de estabilidad lateral ($\lambda \le 10$).

$$F_{cp,dis} = F_{cp} * K_H * K_D \tag{IV-1}$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis} * K_{\lambda} \qquad (IV-2)$$

Donde:

 λ = Esbeltez reguladora del diseño.

$$F_{cp,dis}$$
 = Tensión de diseño en compresión paralela (MPa)

 F_{cp} = Tensión admisible en compresión paralela, según especie maderera (MPa).

- $F_{cp,\lambda,dis}$ = Tensión de diseño en compresión paralela considerando inestabilidad lateral (MPa).
- K_H = Factor de modificación por contenido de humedad.

 K_D = Factor de modificación por duración de carga.

 K_{λ} = Factor de modificación por esbeltez.

Las Soleras, poseen una capacidad a Compresión Normal según la Ecuación IV-3.

$$F_{cn,dis} = F_{cn} * K_H * K_{cn} \qquad (IV - 3)$$

Donde:

F _{cn,dis}	= Tensión de diseño en compresión normal (MPa).
F _{cn}	= Tensión admisible en compresión normal, según especie maderera (MPa).
K _{cn}	= Factor de modificación por aplastamiento.

Considerando la existencia de muros perimetrales en la edificación que pudiesen estar solicitados a fuerzas fuera del plano (acción del viento), es que la capacidad a Flexión está dada por la Ecuación IV-4 y Ecuación IV-5, y la capacidad a Corte según la Ecuación IV-6.

$$F_{ft,dis} = F_f * K_H * K_D * K_C * K_{hf}$$
(IV - 4)

$$F_{fv,dis} = F_f * K_H * K_D * K_C * K_{\lambda V} \qquad (IV - 5)$$

Donde:

 $F_{ft,dis}$ = Tensión de diseño en flexión en el borde traccionado (MPa).

- $F_{fv,dis}$ = Tensión de diseño en flexión considerando efectos de inestabilidad por volcamiento (MPa).
- F_f = Tensión admisible en flexión, según especie maderera (MPa).
- K_C = Factor de modificación por trabajo conjunto.
- K_{hf} = Factor de modificación por altura.
- $K_{\lambda V}$ = Factor de modificación por volcamiento.
$$F_{cz,dis} = F_{cz} * K_H * K_D * K_r \qquad (IV - 6)$$

Donde:

 $F_{cz,dis}$ = Tensión de diseño de cizalle longitudinal (MPa).

 F_{cz} = Tensión admisible de cizalle longitudinal, según especie maderera (MPa).

 K_r = Factor de modificación por rebaje (inferior o superior).

La capacidad a fuerzas laterales está definida según la metodología a usar de acuerdo con la tipología de muro considerado, en este sentido se definen 3 categorías según SDPWS.

- Muro segmentado: El muro es analizado como segmentos individuales de muro con altura total.
- Muro perforado: El muro es analizado de manera completa considerando factores de ajuste por perforaciones.
- Transferencia de carga: El muro es diseñado para transferir las fuerzas alrededor de las perforaciones.

De las anteriores, Muro Segmentado es lo más usado en la práctica chilena, motivo por el cual será abordada en mayor detalle.

La capacidad unitaria al corte según SDPWS está dada según las siguientes Tablas y Materiales (Ver Tabla IV-1)

TABLA SDPWS	MATERIALES
4.3A	Tablero contrachapado (Terciado y OSB)
4.3B	Tablero de madera sobre Yeso Cartón
4.3C	Tablero de Yeso Cartón
4.3D	Maderas

Tabla IV-1 : Tablas de SDPWS para Capacidad Unitaria de Muros de Corte según material

Considerando que la mayoría de las edificaciones en Marco Plataforma son usando OSB como tablero estructural, es que se abordarán las características de la Tabla 4.3A de SDPWS, la cual se expone en Tabla IV-2. Dicha tabla proporciona la capacidad unitaria al corte (V_s) y módulo de rigidez al corte aparente (G_a) según los siguientes parámetros de entrada:

- Tipo de tablero estructural, donde el OSB y Terciado son considerados como tipo "Sheathing".
- Espesor del tablero estructural.
- Penetración mínima del elemento de fijación (clavo) en los pies derechos y soleras de madera.
- Tipo de clavo, típicamente "6d".
- Distanciamiento de los clavos en el perímetro del tablero estructural, entre 6 y 2 pulgadas.
- Tipo de solicitación, sismo o viento.

Dichos valores deberán ser ajustado según método de análisis, Tensiones admisibles (ASD) o Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Donde para método ASD se deberá reducir la carga en 2.0, mientras que en LRFD se deberá pondera por 0.80.

Para la estimación de los desplazamientos laterales, SDPWS plantea la Ecuación IV-7 que combina las fuentes de rigidez de Flexión, Corte y Elongación del conector de tracción, los que gráficamente se pueden ver en la Figura IV-3. El primer término de la ecuación corresponde a la componente de Flexión, el segundo a la componente de Corte y el último término a la componente del Conector de Tracción.



Figura IV-3 : Deformación lateral por (A)Flexión, (B)Corte, (C)Elongación.

(Fuente: Design of Wood Structures)

$$\delta_{sw} = \frac{8 * v * h^3}{E * A * b} + \frac{v * h}{1000 * G_a} + \frac{h * \Delta_a}{b}$$
(IV - 7)

Donde:

δ_{sw}	= Desplazamiento horizontal análisis elástico(in).
V	= Corte unitario inducido (lb/ft).
h	= Altura del muro de corte (ft).
b	= Longitud del muro de corte (ft).
E	= Módulo de elasticidad pies derechos de borde (lb/in ²).
А	= Área de los pies derechos de borde (in ²).
G _A	= Módulo de rigidez aparente al corte (kips/in).
Δ_{a}	= Elongación axial del conector de tracción (in).

Table 4.	3A Noi	minal Un	it Shear Capacit	ties	for W	poo	-Frai	me Sł	lear	Walls	1,3,6,7						
					Wool	d-bas	ed Pa	nels ⁴									
									A								
		Minimun						s	EISMIC						\$	QNI	
Sheathing	Minimum Nominal	Fastener Penetration	Fastener				Pane	l Edge Fa	istener S	pacing (i	('i			٩.	anel Ed Spac	ge Fast ing (in.)	ener
Material	Panel	in Framing	Type & Size		9			4		3			2	9	4	°,	2
	(in.)	Member or Blocking		×8	g		×8	6ª	×	9		V8	ß	۸	M/	~	٨
		(in.)		(plf)	(kips/i	n.)	(plf)	(kips/in.)	(plf)	(kips	(in.)	(plf)	(kips/in.	(plf)	(plf)	(plf)	(plf)
			Nail (common or galvanized box)		OSB	ΡLΥ	0	OSB PL	X	OSB	Ρ∟Υ		OSB PL	Y			
Mood	5/16	1-1/4	6d	400	13	10	600	18 13	3 780	23	16	1020	35 2	2 560	840	1090	1430
Suructural Panels -	3/82			460	19	14	720	24 17	920	8	20	1220	43 2	4 645	1010	1290	1710
Structural 145	7/16* 15/32	1-3/8	80	510 560	16	€ t	062	21 18 14	1010	54	19	1340 1460	340 37 29 29	4 715 3 785	1105	1415 1540	1875 2045
	15/32	1-1/2	104	680	22	16	1020	29 20	1330	36	2	1740	51 2	950	1430	1860	2435
	5/16	1-1/4	pg	360	t 13	9.5	540	18 12	2 700	24	4 5	900	37 1	505	755	980 1987	1260
Wood	2/82			440	-1	6	640	25		3 2	2 5	1060	45 22	900	₹ű	1150	1485
Structural	7/162	1-3/8	98	4 8 8	: 12	4 E	802	38		5 8	1	1170	4 7 7 7 7 7	029	88	1260	1640
Sheathind ^{4,5}	15/32			520	13	10	760	19 13	980	25	15	1280	39 21	730	1065	1370	1790
	15/32	1-1/2	10d	620	5 S	4 0	920	30 17 26	1200	37	19	1540	52 23	870	1290	1680	2155
	70/81			000	מ	2	1020	8		3	<u>•</u>	1/40	40		14-30	0001	CC+7
Plywood Siding	5/16 3/8	1-1/4 1-3/8	Nall (galvanized casing) 6d 8d	280 320	13 16		420 480	16 18	550 620	1	2	720 820	21 22	390 450	590 670	770 870	1010 1150
Particleboard			Nail (common or galvanized box)														
Sheaming -	3/8		6d	240	15	_	360	17	460	1		600	22	335	505	645	840
Glue" and	3/8		86	260 280	₽ ₽		380	20	480	00	- 0	630	23	365	8 2 3	670 755	88
M-2 EXterior	112		104	370	21	t	550	8	720			920	25	520	82	1010	1290
1	5/8			400	21	_	610	23	790	2		1040	26	560	855	1105	1455
Structural Fiberboard	1/2		Nail (galvanized roofing) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-1/2" long x 7/16" head)				340	4.0	460	5	0	520	5.5		475	645	730
Sheathing	25/32		11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-3/4" long x 3/8" head)				340	4.0	460	5		520	5.5		475	645	730

Tabla IV-2 : Tabla 4.3A de código SDPWS-2015

IV.1.2 Losas Sistema Marco Plataforma

El diseño de la losa para condición estática corresponde a un análisis por flexión y corte de los elementos viga interior usando las Ecuaciones IV-4, IV-5 y IV-6 mostradas anteriormente.

Desde el punto de vista de fuerzas laterales (horizontales), el código SDPWS establece los criterios para definir la capacidad y la deformación de la losa; Este último parámetro permitirá establecer el comportamiento de rígido/flexible del diafragma.

Al igual que en muros, SDPWS define posee diferentes tablas para obtener la capacidad unitaria al corte y el módulo de corte aparente, las cuales se encuentran en la Tabla IV-3.

TABLA SDPWS	MATERIALES
4.2A	Tablero bloqueado (Terciado y OSB)
4.2B	Tablero bloqueado (Terciado y OSB) Alta Carga
4.2C	Tablero no bloqueado (Terciado y OSB)
4.2D	Tablero de madera

Tabla IV-3 : Tablas de SDPWS para Capacidad Unitaria de Losas

La definición establecida para caracterizar un Tablero Bloqueado o Desbloqueado corresponde a la disposición de clavos en el perímetro del tablero. Cuando el tablero posee patrón de clavado en todo su perímetro es Bloqueado, mientras que cuando no posee un patrón de clavado en todo su perímetro es Desbloqueado. En la siguiente Figura IV-4 se puede ver de manera gráfica.

Tablero Vigas

Cadenetas

Tablero

Vigas

Tablero Bloqueado

En un diafragma bloqueado todos los bordes del perímetro del tablero están soportados y clavados a

madera

Las prácticas habituales es que se materialicen sistemas bloqueados dada la mejora en el comportamiento estructural a bajo costo.

Figura IV-4 : Deformación lateral por (A)Flexión, (B)Corte, (C)Elongación.

(Fuente: Design of Wood Structures)

En la Tabla IV-4 se pueden obtener la capacidad unitaria al corte (V_s) y módulo de rigidez al corte aparente (G_a) según los siguientes parámetros de entrada:

- Tipo de tablero estructural, donde el OSB y Terciado son considerados como tipo "Sheathing".
- Espesor del tablero estructural.
- Configuración del tablero estructural sobre el envigado (6 casos).
- Penetración mínima del elemento de fijación (clavo) en los pies derechos y soleras de madera.
- Tipo de clavo, típicamente "6d".
- Distanciamiento de los clavos en el perímetro del tablero estructural, entre 6 y 2 pulgadas.
- Tipo de solicitación, sismo o viento.

Al igual que en muros, los valores deberán ser ajustado según método de análisis, Tensiones admisibles (ASD) o Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Donde para método ASD se deberá reducir la carga en 2.0, mientras que en LRFD se deberá pondera por 0.80.

												0							
					locke	oW be	od S	tructu	ral Pane	el Diap	hragm	IS ^{1,2,3,4,}	2						
										A SEISMIC							8 MIND		
					Nail	Spacing	in.) at d	aphragm t	poundaries (all cases),	at continue	ous panel e	edges par	allel to loa	p po	Nail Spacin undaries (al el edges pa	ng (in.) af Il cases), arallel to	diaphrag at contir load (Cas	jm nuous ees 3 &
				Minimum		9	F	C SASEN	o 4), and at 1	all panel e	2-1/2	60005		2	4	6 4 4	anel euge	-1/2	2
		Fastener	Minimum	Nominal Width of Nailed Face			ź	il Spacing	(in.) at other	r panel edo	tes (Cases	1.2.3.84			Na	I Spacing (in (Case	in.) at othes es 1. 2. 3	er panel & 4)	edges
Sheathing	Common	Penetration in Framing	Nominal	at Adjoining		9			9		4				L T	9		4	
Grade	Nail Size	Member or Blocking	Thickness fin V	Panel Edges and	s, dia	G, Ikins/		v, Mah	G. (kins/in)	ړه ۱۹۹	(kipe	Sa Sfin J	ېه ۱۹۵	G. (kins/in		ww ww		"^	v" Mal
		(ini)		Boundaries (in.)		BSO	PLY	ő	SB PLY		BSO	PLY		OSB P					
	Pg	1-1/4	5/16	3 5	370 420	55	12 9.5	500 8	10 8.0	750 840	12 9.5	10 8.5	840 850	18	9 9	20 70	29	050 175	1175 1330
Structural	<mark>8</mark>	1-3/8	3/8	3 5	6 6 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	4 0	= 9	720 9 800 7	.0 7.5 5 8.5	1060	t 1	6 8	1200 1350	21	8 4 9 2	55 101 40 112	68	485 680	1680 1890
	104	1-1/2	15/32	3 5	640 720	2 2	17 15	850 960	5 12 2 9.5	1280 1440	19 20	t 13	1480 1640	33		95 119 010 134	45 2 1	790 015	2045 2295
	;		5/16	3 5	88 89	5 5	₽ <mark>0</mark> 8	450 9 500 7	0.7.0	670 780	5 5	9.5 8.0	760 860	17	6 CI 4 D	75 63(940	1085 1205
	8	1 /1-1	3/8	3 2	370 420	₽ ₽	9.5 8.0	500 5 560 5	50	750 840	10 8.5	8.0 7.0	8 8	ë ‡	0 15	20 70(90 78	8 8	050 175	1175 1330
1			3/8	3 5	84 04 04 04 04 04 04 04 04 04 04 04 04 04	12	11 9.5	640 9 720 7	5 7.5	960 1080	1 3	9.5 8.5	1090 1220	18	2 3	70 89! 55 101	1 1	345 510	1525 1710
Sheathing and	8	1-3/8	7/16	3 2	510 570	4 1	0 .0	680 8 760 7	.5 7.0 .0 8.0	1010 1140	5 b	9.5 8.0	1150 1290	12	2 3	15 95(00 106	65	415 585	1610 1805
Single-Floor			15/32	3 5	540 800	t 13	9.5 8.5	720 7 800 6	.5 8.5 0 5.5	1060	11 0.8	8.5 7.5	1200 1350	65	6 1	55 101 40 112	1 1	485 680	1680 1890
			15/32	0 10	580 650	22	5 4	044	5 11 2 95	1150	21	4 0	1310	8 8	000	10 108	88	610 820	1835 2060
	104	1-1/2	19/32	3 2	640 720	21 17	12	850 1 960 1	3 9.5 0 8.0	1280 1440	18	1 1	1460 1640	24	5 10	95 119 010 134	45 2	790 015	2045 2295
 Nominal ASD allo construct structural construct tabulated (1-(0,5-G) Apparent (1-(0,5-G) Apparent (1-(0,5-G) Apparent to 5-byp or 5-pyp or 5-pyp Vhere mul Where mul Where mul Content le for diaphnag Content le for diaphnag Content le for the loan Content le 	mit shear ca wable unit s, a wable unit s, a more gurant s and a more and s and a more dis- the spect of the state of the pipuled by 1. inture contributed by 1. inture contributed by 1. inture contributed by 1. inture contributed by 2. inture contributed by 3. inture con	pacifies shall be pacifies shall be thear capacity as thear capacity as a of framing oth thear capacity and thear capacity and the set of the set of the set and the set of caravity Adjus es values G, an qual to 19% at qual to 19% at qual to 19% at qual to 19% at the set of the set of the set of t	adjusted in adjusted in adjusted in adjusted in ther than D lor specific her than D lor ber than D lor ber than D lor by of the fit stment Far stment adjust stment adjust	sacordance with actored unit resist actored unit resist or equirements, see or common nail di orugas Fir-Larch orugas Fir-Lar	4.2.3 to d ance. Fo ance. Fo ance. Fo ance. Fo and fol immension or South immension or South immension immension immension for the Mark for the Mark fo the Mark fo the Mark fo the Mark fo the Mark fo the Mark fo t	etermine termine for wood for wood for wood em Pine, em Pine, Factor = Factor = Factor = en 4-pine mication, mication, in terspect indent of		ong Panel ong Panel ong Panel irallel to S	Direction Direction Direction upports ⁴		see 1 & 3.3.C	ontinuous bependicu non antinuous non antinuous contrastanta antinuous antin		es 2&4: C	onfinuous arallel to news reasoned point finance finan	C asses 6 Case 6	S& S& CO	ntinuous pen- lilei to farring farring farring farring farring farring farring farring farring farring farring farring farring	

Tabla IV-4 : Tabla 4.2A de código SDPWS-2015

La estimación de deformación por fuerzas laterales según SDPWS se define según la Ecuación IV-8, en la que considera las fuentes de rigidez por Flexión, Corte y Unión Tablero/Viga. En la Figura IV-5 se muestra la deformación debida a cargas laterales.



Figura IV-5 : Deformación al centro de la longitud del Diafragma.

(Fuente: Design of Wood Structures)

$$\delta_{dia} = \frac{5 * v * L^3}{8 * E * A * b} + \frac{0.25 * v * L}{1000 * G_a} + \frac{\sum x * \Delta_c}{2 * b}$$
(IV- 8)

Donde:

δ_{dia} = máxima deformación al centro de la luz mediante análisis elastico(in).
 v = Corte unitario inducido (lb/ft).
 L = Longitud del diafragma (ft).

- b = Ancho del diafragma, ecuación original considera "W" (ft).
- E = Módulo de elasticidad soleras/cuerdas (lb/in^2).
- A = Área de las soleras/cuerdas (in²).

- G_A = Módulo de rigidez aparente al corte (kips/in).
- Δ_c = Deslizamiento del clavo de unión entre tablero y soleras (in).
- x = Distancia desde unión de la cuerda a los apoyos de borde más cercano (ft).

De la Figura IV-5 se puede deducir que existirán fuerzas axiales de compresión y tracción en los elementos de borde (vigas de borde), que deberán ser verificadas según disposiciones de NCh1198, vistas anteriormente.

Según el resultado obtenido de la Ecuación IV-8, la losa podrá ser idealizada como Rígida cuando el valor no supere en 2 veces las deformaciones laterales de los elementos verticales (muros) que lo soportan, gráficamente se puede revisar en la Figura IV-6.



Figura IV-6 : Deformación Muro de Corte y Diafragma – Losa Rígida / Flexible.

(Fuente: Simpson Strong Tie)

IV.2 Aisladores Péndulo Friccional (FPS)

Los sistemas de aislación del tipo Péndulo Fricciona (FPS) define sus propiedades y comportamiento según los siguientes parámetros:

- Radio de Curvatura (R)
- Coeficiente de Fricción (µ)

Es el Radio de Curvatura el que permite establecer el periodo fundamental objetivo de la estructura y el coeficiente de fricción la fuente de disipación de energía. Los sistemas tipo FPS poseen un movimiento similar a la trayectoria de un péndulo simple como se muestra en la siguiente Figura IV-7.



Figura IV-7 : Movimiento de un péndulo(a), Movimiento de un FPS (b).

(Fuente: Flores y Cango 2018)

El movimiento del aislador está asociada a la magnitud de la fuerza externa "F" generada por el movimiento sísmico, en caso de que la fuerza sea menor a la fuerza de fricción de la superficie del aislador, el sistema no presentará desplazamientos; caso contrario, si la fuerza externa es mayor a la fuerza de fricción, ésta sufrirá un desplazamiento horizontal acompañado de un desplazamiento vertical, donde el movimiento del aislador está condicionado a la magnitud de la fuerza horizontal sísmica.



Figura IV-8 :Diagrama de Cuerpo Libre de un FPS (Fuente: Flores, Cango 2018)

Donde:

R	= Radio de curvatura de la superficie cóncava.
h	= Altura desde la base del deslizador al punto de pivote.
R _{ef}	= Radio de curvatura efectivo de la superficie cóncava.
θ	= Angulo de rotación del deslizador.
W	= Carga sobre el aislador.
F	= Fuerza horizontal sísmica.
$F_{\rm f}$	= Fuerza de Fricción ($F_f = \mu * W$)
S	= Fuerza Normal a la superficie.
$t_{\rm f}$	= Fuerza de tracción en la superficie de rotación, se asume el efecto como
	parte de F _f .

Conforme a la publicación de Fenz y Constantinou (2008), considerando las fuerzas y desplazamientos de la Figura IV-8 y realizando equilibrio de fuerzas, se tiene:

$$\sum F_x = 0 \quad \rightarrow \quad F - S * sen(\theta) - F_f * cos(\theta) = 0 \quad (IV-9)$$

$$\sum F_y = 0 \quad \rightarrow \quad S * \cos(\theta) - W - F_f * \sin(\theta) = 0 \qquad (IV - 10)$$

De la Ecuación IV-9, se despeja S:

$$S = \frac{F - F_f * \cos(\theta)}{\operatorname{sen}(\theta)}$$

Reemplazando en la Ecuación IV-10, se tiene:

$$\left(\frac{F - F_f * \cos(\theta)}{\sin(\theta)}\right) * \cos(\theta) - W - F_f * \sin(\theta) = 0$$
 (IV-11)

Despejando F de la Ecuación IV-11:

$$F = W * \frac{sen(\theta)}{cos(\theta)} + \frac{F_f}{cos(\theta)}$$
(IV - 12)

Mientras que el desplazamiento horizontal está dado por el ángulo de rotación:

$$u = R_{ef} * sen(\theta) \qquad (IV - 13)$$

Por lo que:

$$sen(\theta) = \frac{u}{R_{ef}}$$
 (IV - 14)

Reemplazando Ecuación IV-14 en Ecuación IV-12, se tiene:

$$F = W * \frac{\frac{u}{R_{ef}}}{\cos(\theta)} + \frac{F_f}{\cos(\theta)} \qquad (IV - 15)$$

Considerando que para Radios de Curvatura grandes y deformaciones horizontales "u" pequeñas, se puede asumir que $cos(\theta)$ se aproxima a 1.0.(Fenz y Constantinuou, 2008), por lo tanto se obtiene:

$$F = \frac{W}{R_{ef}} * u + F_f = \frac{W}{R_{ef}} * u + W * \mu \qquad (IV - 16)$$

Donde:

$$K_b = \frac{W}{R_{ef}} = Rigidez \ del \ aislador \ FPS \qquad (IV - 17)$$

Por lo tanto, considerando la ecuación del movimiento armónico simple, en que el periodo de vibración está dado por:

$$\omega^{2} = \frac{K}{m} \qquad (IV - 18)$$
$$\omega = \frac{2 * \pi}{T} \qquad (IV - 19)$$

Reemplazando Ecuación IV-19 en IV-18.

$$\frac{2*\pi}{T} = \sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (IV - 20)$$

Se tiene que el periodo fundamental de la estructura de base aislada FPS según la Ecuación IV-21.

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\frac{W}{g}}{K_b}} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\frac{W}{g}}{\frac{W}{R_{ef}}}} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\frac{R_{ef}}{g}}{\frac{W}{R_{ef}}}}$$
(IV - 21)

De lo anterior, se puede comprobar que el periodo fundamental no depende de la masa de la estructura y que la variable que controla es el Radio de Curvatura.

Finalmente, se debe considerar que en la ecuación IV-16 se debe incorporar el parámetro de direccionalidad de la velocidad que acompaña al coeficiente de fricción, dado que existe una dependencia del valor de fricción según la velocidad en el movimiento del aislador (Constantinou et al. 1990). Dicha dependencia se puede observar en la Figura IV-9; Donde a medida que aumenta la velocidad de deslizamiento, el coeficiente de fricción tiende a subir; A su vez, a mayores presiones de contacto el coeficiente de fricción se reduce.

Por lo anterior, la ecuación que describe al coeficiente de fricción está dada por:

$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) * e^{-a|v|}$$
(IV - 22)

Donde:

 f_{max} = Coeficiente de fricción a grandes velocidades de deslizamiento.

- f_{min} = Coeficiente de fricción a bajas velocidades de deslizamiento (cero velocidad).
- a = parámetro de ajuste de la curva Coeficiente/Velocidad.
- v = velocidad instantánea.



Figura IV-9 : Variación del coeficiente de fricción según velocidad.

(Fuente: Mokha, Constantinou & Reinhorn, 1988)

Finalmente, la curva esqueleto o constitutiva del aislador tipo FPS queda representada según la Figura IV-10. Donde Fmax está estimada según la Ecuación IV-16 para el desplazamiento "u".

La Fuerza de Fluencia (F_y) está dada por la siguiente Ecuación IV-23:

$$F_{\rm v} = W * \mu \qquad ({\rm IV} - 23)$$

El Desplazamiento de Fluencia (u_y) se estima que es un valor cercano a los 0.050 centímetros, instante en que se rompe el estado cinemático del dispositivo y desliza.

Conocido los valores de Fuerza y Desplazamiento, se pueden calcular los valores de Rigidez, los cuales corresponde a los siguientes:

$$Rigidez \ Inicial = K_i = \frac{F_y}{u_y}$$
(IV - 24)

$$Rigidez\ efectiva = K_{eff} = \frac{F_{max}}{u} \qquad (IV - 25)$$



Figura IV-10 :Constitutiva Aislador FPS. (Fuente: Elaboración Propia)

De lo anterior, se obtiene un Amortiguamiento Efectivo (β_{ef}) igual a:

$$\beta_{ef} = \frac{2}{\pi} * \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{u}{R_{ef}}}\right) \qquad (IV - 26)$$

IV.3 Método Link-Frame - MLF

La modelación de muros de madera mediante elementos finitos ha sido materia de estudio por diversos profesionales. Para la realización de este proyecto se realizará mediante la propuesta de modelación denominada "Muros de madera en entramado ligero mediante elementos frame y link" (López, Berwart, Guindos, 2023).



Figura IV-11 : Aplicación de Método MLF (Fuente: Adaptación de López, Berwart, Guindos, 2023)

El método propone mediante la estimación de la rigidez lateral de un muro de entramado ligero según la ecuación de desplazamiento lateral propuesta en SDPWS-2015 (Ver Ecuación IV-7) la compatibilización del comportamiento fuerza/desplazamiento durante cargas laterales mediante elementos no lineales tipo Link. Para ello se deberán definir elementos Link de borde, los cuales tendrán la rigidez axial de Tracción (K_{HD}) según el conector de tracción y una compresión infinitamente rígida; y 2 elementos diagonales con rigidez a compresión que representarán la rigidez acoplada de Corte y Flexión (K_{FC}) del panel de muro según el tipo de tablero, patrón de clavados, entre otros parámetros. Ver Figura IV-11.

La formulación general que define la Rigidez de un muro de madera está dada mediante el uso de la Ecuación IV-7. Para ello se realizará un cambio de nomenclatura donde "b" de la ecuación pasa a llamarse "L" según Figura IV-11, considerando que el corte unitario inducido "v" está dado por:

$$v = \frac{V}{L} \qquad (IV - 27)$$

La elongación axial del conector de tracción Δ_a , está dada por:

$$\Delta_a = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{h}{L' * K_{HD}} * V \qquad (IV - 28)$$

La ecuación IV-7 queda definida según Ecuación IV-29:

$$\delta_{sw} = \frac{8 * V * h^3}{E * A * L * L} + \frac{V * h}{1000 * G_a * L} + \frac{h * h * V}{L * L' * K_{HD}}$$
(IV - 29)

Factorizando por "V" e invirtiendo la Ecuación de Flexibilidad (Deformación) queda definida la Ecuación de Rigidez de un Muro:

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8*h^3}{E*A*L^2} + \frac{h}{1000*G_a*L} + \frac{h^2}{L*L'*K_{HD}}\right)^{-1}$$
(IV - 30)

Conocida las ecuaciones que definen la rigidez por Flexión, Corte y Tracción. La metodología MLF establece que la rigidez axial de compresión para las fuentes de rigidez de Flexión y Corte está dada por la descomposición angular del elemento diagonal modelado. Considerando Figura IV-11 (B), se tiene:

$$\alpha = \tan^{-1}(\frac{H}{L'}) \qquad (\text{IV} - 31)$$

Considerando las componentes de Flexión y Corte de la Ecuación IV-30, se tiene:

$$K_{Flexión+Corte} = \left(\frac{8*h^3}{E*A*L^2} + \frac{h}{1000*G_a*L}\right)^{-1}$$
(IV - 31)

Finalmente, el valor que tendrá la rigidez del elemento Link a compresión está dada por la siguiente Ecuación IV-32, mientras que a Tracción tendrá rigidez "nula" (o muy flexible).

$$K_{FC} = \frac{\left(\frac{8*h^3}{E*A*L^2} + \frac{h}{1000*G_a*L}\right)^{-1}}{\cos(\alpha)^2}$$
(IV - 32)

Gráficamente, la curva que define el comportamiento de los elementos Link diagonales del método MLF poseen la siguiente forma:



Figura IV-12 :Constitutiva elementos link diagonal – Método MLF (Fuente:

Propia)

Para definir la constitutiva de los elementos Link de borde, se deberá considerar la Ecuación IV-28 en que la rigidez a tracción queda definida según la siguiente Ecuación IV-33, mientras que a compresión poseen un comportamiento "infinitamente rígido".

$$K_{HD} = \frac{T_{cap.max}}{\Delta_a} \qquad (IV - 33)$$

Gráficamente, la curva que define el comportamiento de los elementos Link de borde del método MLF poseen la siguiente forma:



Figura IV-13 :Constitutiva elementos link de borde – Método MLF (Fuente:

Propia)

Finalmente, se puede estimar la fuerza de corte que recibe el muro, como la sumatoria de las fuerzas axiales de los elementos Link Diagonal multiplicada por el Coseno del ángulo. (Ver Ecuación IV-34)

$$V_{muro} = (P_{diag 1} + P_{diag 2}) * \cos \alpha \qquad (IV - 34)$$

V PROYECTO EN ESTUDIO

Para analizar la factibilidad del uso de sistemas de aislación en edificaciones materializados en el sistema modular en madera, se ha considerado el proyecto denominado "Vivienda Industrializada Lo Espejo", correspondiente a una edificación con ingeniería desarrollada y en etapa de construcción, para uso habitacional de 4 niveles (4 pisos) estructurado mediante el sistema constructivo modular marco plataforma en madera. En la Figura V-1 se puede observar la distribución de módulos en la planta tipo, mientras que en la Figura V-2 se presenta la configuración del departamento tipo.



Figura V-1 :Proyecto habitacional "Vivienda Industrializada Lo Espejo . (Fuente:

Tecno Fast)

El departamento tipo está configurado con 3 unidades modulares de dimensiones 1.75m x 3.25m, 3.40m x 8.65m y 3.40m x 7.07m; todos con altura interior de 2.44m.

Cada módulo se ha estructurado usando el sistema Marco Plataforma con madera clasificada visualmente G2 (Grado Visual 2) en escuadrías 2x4 en elementos pies derechos y soleras de muro, 2x6 en vigas de borde e interior en panel de techo y 2x8 en vigas de borde e interior de panel de piso. Se ha considerado OSB 9.5mm para muros estructurales y panel de techo, mientras que panel de piso considera Terciado de 18mm y OSB 9.5mm.



Figura V-2 :Departamento Tipo. (Fuente: Tecno Fast)

El proyecto ha sido diseñado para una carga de servicio del tipo habitacional de 200 kgf/m² según NCh1537. El peso propio de las unidades se aproxima al valor de 170 kgf/m². El análisis y diseño sísmico se ha realizado conforme a NCh433 y DS61, para la zona sísmica de comuna de Lo Espejo (Zona 2) suelo clasificado tipo C según Estudio de Suelos, para dichas condiciones el Espectro Elástico se muestra en Figura V-3.



Figura V-3 :Espectro Elástico - NCh433 y DS61. (Fuente: Propia)

El diseño estructural de las unidades modulares que componen al departamento tipo se realizó de manera discreta, considerando torres modulares independientes de 4 niveles cada una, en la que se han identificado Torre A, Torre B y Torre C (de izquierda a derecha según Figura V-2). Para el presente análisis de factibilidad se considerará la Torre C, la cual será descrita en detalles a continuación.

V.1 Torre Tipo C

El módulo que compone a la Torre Tipo C, es de dimensiones 3.40m x 7.07m y altura interior 2.44m, posee 4 ejes estructurales (2 Transversales y 2 Longitudinales), tal como se muestra en la Figura V-4. La característica de cada muro estructural de los distintos niveles se puede ver en detalle en la Tabla V-1 y Tabla V-2.



Figura V-4 : Módulo Tipo C – Muros Resistentes. (Fuente: Propia)

LOSA	NIVEL	LARGO (cm)	ANCHO (cm)	VIGA	TABLERO	CLAVO	BLOQUEADO
PISO	TODOS	707	340	2x8@40.6cm	TERCIADO 18mm + OSB 9.5mm	6d@10	SI
TECHO	TODOS	707	340	2x6@40.6cm	OSB 9.5	6d@10	SI

Tabla V-1 : Configuración de Losas Módulo Tipo C.

EJE	NIVEL	LARGO (cm)	ALTO (cm)	PD	TABLERO	CLAVO	HD
	1	240	244	2x4@30.5cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HHDQ14
D	2	240	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
В	3	240	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@7.5cm	HDQ8
	4	240	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z
	1	200	244	2x4@30.5cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HHDQ14
G	2	200	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
G	3	200	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@7.5cm	HDQ8
	4	200	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z
	1	410	244	2x4@30.5cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
15	2	410	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
15	3	410	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z
	4	410	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z
	1	707	244	2x4@30.5cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
16	2	707	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@5cm	HDQ8
10	3	707	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z
	4	707	244	2x4@40.6cm	1_OSB_9.5mm	6d@10cm	DTT2Z

Tabla V-2 : Configuración de Muros Módulo Tipo C.

Consistente a la estructuración indicada anteriormente, la Torre Tipo C presenta un Período Fundamental en Dirección X (Transversal) igual a 0.572 seg y en Dirección Y (Longitudinal) igual a 0.288 seg; obteniéndose las siguientes fuerzas sísmicas, Espectros de Diseño según Figuras V-5 y V-6, finalmente fuerzas por nivel según método estático según Tabla V-3.

PARÁMETROS SÍSMICOS NCh 433				
Zona Sísmica	=	2	-	T4.2
Clasificación Sismica del Suelo de Fundación	=	C	-	DS Art.6
Categoria de Ocupación	=	"	-	14.1
Factor de Modificación a la Respuesta, R	=	5.5	-	15.1
Factor de Modificación a la Respuesta, R_o	=	0.571	-	15.1
Periodo de mayor masa Eje X, T_X	=	0.371	S	
Pendud de mayor masa Eje 1, 1_y	=	0.200	5	
PARÁMETROS DE SUELO DS61				
9	_	1.05	_	DS Art 12 3
To	_	0.40	c	DS Art 12.3
T'	_	0.45	s	DS Art 12.3
n	_	1.40	-	DS Art. 12.3
p	=	1.60	-	DS Art.12.3
CARGA SÍSMICA ESTÁTICA/DINAMICA				
Aceleración efectiva máxima del suelo, A_o	=	0.30	g	T6.2
Coeficiente de Importancia, I	=	1.00	-	T6.1
Factor de Reducción de la Aceleración Espectral, R*x	=	5.70	-	6.3.5.3
Factor de Reducción de la Aceleración Espectral, R*y	=	4.55	-	6.3.5.3
Coeficiente Sísmico calculado. C	=	0.113	-	DS Art.15.1
Coeficiente Sísmico máximo, Cmax_x	=	0.126	-	T6.4
Coeficiente Sísmico mínimo, Cmin_x	=	0.053	-	DS Art.15.2
Coeficiente Sísmico para el Diseño, C_x	=	0.113	-	
Orafisiante Ofersian enlautede O		0.004		
Coeficiente Sismico calculado, C	=	0.294	-	DS Art.15.1
Coeficiente Sismico máximo, Cmax_y	=	0.126	-	10.4 DS Art 15 2
Coeficiente Sísmico para el Diseño, C. v.	_	0.055	-	DS AII. 15.2
Obelielente Olsmico para el Diseño, O_y	-	0.120		
Peso sísmico (nivel basal), P_sis	=	21,153.4	kgf	
Esfuerzo de Corte Basal. Q o (X)	=	2.387.1	kaf	6.2.3
Esfuerzo de Corte Basal, Q_o (Y)	=	2,665.3	kgf	6.2.3
Esfuerzo de Corte Basal mínimo, Q_o min	=	1,110.6	kgf	6.2.3

Tabla V-3 : Fuerzas	por nivel – método	estático – Torre C
---------------------	--------------------	--------------------

Nivel	Altura h (m)	Ak	Pk (kgf)	Ak*Pk	F_kx (kgf)	F_ky (kgf)	Ecc X (m)	Ecc Y (m)	M_kx (kgf*m)	M_ky (kgf*m)
4	11.6	0.500	2,043	1,021.6	665.3	742.8	0.707	0.340	470.3	252.6
3	8.7	0.207	5,288	1,095.3	713.2	796.3	0.530	0.255	378.2	203.1
2	5.8	0.159	5,288	840.4	547.3	611.1	0.354	0.170	193.5	103.9
1	2.9	0.134	5,288	708.5	461.4	515.1	0.177	0.085	81.5	43.8
Basal	0.0	0.000	3,245	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.0	0.0

Considerar que el peso sísmico considerado anteriormente, contempla todas las masas asociadas, incluyendo la masa sísmica del Piso 1 (altura 0.0 m).



Figura V-5 :Espectro de Diseño – Dirección X – NCh433 y DS61. (Fuente:

Propia)



Figura V-6 :Espectro de Diseño – Dirección Y – NCh433 y DS61. (Fuente:

VI MODELO ELEMENTOS FINITOS – SAP2000

La modelación de elementos finitos se realizó mediante el software comercial SAP2000 versión 23.2 - Ultimate, implementando la modelación denominada "Muros de madera en entramado ligero mediante elementos frame y link - MLF" (López, Berwart, Guindos, 2023), explicada capítulos anteriores. El modelo realizado corresponde a 2 torres modulares estructuradas según el módulo Tipo C, tal como se muestra en la siguiente Figura VI-1, la Torre A corresponde a una estructura simétrica de la Torre B.

Para efectos de análisis, se debe considerar que la Dirección X es paralela a los ejes alfabéticos, mientras que la Dirección Y paralela a los ejes númericos.



Figura VI-1 : Arquitectura de a analizar. (Fuente: Propia)

VI.1 Modelación Estructura Base Fija

El modelo numérico realizado se presenta a continuación, en la cual las propiedades de los Elementos Link que forman parte del Método MLF; el cálculo de los elementos que conforman el modelo se encuentran en Anexo A del presente documento. En la siguiente Figura VI-2 y VI-3, se puede observar la Torre B del modelo la cual fue usada para el proceso de calibración y comparación con el modelo del diseño real del Proyecto "Vivienda Industrializada Lo Espejo".





Propia/SAP2000)



Figura VI-3 :Modelo Torre B – Proceso de Calibración. (Fuente:

Propia/SAP2000)

Notar que todos los elementos que no constituyen parte de la metodología MLF, corresponden a elementos "Frame" para la modelación de vigas de borde y costaneras de los diafragmas de piso y techo, materializada con propiedades ortotrópicas de madera de pino radiata, las cuales se presentan en la siguiente Figura VI-4. No se ha considerado peso ni masa en el material, en virtud que éste será incorporado como fuerzas externas a los elementos que constituyen el modelo.

	Name	Material Type	Symmetry Type
PINO R	ADIATA	Other	Orthotropic
Aodulus	of Elasticity	Weight and Mass	Units
E1	100000,	Weight per Unit Volume 0,	Kgf, cm, C 🛛 🗸
E2	8000,	Mass per Unit Volume 0,	
E3	5000,	Advanced Material Property Data	
Poisson		Uniaxial Nonlinear Data	Material Damping Properties
U12	0,3	Coupled Nonlinear Data	Time Dependent Properties
U13	0,3		
U23	0,3		
Coeffof	Thermal Expansion		
A1	3,400E-05		
A2	3,400E-05		
A3	3,400E-05		
Shear M	odulus		
	6500,		
G12	6000,		
G12 G13			
G12 G13 G23	600,		

Figura VI-4 : Propiedades Material Madera Pino Radiata. (Fuente:

Propia/SAP2000)

VI.2 Modelación Estructura Aislada

Luego de haber calibrado la Torre B conforme a la metodología MLF, se precedió en copiar de manera simétrica para obtener la Torre A del modelo en estudio. A continuación, en las Figuras VI-5 y VI-6, se presentan 2 vistas isométricas del modelo computacional realizado el cual será objetivo de análisis y comparación.



Figura VI-5 :Vista isométrica de las 2 Torres modeladas (Fuente:

Propia/SAP2000)



Figura VI-6 : Vista isométrica de las 2 Torres modeladas (Fuente:

Propia/SAP2000)

La modelación de los Aisladores FPS ha considerado la configuración de 3 tipologías en función de las reacciones verticales máximas que estos elementos pudiesen sufrir, para ello se han dispuesto de 9 aisladores distribuidos de la siguiente forma en la planta del edificio (Figura VI-7); Todos los dispositivos han sido calibrados con el fin de obtener un Período Objetivo cercano a los 3.00 segundos.

La propuesta de Aisladores FPS para cada ubicación corresponde a la siguiente Tabla VI-4. El detalle de cada tipo de aislador se encuentra en Anexo B del presente documento.



Figura VI-7 : Distribución espacial de Aisladores FPS (Fuente: Propia)

N° DE AISLADOR	UBICACION	TIPOLOGIA
FPS 1	EJE 13 / EJE B	T-VERTICE
FPS 2	EJE 15 / EJE B	T-BORDE
FPS 3	EJE 16 / EJE B	T-VERTICE
FPS 4	EJE 13 / S/EJE	T-BORDE
FPS 5	EJE 15 / S/EJE	T-CENTRAL
FPS 6	EJE 16 / S/EJE	T-BORDE
FPS 7	EJE 13 / EJE G	T-VERTICE
FPS 8	EJE 15 / EJE G	T-BORDE
FPS 9	EJE 16 / EJE G	T-VERTICE

Tabla VI-1 : Distribución e Identificación de Aisladores (Fuente: Propia)
La implementación de los aisladores en el modelo computacional se ha realizado mediante elementos "Link" del tipo "Friction Isolator". Para ello se deben incorporar las propiedades no lineales en las direcciones U1, U2, U3.

	ort Type	Friction Is	olator ~			 Sh 	lear Couple
Property	Name	Aislador F	PS	Set Defaul	t Name		ual End Moments
Property I	Notes			Modify/Sh	IOW		dvanced Modify/Show
Total Mass	and Weig	ht					
Mass		0		Rotatio	nal Inertia	1	0
Weight		0		Rotatio	nal Inertia	2	0
				Rotatio	nal Inertia	3	0
Factors Fo	r Line, Are	a and Solid Sp	rings				
Property i	s Defined	for This Length	n In a Line Spring				1
Property i	s Defined	for This Area I	Area and Solid Springs				1
Directional	Properties	5					
Directional Direction	Properties Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
Directional Direction V1	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1
Directional Direction U1 U2	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2	Direction R1 R2	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R2
Directional Direction U U1 U U2 U3	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3	Direction R1 R2 R3	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R2 Modify/Show for R3
Directional Direction U1 U1 U2 U2 U3	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3 Fbx All	Direction R1 R2 R3	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R2 Modify/Show for R3
Directional Direction U U1 U U2 U U3 Stiffness C	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3 Fix All	Direction R1 R2 R3	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R2 Modify/Show for R3
Directional Direction U U1 U U2 U U2 U U3 Stiffness C Stiffness C	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3 Fix All	Direction R1 R2 R3 C	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R2 Modify/Show for R3
Directional Direction U1 U2 U2 U3 Stiffness Stiffness Stiffness	Properties Fixed	NonLinear	Properties Modify/Show for U1 Modify/Show for U2 Modify/Show for U3 Fix All odal Load Cases portional Viscous Damping	Direction R1 R2 R3 C	Fixed	Nonlinear	Properties Modify/Show for R1 Modify/Show for R3 Zero, Else Nonlinear

Figura VI-8 : Elemento Link – Friction Isolator (Fuente: Propia/SAP2000)

Para las propiedades U1 (Vertical) se ha considerado una rigidez efectiva tal que la Frecuencia Vertical bordee los 30 hz, tal como se muestra en la siguiente Figura VI-9 correspondiente al Aislador FPS Central.

S Link/Support Directional Pro	perties	×
Identification		
Property Name	FPS CENTRAL	
Direction	U1	
Туре	Friction Isolator	
NonLinear	Yes	
Properties Used For Linear An	alysis Cases	
Effective Stiffness	409,	
Effective Damping	0,	
Properties Used For Nonlinear	Analysis Cases	
Stiffness	409,	
Damping Coefficient	0,	
ОК	Cancel	

Figura VI-9 : Propiedades U1 – Aislador FPS Central (Fuente: Propia/SAP2000)

Para las propiedades U2 y U3 (horizontales) se ha propuesto una rigidez efectiva equivalente a la fuerza máxima y desplazamiento máximo, mientras que para sus propiedades no lineales se ha definido una Rigidez inicial correspondiente a la Fuerza de Fluencia y el Desplazamiento de Fluencia; Un coeficiente de roce lento igual a 0.02 y rápido igual a 0.05, con una tasa de cambio (Rate Parameter) igual a 0.02; Todos los aisladores poseen un Radio igual a 310 cm. En la siguiente Figura VI-10 se muestran las propiedades U2, equivalentes para U3, del aislador FPS Central.

Identification		
Property Name	FPS CENTR	AL
Direction	U2	
Туре	Friction Isola	ator
NonLinear	Yes	
Properties Used For Linear Ar	alysis Cases	
Effective Stiffness		0,05
Effective Damping		0,
Shear Deformation Location		
Distance from End-J		0,
Properties Used For Nonlinear	Analysis Case	es
Stiffness		4,52
Friction Coefficient, Slow		0,02
Friction Coefficient, Fast		0,05
Rate Parameter		0,02
Net Pendulum Radius		310,

Figura VI-10 : Propiedades U2 – Aislador FPS Central (Fuente:

Propia/SAP2000)

VI.3 Registro Sísmico

De acuerdo con la normativa NCh2745, *se deben seleccionar componentes horizontales y verticales de registros de aceleración del suelo de al menos tres eventos sísmicos...;* Para este estudio se ha considerado 1 par de registro artificial, los que son equivalente al Espectro de la normal para condición de Suelo tipo C (suelo tipo III) y Zona Sísmica 3.





Figura VI-11 : Registro Artificial XX e YY (Fuente: Propia)

Los registros poseen una duración aproximada de 164 segundos, con delta de tiempo igual a 0.005 segundos, lo que corresponde a un total de 32768 datos registrados. El peak de aceleración es de 0.56g para la dirección X y 0.57g para la dirección Y. Si bien la normativa no permite el uso de análisis modal espectral en estructuras con aisladores del tipo friccional, se muestra el espectro de diseño para Zona Sísmica y Tipo de Suelo anteriormente descrito en la Figura VI-12.



Figura VI-12 : Espectro de Diseño Z3S3 – NCh2745 (Fuente: Propia)

VI.4 Modelos Analizados

En base al modelo de 2 Torres con base aislada se han realizado 7 análisis tiempo historia no lineal; los cuales varían según cantidad de conexiones laterales y dirección de análisis del registro sísmico. Los primeros 3 modelos analizados corresponden a las 2 torres vinculadas entre sí, mediante un elemento Link a nivel de diafragma de techo de los 4 pisos que contempla el modelo (Ver Figura VI-13). Los siguientes 3 modelos corresponden a la misma configuración anterior, con la modificación en que las torres han sido vinculadas solo en el techo del 4 nivel. Finalmente, se tiene un único modelo correspondiente a la última configuración, en que se ha variado las propiedades axiales a compresión de los elementos Link de Borde (Holdown) en la implementación del método MLF, con el fin de realizar un análisis de sensibilidad en el comportamiento de los dichos conectores. A continuación, se presenta la Tabla VI-2 con el resumen de análisis realizados.

N° MODELO	MODELO	DIRECCION ANALISIS	VINCULACION TORRES
1	TODO-XY	Dir X, Dir Y	TODOS LOS NIVELES
2	TODO-X	Dir X	TODOS LOS NIVELES
3	TODO-Y	Dir Y	TODOS LOS NIVELES
4	TECHO-XY	Dir X, Dir Y	TECHO 4° NIVEL
5	TECHO-X	Dir X	TECHO 4° NIVEL
6	TECHO-Y	Dir Y	TECHO 4° NIVEL
7	TECHO-XY-MOD	Dir X, Dir Y	TECHO 4° NIVEL

Tabla VI-2 : Análisis Tiempo Historia No Lineal implementados



Figura VI-13 : Ubicación de conector entre Torre A y Torre B (Fuente: Propia)

Todos los modelos han sido analizados mediante un "Load Case" Tiempo Historia No Lineal mediante Integración Directa, con amortiguamiento de Rayleigh igual a 1% para el Período 1° y 2°.

oad Case Name		Notes	Load Case Type	
THNL_E	Set Def Name	Modify/Show	Time History	✓ Design
itial Conditions			Analysis Type	Solution Type
Zero Initial Conditions - Sta	rt from Unstressed State	C Linear	O Modal	
Continue from State at End	of Nonlinear Case	Nonlinear	Oirect Integration	
Important Note: Loads fr	om this previous case are inclue	ded in the current case	Geometric Nonlinea	rity Parameters
			None	
odal Load Case		MODAL	P-Delta	
Use Modes from Case		MODAL	P-Delta plus La	rge Displacements
oads Applied			History Type	
Load Type Load Nam	e Function Scale F	actor	Transient	Consider Collapse
Accel VU1	✓ CONCE_ART ✓ 1,		Periodic	
Accel U2	CONCE_ART_Y 1,	Add	Mass Source	
		Modify	Previous	~
		✓ Delete		
Show Advanced Load Pa	rameters			
me Step Data				
Number of Output Time St	eps	36800		
		C 0005 00		
Output Time Step Size		5,000E-03		
ther Parameters				
Damping	Proportional	Modify/Show		
Time Integration	Hilber-Hughes-Taylor	Modify/Show		ОК
	Defeut			

Figura VI-14 : Definición Load Case Tiempo Historia (Fuente:

Propia/SAP20000)

En virtud que el comportamiento de los aisladores FPS dependen de la carga vertical actuante, es que el registro es analizado a continuación de un "Load Case" Estático tipo Gravitacional para el peso sísmico, igual a D + 25%L, conforme a lo indicado en capítulos anteriores el peso sísmico (basal) es igual a 21.2 tonf para una Torre, por lo que se obtiene un peso sísmico total igual a 42.4 tonf para el modelo a analizar.

oad Case Name			Notes	Load Case Type
GRAVITACIONAL		Set Def Name	Modify/Show	Static V Design
itial Conditions				Analysis Type
Zero Initial Condition	ons - Start from Un	stressed State		O Linear
Continue from Stat	e at End of Nonline	ar Case		Nonlinear
Important Note:	Loads from this pr	evious case are include	ed in the current case	
odal Load Case				Geometric Nonlinearity Parameters
All Modal Loads Appl	ied Use Modes fror	n Case	MODAL \checkmark	None
ada Appliad				O P-Delta
	I bea I	ame Scale F	actor	O P-Delta plus Large Displacements
Load Pattern v	DEAD	√ 1.		Mass Source
Load Pattern	DEAD	1,	Add	Previous ~
Load Pattern	REV	1,	Add	
Load Pattern	L .	0,25	Modify	
			Delete	
	1			
ther Parameters				
Load Application	Fi	III Load	Modify/Show	ОК
Results Saved	Final	State Only	Modify/Show	Cancel
In the second second second	ſ)efault	Madifu/Chaus	

Figura VI-15 : Definición Load Case Gravitacional (Fuente: Propia/SAP2000)

VII ANALISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentarán los resultados relevantes de los distintos análisis realizados, mostrando gráficos y tablas comparativas. Otros resultados se encuentran en Anexo C y D del presente documento. Cabe destacar que los Modelos 2, 3, 5 y 6 fueron realizados con el fin de obtener una aproximación para el comportamiento de los Modelos 1 y 4 respectivamente, por lo que para efectos de análisis de resultados no se presentarán con mayor relevancia, quedando solo para efectos argumentativos.

VII.1 Período estructura Base Aislada

Para todos los modelos realizado se ha obtenido un período fundamental igual a los 2.88 segundos en dirección X y 2.79 segundos en dirección Y, tal como se muestra en la Tabla VII-1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ		
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless		
MODAL	Mode	1	2.88	0.99	0.00	0.00		
MODAL	Mode	2	2.79	0.00	1.00	0.00		
MODAL	Mode	3	2.21	0.01	0.00	0.00		
MODAL	Mode	4	0.48	0.00	0.00	0.00		
MODAL	Mode	5	0.24	0.00	0.00	0.18		
MODAL	Mode	6	0.21	0.00	0.00	0.00		

Tabla VII-1 : Período Fundamental Modelo Base Aislada.

El resultado obtenido difiere del Período Objetivo definido de 3.00 segundos, sin embargo, para ambas direcciones de análisis la estructura se encuentra ubicada en el rango de pseudo aceleraciones bajas del Espectro de Diseño. Llegando a valores de hasta un 13% para las aceleraciones con el período de estructura base fija. En la siguiente Figura VII-1 se muestran los valores de Pseudoaceleraciones del espectro de Diseño de NCh2745 para los períodos X e Y de Base Fija y Base Aislada.



Figura VII-1 : Espectro de Diseño NCh2745 - Períodos Base Fija / Base Aislada

(Fuente: Propia)

VII.2 Comportamiento Aisladores

Para los Modelos 2 y 3 se puede observar un comportamiento estable de los aisladores para sus respectivas direcciones de análisis, en ningún caso se producen levantamientos que alteren el comportamiento Fuerza/Deformación de los dispositivos. A continuación, en la Figura VII-2 se muestra el comportamiento Fuerza/Deformación para el Modelo 1, en la Figura VII-3 para el Modelo 2 y en la Figura VII-4 para el Modelo 3, para el Aislador N°5.





Figura VII-2 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 1 (Fuente: Propia)



Figura VII-3 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 2 (Fuente: Propia)



Figura VII-4 : Fuerza/Deformación – Aislador 5 – Modelo 3 (Fuente: Propia)

Con lo anterior, se puede observar que el comportamiento del Aislador 5 analizando las direcciones de manera independiente (Modelo 2 y 3) versus el caso combinado de registro sísmico del Modelo 1, presenta un comportamiento consistente según dirección de análisis, obteniendo curvas Fuerzas/Deformación similares, lográndose observar un desplazamiento máximo de 19.6 cm en la Dirección X y 17.9 cm en la Dirección Y, con fuerzas horizontales en torno a las 0.80 – 1.00 tonf. Respecto a la fuerza gravitacional (Axial) que soporta el Aislador 5, tiene un promedio de 11.7 tonf en la historia de tiempo (Ver Figura VII-5); comparando con el Aislador 1, ubicado en una esquina de la edificación y al ser coincidente con un conector Holdown, su historia de carga axial posee mayor variación como se muestra en la Figura VII-6, donde la carga axial en el dispositivo varía entre los 1,575 y 8,415 kgf en compresión.



Figura VII-5 : Fuerza Axial / Tiempo- Aislador 5 - Modelo 1 (Fuente: Propia)



Figura VII-6 : Fuerza Axial / Tiempo- Aislador 1 - Modelo 1 (Fuente: Propia)

En virtud que los diafragmas horizontales son tipo rígido (y han sido modelados como tal) es que el comportamiento Deformación X /Deformación Y es idéntico en todos los dispositivos de aislación. En las siguientes Figuras VII-7, VII-8 y VII-9 se muestra el comportamiento del Aislador 1, 5 y 9 respectivamente, del Modelo 1.



Figura VII-7 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 1 – Modelo 1 (Fuente:





Figura VII-8 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 5 – Modelo 1 (Fuente:



Figura VII-9 : Deformación X/ Deformación Y– Aislador 9 – Modelo 1 (Fuente:

Propia)

Respecto a las diferencias de modelación (Modelo 1 y Modelo 4), se puede observar que para el Aislador 5 las diferencias de desplazamiento son menor a 0.1%, mientras que para el caso de las fuerzas horizontales son de aproximadamente 0.5%. En la siguiente Tabla VII-2 se muestran Desplazamientos y Fuerzas en las direcciones representativas, en términos de Envolventes.

	AISLADOR 5 – MODELO 1		AISLADOR 5 – MODELO 4		DIFERENCIA	
PARAMETRO	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
Desplazamiento X (cm)	19.67	17.08	19.67	17.07	0.0%	0.1%
Desplazamiento Y (cm)	17.99	16.87	17.97	16.86	0.1%	0.1%
F. Horizontal X (kgf)	1,080	989	1,075	984	0.5%	0.5%
F. Horizontal Y (kgf)	995	884	999	881	0.4%	0.3%
F. Vertical (kgf)	13,159	10,443	13,196	10,492	0.3%	0.5%

Tabla VII-2 : Comportamiento Aislador 5 – Modelo 1/Modelo 4 (Fuente:Propia)

Finalmente, se puede observar que la estructura queda desplaza al término del registro sísmico en torno a 3.70 cm en Dirección de X y 2.79 cm en Dirección Y, tal como se muestra en las siguientes Figuras VII-10 y VII-11, respectivamente.



Figura VII-10 : Deformación X- Aislador 5 - Modelo 1 (Fuente: Propia)



Figura VII-11 : Deformación Y-Aislador 5 - Modelo 1 (Fuente: Propia)

VII.3 Derivas - Drift de Pisos

Los resultados máximos envolventes obtenidos respecto a desplazamientos relativos (Drift) se puede observar en Tabla VII-3; donde se puede evidenciar que en la Dirección X no se presenta mayor diferencia entre Modelo 1 y Modelo 4, observándose variaciones de hasta 1.90% para la Torre A y 1.67% para la Torre B. Notar que estos resultados corresponden a los máximos y pueden generarse en distintos instantes de tiempo. Se considera relevante la Dirección X, dado que corresponde a la dirección que pudiese verse afectada por la incorporación de elementos conectores entre Torre A y Torre B.

	DRIFT DIRECCION X (cm)				DIFEDENCIA		
PISO	MODELO 1		MODELO 4		DIFERENCIA		
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B	
4	0.684	0.684	0.697	0.696	1.90%	1.75%	
3	0.789	0.784	0.797	0.789	1.01%	0.64%	
2	0.746	0.739	0.753	0.746	0.94%	0.95%	
1	0.727	0.718	0.733	0.730	0.83%	1.67%	

Tabla VII-3 : Desplazamiento Relativo (Drift) en centímetro – Dirección X

(Fuente:	Propia))
----------	---------	---

Considerando la altura entre piso de 244 centímetros; ya que se descartan los espesores de panel de piso y techo al ser elementos rígidos en el plano, por lo que no son una fuente de flexibilidad que contribuya al desplazamiento lateral; se tienen los siguientes Drift en término de porcentaje. En la Tabla VII-4, se podrá observar que los desplazamientos relativos varían entre un 0.280% y 0.327% para la Dirección X.

Tabla VII-4 : Desplazamiento Relativo (Drift) en porcentaje - Dirección X

	DRIFT DIRECCION X (%)						
PISO	MOD	ELO 1	MODELO 4				
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B			
4	0.280	0.280	0.286	0.285			
3	0.323	0.321	0.327	0.323			
2	0.306	0.303	0.309	0.306			
1	0.298	0.294	0.300	0.299			

(Fuente: Propia)

Para la Dirección Y, se presenta un comportamiento mas irregular entre la estructura conectada en todos los niveles comparada (Modelo 1) con la estructura conectada solo en techo (Modelo 4), si bien los desplazamientos relativos están muy por debajo del centímetro, se observan diferencias de hasta un 47% en Torre B. En la siguiente Tabla VII-5, se muestra el resumen de máximos desplazamientos relativos para la dirección Y.

]	DRIFT DIRE	DIFF	DENCIA		
PISO	MODELO 1		MODELO 4		DIFEKENCIA	
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B
4	0.023	0.025	0.031	0.037	37.44%	47.79%
3	0.052	0.056	0.057	0.062	9.81%	11.27%
2	0.061	0.068	0.056	0.062	8.52%	9.26%
1	0.071	0.080	0.069	0.075	2.39%	6.13%

Tabla VII-5 : Desplazamiento Relativo (Drift) en centímetro - Dirección Y

(Fuente: Propia)

Desde el punto de vista Drift en porcentaje, para la altura de muro de 244 cm, se tienen Drift menores al 0.1% en todos los pisos, tal como se muestra en la Tabla VII-6.

Tabla VII-6 : Desplazamiento Relativo (Drift) en porcentaje - Dirección Y

	DRIFT DIRECCION Y (%)					
PISO	MOD	ELO 1	MODELO 4			
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B		
4	0.009	0.010	0.013	0.015		
3	0.021	0.023	0.023	0.025		
2	0.025	0.028	0.023	0.025		
1	0.029	0.033	0.028	0.031		

(Fuente: Propia)

VII.4 Corte Basal

Los resultados obtenidos de Corte Basal no difieren respecto al comportamiento obtenido en los parámetros anteriormente analizados, en que las diferencias entre Modelo 1 y Modelo 4 no representan valores significativos. A continuación, se muestra la historia en el tiempo del corte basal normalizado al peso sísmico para el Modelo 1 (Figura VII-12) y Modelo 4 (Figura VII-13), para ambias direcciones de análisis.



Figura VII-12 : Corte Basal Normalizado - Modelo 1 (Fuente: Propia)





Figura VII-13 : Corte Basal Normalizado - Modelo 4 (Fuente: Propia)

Considerando los valores máximos obtenidos de la historia en el tiempo del corte basal normalizado, se puede observar que la modificación de la conexión entre módulos existente entre Modelo 1 y Modelo 4 no generan diferencias, tal como se puede observar en la Tabla VII-7.

PARAMETRO	MODELO 1	MODELO 4	DIFERENCIA
Corte Basal Normalizado X	0.097	0.097	0 %
Corte Basal Normalizado Y	0.087	0.087	0%

Tabla VII-7 : Análisis Tiempo Historia No Lineal implementados (Fuente: Propia)

VII.5 Fuerzas de Corte por Nivel - Comportamiento de Módulos

Considerando los Modelos 1 y 4, se tienen las siguientes distribuciones de fuerzas máximas por interfaz de pisos, es decir, la vinculación entre Techo de Módulo inferior con Piso de Módulo Superior. En la Tabla VII-8 se muestra que para las fuerzas en Dirección X se tienen diferencias menores a 2.4% entre los Modelos indicados anteriormente para la Torre A y Torre B.

Tabla VII-8 : Fuerzas por Interfaz – Dirección X (Fuente: Propia)

	FUERZA	DE CORTE	DIFFI			
INTERFAZ	MODELO 1		MODELO 4		DIFERENCIA	
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B
Piso 4/ Techo 3 (kgf)	1,283	1,238	1,313	1,218	2.34%	1.62%
Piso 3/ Techo 2 (kgf)	1,613	1,723	1,631	1,701	1.12%	1.28%
Piso 2/ Techo 1 (kgf)	1,745	1,734	1,746	1,702	0.06%	1.85%

Para la Dirección Y existe una diferencia mayor entre Fuerzas Cortantes por Nivel, tal como se puede observar en Tabla VII-9, en qué Modelo 4 presenta hasta un 7.7% de

diferencia respecto al Modelo 1, esto se debe a que el conector entre Torres usado en Modelo 1 si contribuye en resistir las fuerzas solicitantes en dicha dirección.

	FUERZA	DE CORTE	DIFFI			
INTERFAZ	MODELO 1		MODELO 4		DIFERENCIA	
	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B	TORRE A	TORRE B
Piso 4/ Techo 3 (kgf)	846	958	894	1,032	5.67%	7.72%
Piso 3/ Techo 2 (kgf)	1,389	1,547	1,298	1,452	6.55%	6.14%
Piso 2/ Techo 1 (kgf)	1,664	1,912	1,555	1,796	6.55%	6.07%

Tabla VII-9 : Fuerzas por Interfaz – Dirección Y (Fuente: Propia)

Tal como se ha indicado en capítulos anteriores, una de las dificultades que presenta la construcción modular es la baja posibilidad de simplificar las conexiones entre unidades montadas, por lo anterior, se evaluará mediante la relación Fuerzas Lateral / Fuerza Axial, símil al coeficiente de roce, la necesidad de instalar elementos de fijación, se considera que el coeficiente de roce Madera/Madera bordea los valores de 0.3 – 0.5. Considerando que el análisis es bidireccional (X e Y) es que se calculará la resultante (suma vectorial) con las direcciones horizontales para estimar el coeficiente de roce necesario, este procedimiento se realizará por nivel para la Torrea A y B en los Modelos 1 y 4. En las siguientes Tablas VII-10, VII-11, VII-12 y VII-13 se puede observar que el mayor valor obtenido de la relación ocurre en la interface Piso 4 / Techo 3 con valores aproximados a 0.33 (o 33%), mientras que para la primera interface (Piso 2 / Techo 1) solo se requiere de 0.18 (o 18%).

Para efectos de análisis se ha considerado la carga gravitacional más baja (envolvente) del análisis tiempo historia con las cargas mas altas horizontales X e Y. Se debe recordar que el análisis tiempo historia no ha considerado un registro sísmico vertical, sin embargo, los siguientes resultados corresponden a una aproximación para la factibilidad de evitar o simplificar las conexiones entre unidades modulares.

	ESTIMACION DE ROCE – TORRE A						
INTERFAZ	MODELO 1						
	FUERZA X (kgf)	FUERZA Y (kgf)	AXIAL (kgf)	SUMA VECTORIAL (kgf)	ROCE		
Piso 4/ Techo 3	1,283	846	4,789	1,537	0.32		
Piso 3/ Techo 2	1,613	1,389	9,849	2,129	0.22		
Piso 2/ Techo 1	1,745	1,664	14,740	2,411	0.16		

Tabla VII-10 : Estimación de Roce – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-11 : Estimación de Roce – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	ESTIMACION DE ROCE – TORRE A						
INTERFAZ	MODELO 4						
	FUERZA X (kgf)	FUERZA Y (kgf)	AXIAL (kgf)	SUMA VECTORIAL (kgf)	ROCE		
Piso 4/ Techo 3	1,313	894	4,863	1,588	0.33		
Piso 3/ Techo 2	1,631	1,298	10,160	2,084	0.21		
Piso 2/ Techo 1	1,746	1,555	15,448	2,338	0.15		

De las tablas anteriores, se puede observar que la variación entre coeficiente de roce necesario varía en torno a 0.01 para el Modelo 1 y Modelo 4.

	ESTIMACION DE ROCE – TORRE B						
INTERFAZ	MODELO 1						
	FUERZA X (kgf)	FUERZA Y (kgf)	AXIAL (kgf)	SUMA VECTORIAL (kgf)	ROCE		
Piso 4/ Techo 3	1,238	958	4,789	1,565	0.33		
Piso 3/ Techo 2	1,723	1,547	9,849	2,316	0.24		
Piso 2/ Techo 1	1,734	1,912	14,740	2,581	0.18		

Tabla VII-12 : Estimación de Roce – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-13 : Estimación de Roce – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	ESTIMACION DE ROCE – TORRE B							
INTERFAZ	MODELO 4							
	FUERZA X (kgf)	FUERZA Y (kgf)	AXIAL (kgf)	SUMA VECTORIAL (kgf)	ROCE			
Piso 4/ Techo 3	1,218	1,032	4,863	1,596	0.33			
Piso 3/ Techo 2	1,701	1,452	10,160	2,236	0.22			
Piso 2/ Techo 1	1,702	1,796	15,448	2,474	0.16			

De las tablas anteriores, se puede observar que la variación entre coeficiente de roce necesario varía en torno a 0.02 para el Modelo 1 y Modelo 4.

VII.6 Conector Lateral entre módulos de Nivel

Tal como se ha informado en capítulos anteriores, la diferencia entre los Modelo 1, 2 y 3 respecto a los Modelos 4, 5 y 6, es que los primeros consideran 3 elementos vinculantes entre Torre A y Torre B por nivel (o interfaz modular); mientras que los 3 últimos solo considera vinculación a nivel de techo del 4º Piso.

El elemento conector corresponde a un elemento Link capaz de tomar fuerzas axiales y cortantes (dirección vertical y horizontal), por lo anterior, se presentan las fuerzas máximas por nivel para el Modelo 1 en la Tabla VII-14; En dicha tabla se puede observar que la fuerza horizontal que ejerce una torre sobre la otra es de aproximadamente 102 kgf, mientras que la fuerza de atracción es menor a los 92 kgf. Respecto a las fuerzas horizontales que transmiten estos elementos no superan los 70 kgf como ocurre en Techo 3; Finalmente, las fuerzas de Corte Vertical, que podrán ayudar a estabilizar la estructura reduciendo las fuerzas de tracción probable que ocurran en los Conectores de Tracción de muros transversales (Eje G y Eje B) de ambas Torres, se tiene una envolvente de 100 kgf.

Para el Modelo 4, en que sus resultados se presentan en Tabla VII-15, se puede observar que existe un aumento de hasta un 75% en Fuerza de Tracción y de 65% en Fuerza de Corte Horizontal con respecto al Modelo 1; Este aumento no representa un valor significativo, dado que corresponden a valores relativamente bajos para ser solucionado con conexiones entre módulos de manera simplificada.

	MODELO 1						MODELO 1			
NIVEL	COMPRESION (kgf)	TRACCION (kgf)	CORTE VERTICAL (kgf)	CORTE HORIZONTAL (kgf)						
Techo 4	102.8	72.6	169.9	100.1						
Techo 3	85.8	92.1	190.8	69.4						
Techo 2	82.2	68.7	185.3	46.5						
Techo 1	74.6	69.2	178.9	12.1						

Tabla VII-14 : Comportamiento Conector de Nivel - Modelo 1

Tabla VII-15 : Comportamiento Conector de Nivel - Modelo 4

		ELO 4		
NIVEL	COMPRESION (kgf)	TRACCION (kgf)	CORTE VERTICAL (kgf)	CORTE HORIZONTAL (kgf)
Techo 4	170.9	126.8	231.0	164.6

VII.7 Comportamiento de Muros

El comportamiento de muros resistente a fuerzas sísmicas se ve influenciado por su longitud horizontal; motivo por lo cual son los muros cortos, o también conocido como muros transversales del módulo, los que se ven más solicitados para efectos de análisis, ya que poseen un corte unitario inducido mayor comparado con los muros largos, o longitudinales del módulo. En este sentido, se tienen los muros del Eje B y G como los críticos para el diseño. A Continuación, en la Tabla VII-16 y VII-17 se muestran los resultados de Corte y Corte Unitario para la Torre A en el Modelo 1.

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 1 TORRE A					
PISO	MURO L =	EJE B 2.4	MURO EJE G L = 2.0			
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)		
Piso 4	398.4	166.0	236.2	118.1		
Piso 3	891.0	371.2	535.2	267.6		
Piso 2	1,006.4	419.3	561.8	280.9		
Piso 1	1,073.7	447.4	600.5	300.2		

Tabla VII-16 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre A– Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-17 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 1 TORRE A					
PISO	MURO L =	EJE 13 7.07	MURO EJE 15 L = 4.1			
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)		
Piso 4	429.6	60.8	56.4	13.8		
Piso 3	858.5	121.4	195.6	47.7		
Piso 2	1,078.3	152.5	461.7	112.6		
Piso 1	1,246.0	176.2	538.7	131.4		

De las tablas anteriores, se puede observar que el Corte Unitario por Nivel es de hasta 3 veces más grande en los muros transversales, lo anterior queda evidenciado en el Piso 3 donde se tiene un corte unitario del Muro B igual a 371.2 kgf comparado con los 121.4 kgf del Muro 13. Para la Torre B en Modelo 1, la diferencia entre Cortes Unitario es de hasta 2.74 veces más grande en muros transversales del Eje B comparado con el Eje 16 del Piso 3, tal como se observa en las siguientes Tablas VII-18 y VII-19.

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 1 TORRE B				
PISO	MURO L =	EJE B 2.4	MURO EJE G L = 2.0		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	403.1	168.0	226.8	113.4	
Piso 3	867.8	361.6	512.6	256.3	
Piso 2	1,076.6	448.6	543.6	271.8	
Piso 1	1,073.8	447.4	652.2	326.1	

Tabla VII-18 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre B– Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-19 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia)

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 1 TORRE B				
PISO	MURO L =	EJE 16 7.07	MURO EJE 15 L = 4.1		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	432.6	61.2	62.6	15.3	
Piso 3	1,004.0	142.0	198.4	48.4	
Piso 2	1,289.9	182.4	437.5	106.7	
Piso 1	1,495.0	211.5	520.8	127.0	

Para el Modelo 4, el comportamiento no difiere de lo ocurrido en Modelo 1 revisado anteriormente; A continuación, se presentan los resultados de Corte y Corte Unitario para la Torre A del Modelo 4 en las siguientes Tablas VII-20 y VII-21.

Al igual que en Modelo 1, se tienen diferencias de corte unitario de hasta 2.9 veces como ocurre en el caso del Piso 3 entre el Muro B y Muro 13.

Tabla VII-20 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre A– Modelo 4 (Fuente: Propia)

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 4 TORRE A				
PISO	MURO L =	EJE B 2.4	MURO EJE G L = 2.0		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	471.0	196.3	203.0	101.5	
Piso 3	890.9	371.2	560.7	280.3	
Piso 2	980.8	408.7	577.2	288.6	
Piso 1	1,027.0	427.9	625.9	312.9	

Tabla VII-21 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 4 TORRE A				
PISO	MURO L =	EJE 13 7.07	MURO EJE 15 L = 4.1		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	504.0	71.3	143.7	35.1	
Piso 3	893.5	126.4	236.8	57.8	
Piso 2	1,019.6	144.2	439.1	107.1	
Piso 1	1,254.6	177.5	573.7	139.9	

Para la Torre B del Modelo 4 las diferencias podrían llegar a ser 2.5 veces mayor el Corte Unitario en muros transversales comparado a los muros longitudinales. A continuación, en las Tablas VII-22 y VII-23 se muestran los resultados de Corte y Corte Unitario para Torre B.

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 4 TORRE B				
PISO	MURO L =	EJE B 2.4	MURO EJE G L = 2.0		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	450.0	187.5	200.3	100.1	
Piso 3	868.2	361.7	513.7	256.8	
Piso 2	1,025.7	427.4	583.2	291.6	
Piso 1	992.0	413.3	660.6	330.3	

Tabla VII-22 : Solicitación de Corte en Muros Transversales – Torre B– Modelo 4 (Fuente: Propia)

Tabla VII-23 : Solicitación de Corte en Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	FUERZA DE CORTE MUROS – MODELO 4 TORRE B				
PISO	MURO L =	EJE 16 7.07	MURO EJE 15 L = 4.1		
	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	CORTE (kgf)	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
Piso 4	521.3	73.7	170.8	41.7	
Piso 3	1,044.9	147.8	249.0	60.7	
Piso 2	1,247.3	176.4	454.5	110.9	
Piso 1	1,492.2	211.1	584.0	142.4	

Realizando una comparación entre Modelo 1 y 4 para los distintos muros que componen la estructura modelada, se puede observar para el Muro B de la Torre A diferencias de hasta un 15% en los resultados de Corte Unitario, tal como se muestra en la Tabla VII-24; Para la misma Torre, en Muro G se tienen diferencias de hasta un 16% según Tabla VII-25.

	М	URO EJE B – TORRE	A
PISO	CORTE UNIT	ARIO (kgf/ml)	
	MODELO 1	MODELO 4	DIFEKENCIA %
Piso 4	166.0	196.3	15%
Piso 3	371.2	371.2	0%
Piso 2	419.3	408.7	3%
Piso 1	447.4	427.9	5%

Tabla VII-24 : Comparación Corte Unitario Muro B – Torre A(Fuente: Propia)

Tabla VII-25 : Comparación Corte Unitario Muro G – Torre A(Fuente: Propia)

	М	IURO EJE G – TORRE	2 A
PISO	CORTE UNIT	ARIO (kgf/ml)	
	MODELO 1	MODELO 4	DIFERENCIA %
Piso 4	118.1	101.5	16%
Piso 3	267.6	280.3	5%
Piso 2	280.9	288.6	3%
Piso 1	300.2	312.9	4%

En el caso de los muros longitudinales de la Torre A, se evidencia una diferencia de hasta 61% en Muro Eje 15 – Piso 4, tal como se expone en Tabla VII-27.

	М	URO EJE 13 – TORRE	2 A
PISO	CORTE UNIT	CORTE UNITARIO (kgf/ml)	
	MODELO 1	MODELO 4	DIFEKENCIA %
Piso 4	60.8	71.3	15%
Piso 3	121.4	126.4	4%
Piso 2	152.5	144.2	6%
Piso 1	176.2	177.5	1%

Tabla VII-26 : Comparación Corte Unitario Muro 13 – Torre A(Fuente: Propia)

Tabla VII-27	:	Comparación	Corte	Unitario	Muro	15 –	Torre .	A(Fuente:	Propia)
--------------	---	-------------	-------	----------	------	------	---------	-----------	---------

	М	MURO EJE 15 – TORRE A			
PISO	CORTE UNITARIO (kgf/ml)				
	MODELO 1	MODELO 4	DIFERENCIA %		
Piso 4	13.8	35.1	61%		
Piso 3	47.7	57.8	17%		
Piso 2	112.6	107.1	5%		
Piso 1	131.4	139.9	6%		

En el caso de la Torre B, las diferencias entre Modelo 1 y Modelo 4 no son muy distinta a lo revisado anteriormente, evidenciando diferencias de hasta un 13% en los Muros Transversales (Eje B y Eje G) y un 63% para los muros Longitudinales. Otros resultados pueden ser visualizados en Tabla VII-28, VII-29, VII-30 y VII-31.

	М	AURO EJE B – TORRE B			
PISO	CORTE UNITARIO (kgf/ml)		DIFEDENCIA 0/		
	MODELO 1	MODELO 4	DIFEKENCIA %		
Piso 4	168.0	187.5	10%		
Piso 3	361.6	361.7	0%		
Piso 2	448.6	427.4	5%		
Piso 1	447.4	413.3	8%		

Tabla VII-28 : Comparación Corte Unitario Muro B – Torre B(Fuente: Propia)

Tabla VII-29 : Comparación Corte Unitario Muro G – Torre B(Fuente: Propia)

	MURO EJE G – TORRE B			
PISO	CORTE UNITARIO (kgf/ml)			
	MODELO 1	MODELO 4	DIFERENCIA %	
Piso 4	113.4	100.1	13%	
Piso 3	256.3	256.8	0%	
Piso 2	271.8	291.6	7%	
Piso 1	326.1	330.3	1%	

	MURO EJE 16 – TORRE B			
PISO	CORTE UNITARIO (kgf/ml)		DIFEDENCIA 0/	
	MODELO 1	MODELO 4	DIFEKENCIA %	
Piso 4	61.2	73.7	17%	
Piso 3	142.0	147.8	4%	
Piso 2	182.4	176.4	3%	
Piso 1	211.5	211.1	0%	

Tabla VII-30 : Comparación Corte Unitario Muro 16 – Torre B(Fuente: Propia)

Tabla VII-31 : Comparación Corte Unitario Muro 15 – Torre B(Fuente: Propia)

	MURO EJE 15 – TORRE B			
PISO	CORTE UNITARIO (kgf/ml)		DIFEDENCIA 0/	
	MODELO 1	MODELO 4	DIFEKENCIA %	
Piso 4	15.3	41.7	63%	
Piso 3	48.4	60.7	20%	
Piso 2	106.7	110.9	4%	
Piso 1	127.0	142.4	11%	

VII.8 Conectores de Tracción - Holdown

El comportamiento de los Conectores de Tracción, o Holdown, está fuertemente relacionado con la esbeltez de los muros, lo que se traduce en que muros cortos poseen mayor probabilidad de activación comparado con muros largos para una misma altura de muro; esto se debe principalmente a la contribución de la carga gravitacional que son capaces de transmitir y contrarrestar el momento volcante producido por las fuerzas laterales. Por lo anterior, es que para este análisis se incorpora el Modelo 7, el que reduce la rigidez axial a compresión de los elementos Link, generando el efecto de reducir las cargas gravitacionales que son transmitidas por estos mismos.

En las siguientes Tabla VII-32 y VII-33 en que se exponen los valores máximos envolventes para cada conector en la historia en el tiempo de los muros Transversales (G y B) para la Torre A en los Modelos 1 y 4 respectivamente, estos valores pueden ocurrir en tiempos iguales o distintos del registro. En dichas tablas se puede evidenciar que existe tracción en los conectores que no tienen apoyo de un dispositivo; esto se debe principalmente por el efecto que genera el muro idealizado con diagonales capaz de transmitir compresión; Este efecto podrá ocurrir, en virtud de la rigidez del muro como un bloque que rota respecto a un punto que sí tiene apoyo, traccionando a los muros superiores.

Realizando una comparación entre modelos, se puede observar que existe un aumento en los valores obtenidos en el Modelo 4 respecto al Modelo 1 al no tener vinculación lateral entre Torres en todos los niveles y solo a nivel de techo; el aumento en las cargas de tracción es de hasta 1.36 veces como es el caso del Muro B Piso 4 y 1.23 veces en del Muro G Piso 2.
	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE A – MODELO 1			
PISO	MURO B		MU	RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	-28.8	38.7	20.2	0.5
Piso 3	-352.4	195.2	117.1	-25.0
Piso 2	-563.2	238.5	137.1	-150.5
Piso 1	-941.4	239.1	156.2	-545.1
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Tabla VII-32 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-33 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE A – MODELO 4			
PISO	MURO B		MU	RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	0.2	52.9	19.2	0.6
Piso 3	-264.4	214.6	136.7	-14.5
Piso 2	-500.8	261.0	169.1	-3.3
Piso 1	-911.5	249.1	170.9	-303.4
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Para entender los valores anteriormente descrito se debe visualizar el estado deformado en que se encuentra la estructura, en la siguiente Figura VII-14 se muestra la deformada del instante de tiempo 24,36 segundos, valor de tiempo cercano al cual los conectores de tracción del Muro Eje B se encuentran activos. En la Figura se podrá observar que la estructura se encuentra desplazada hacia la derecha generando rotaciones en los muros en sentido horario; En el caso de la Torre A se observa como la desungulación del muro de primer piso obliga a activar al conector de tracción del lado derecho, mientras que en Torre B, producto del volcamiento, se genera la activación del conector del lado izquierdo.



Figura VII-14 :Estado deformado Registro Tiempo Historia t=24.36 segundos (Fuente: Propia/SAP2000)

Caso contrario ocurre para los Muros Eje G, en que las máximas tracciones ocurren cuando la estructura se encuentra deformada hacia el lado izquierdo, generando activaciones en los conectores de tracción con la misma analogía explicada anteriormente. En la siguiente Figura VII-15, se expone la estructura deformada en el instante de tiempo 14,79 segundos.



Figura VII-15 :Estado deformado Registro Tiempo Historia t=14.79 segundos (Fuente: Propia/SAP2000)

En la Torre B, el comportamiento de los conectores de tracción es similar al ocurrido en Torre A, donde se producen aumento en las cargas de tracción de hasta 1.23 veces como ocurre en Muro G Piso 3. En las siguientes Tablas VII-34 y VII-35 se muestran los resultados máximos para Torre B Modelo 1 y Modelo 4 respectivamente.

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 1			
PISO	MURO B		MUF	RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	39.2	-36.5	0.4	14.7
Piso 3	162.1	-481.6	0.2	145.2
Piso 2	205.9	-771.1	-202.5	175.1
Piso 1	245.9	-1,333.8	-495.1	163.9
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Tabla VII-34 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-35 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 4			
PISO	MURO B		MUI	RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	54.4	0.0	0.8	15.9
Piso 3	182.4	-429.1	-6.9	178.7
Piso 2	227.2	-745.4	-99.5	213.8
Piso 1	248.5	-1,322.7	-222.7	185.6
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Respecto a los muros longitudinales (ejes numéricos), se puede observar que bajo ninguna condición existen conectores de tracción en estado activos, esto se puede deber a la relación de esbeltez que presentan los muros que los contienen y a la contribución de cargas gravitacionales. En las Siguientes Tablas VII-36 y VII-37 se muestran los resultados de Torre A y en Tablas VII-38 y VII-39 los resultados de Torre B. Se podrá observar que la reducción en los resultados del Modelo 4 comparado el Modelo 1 es mínima, en virtud que la conexión entre Torres no actúa en la dirección Longitudinal (Eje Y) a diferencia de la dirección Transversal (Eje X).

COMPORTAMIENTO CONECTOR DE **TRACCION – TORRE A – MODELO 1** PISO **MURO 13 MURO 15** HD-IZQ **HD-DER** HD-IZQ HD-DER (kgf) (kgf) (kgf) (kgf) Piso 4 -28.8 -414.1 -183.3 -576.1 -352.4 Piso 3 -1,417.0 -426.6 -1,923.6 Piso 2 -563.2 -2,356.0 -620.4 -3,160.1 Piso 1 -941.4 -3,251.0 -809.6 -4,290.3 Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.

Tabla VII-36 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-37 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre A – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE A – MODELO 4			
PISO	MUF	RO 16	MU	RO 15
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	0.2	-411.1	-121.4	-534.1
Piso 3	-264.4	-1,439.7	-381.8	-1,885.9
Piso 2	-500.8	-2,357.0	-363.2	-3,162.7
Piso 1	-911.5	-3,217.6	-320.2	-4,296.1
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 1			
PISO	MURO 13		MU	RO 15
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	-36.5	-407.9	-219.9	-572.6
Piso 3	-481.6	-1,446.3	-446.6	-1,920.3
Piso 2	-7,771.1	-2,490.4	-581.6	-3,140.9
Piso 1	-3,497.9	-1,333.8	-725.8	-4,263.3
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Tabla VII-38 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 1 (Fuente: Propia)

Tabla VII-39 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinales – Torre B – Modelo 4 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 4			
PISO	MUR	MURO 16		RO 15
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	0.0	-405.0	-195.8	-530.0
Piso 3	-429.1	-1,476.5	-381.6	-1,831.2
Piso 2	-745.4	-2,517.4	-269.0	-3,069.0
Piso 1	-3,498.7	-1,322.7	-147.8	-4,255.6
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Respecto a los resultados obtenido en Modelo 7, se puede observar que las envolventes difieren del comportamiento de los Modelos 1 y 4, esto se debe a que las máximas tracciones (o menor compresión) ocurren en instantes de tiempos distintos del registro analizado, por lo que no se evidencia una disminución de las tracciones en la altura.

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE A – MODELO 7			
PISO	MURO B		MU	RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	190.6	135.0	150.6	442.3
Piso 3	228.0	224.6	130.6	33.2
Piso 2	140.1	-5.5	189.5	-18.0
Piso 1	-701.3	203.8	305.6	-625.9
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Tabla VII-40 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre A – Modelo 7 (Fuente: Propia)

Tabla VII-41 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Transversales – Torre B – Modelo 7 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 7			
PISO	MUI	MURO B		RO G
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	143.0	113.7	391.1	158.1
Piso 3	242.4	-182.9	75.5	163.5
Piso 2	97.8	-280.7	74.5	109.9
Piso 1	227.8	-597.9	-594.2	250.0
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Respecto a los muros longitudinales, se observa un comportamiento consistente al evidenciar un decrecimiento de las fuerzas en la altura. Se observan cargas de tracción de hasta 268 kgf (Muro 15 Torre A). En las siguientes Tabla VII-42 y VII-43 se proporcionan los resultados para Torre A y Torre B.

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE A – MODELO 7			
PISO	MURO 13		MU	RO 15
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	190.6	-312.3	268.1	-251.1
Piso 3	228.0	-1,129.4	-830.4	-1,167.2
Piso 2	140.1	-1,939.0	-1,305.8	-1,948.9
Piso 1	-701.3	-2,633.4	-1,049.1	-3,129.2
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Tabla VII-42 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinal – Torre A – Modelo 7 (Fuente: Propia)

Tabla VII-43 : Comportamiento Conector de Tracción Muros Longitudinal – Torre B – Modelo 7 (Fuente: Propia)

	COMPORTAMIENTO CONECTOR DE TRACCION – TORRE B – MODELO 7			
PISO	MUR	MURO 16		RO 15
	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)	HD-IZQ (kgf)	HD-DER (kgf)
Piso 4	113.7	-315.6	205.7	-265.2
Piso 3	-182.9	-1,222.4	-837.7	-1,144.1
Piso 2	-280.7	-2,018.0	-1,242.8	-1,815.8
Piso 1	-2,767.4	-597.9	-1,098.5	-2,903.5
Valor positivo: Conector afecto a Tracción. Valor Negativo: Conector no se activa.				

Estos resultados manifiestan que existe una sensibilidad al variar la rigidez a compresión de los elementos Link de borde, provocando que se activen los conectores con valores de hasta 390 kgf. Sin embargo, se considera que son valores relativamente bajos y controlables con sistemas de conexiones simples.

VII.9 Análisis de Costos

En base a la propuesta de aislación se ha realizado una cotización con proveedor chileno de dispositivos de aislación, empresa Nüyün_tek ha cotizado el siguiente dispositivo.

- Dispositivo FPS R:310
 - Carga máxima 11 tonf
 - Desplazamiento +/- 250 mm
 - o Presión máxima en el material de roce: 60 MPa
 - Peso total dispositivo 35-40 kgf

Dicho dispositivo tiene un costo unitario de aproximadamente 19.44 UF (Unidades de Fomento) sin ensayo de carga; y 25.56 UF con ensayo certificado.

Considerando el proyecto original en construcción, una Torre de módulo tipo C (usado para modelar la Torre A y Torre B) considera las siguientes cantidades de conectores de tracción y corte entre pisos, según Tabla VII-44.

ITEM	MODELO CONECTOR	CANTIDAD
1	DTT2Z	24
2	HDQ8	28
3	HHDQ14	4
4	PLACA TERCIADO	18
5	TORNILLO VGZ9320	108

Tabla VII-44 : Cantidad de Conectores para Torre módulo tipo C (Fuente: Propia)

Considerando que 3 dispositivos de aislación cubren 2 mitades de torres de módulos, es que la evaluación comparativa se realizará para la cantidad total de conectores necesarios para una torre; Se despreciarán clavos, tornillos, tirafondos y otro elementos de menor dimensión. Por lo anterior, se tienen los siguientes costos de suministro de elementos principales en las Tablas VII-45 y VII-46.

Tabla VII-45 : Costos 3 dispositivos de Aislación (Fuente: Propia)

ITEM	MODELO CONECTOR	P. UNITARIO (UF)	CANTIDAD	SUB TOTAL (UF)
1	FPS-SIRVE SIN ENSAYO	19.44	3	58.3
2	FPS-SIRVE CON ENSAYO	25.56	3	76.7

Tabla VII-46 : Costos conectores Proyecto Original (1 Torre) (Fuente: Propia)

ITEM	MODELO CONECTOR	P. UNITARIO (UF)	CANTIDAD	SUB TOTAL (UF)
1	DTT2Z	0.25	24	6.0
2	HDQ8	1.23	28	34.5
3	HHDQ14	3.03	4	12.1
4	PL-TERCIADO	0.58	18	10.5
5	VGZ9320	0.15	108	16.4
		TOTAL		79.6

Se puede evidenciar que los costos de suministros de elementos estructurales resistente a fuerzas sísmicas son equivalentes, dejando en manifiesto que sistemas estructurales aislados podrían tener costos similares a estructuras tradicionales; sin embargo, se debe evaluar de manera profunda los costos asociados a procesos de instalación (mano de obra), facilidades constructivas, entre otros.

VIII CONCLUSIONES

Con el objetivo de promocionar y empujar el uso de la madera en la construcción en Chile; y usando las tecnologías constructivas de vanguardia como la construcción industrializada modular y sistemas de aislación basal, se realiza este proyecto de grado; el cual contiene las siguientes conclusiones.

La implementación del método MLF ha permitido simplificar los análisis computacionales realizados mediante software comercial SAP2000, logrando un modelo estructural de base fija y base aislada consistente con el Estado del Arte, en la cual se ha conseguido llevar a la estructura modular de madera de períodos fundamentales cercano a los 0.30 - 0.60 segundos; a períodos altos (cercano a los 3.0 segundos).

Se ha evidenciado que el comportamiento de los distintos dispositivos de aislación es estable y no se ve afectado a posibles levantamientos, ya que en todo el registro sísmico se encuentra alejado de valores probables de "Tracción", aun considerando que existen dispositivos que se encuentran en vértices/esquinas de torres modulares con baja carga gravitacional y conectado a conectores de tracción, los que podrían facilitar la incursión en levantamientos. Se reconoce que el análisis no ha considerado un registro sísmico vertical, sin embargo, los dispositivos poseen valores de compresión constantes en el tiempo en todas sus posiciones.

En virtud de las limitaciones de ancho máximo de transporte, es que las estructuras modulares poseen con ejes transversales cortos (torres esbeltas), sin embargo, la estructura de base aislada ha demostrado reducir el nivel de daño en los muros estructurales al poseer desplazamientos relativos menores a 0.37%, y obtener cortes

unitarios menores a 450 kgf/ml, correspondiente a valores de capacidad estructural de muros de madera para configuraciones simplificadas (tipo de tablero estructural y distanciamiento de clavos).

Desde el punto de vista de las conexiones, se ha conseguido obtener valores de tracción entre los 300 – 400 kgf (considerando el análisis de sensibilidad del Modelo 7), lo que resulta en sistemas simplificados de vinculación, evitando el uso de conectores Holdown de gran capacidad (HDQ8 – HHDQ14) planteados en el proyecto original. A su vez, la reducción significativa de los cortes entre niveles modulares podría delimitar o eliminar el uso de sistemas de fijación que dificultan el proceso de ensamblaje o montaje en sitio, en virtud que las fuerzas laterales podrían ser resistidas por Fuerzas de Roce dado que se tienen cuocientes Fuerza Lateral/Fuerza Axial menores a 0.35.-Desde un análisis simplificado de costos por suministros de elementos de fijación y dispositivos de aislación, se ha demostrado que la implementación de aisladores basales tipo FPS en sistemas constructivos modulares de madera podrían igualar en

costos a los sistemas modulares de edificación de base fija.

Finalmente, se puede afirmar que el uso de dispositivos tipo FPS son una alternativa viable técnica y económicamente a sistemas constructivos modulares de madera de hasta 4 pisos, sin embargo, los resultados obtenidos no son limitados a tal condición y podrán ser materia de estudio para mas niveles.

BIBLIOGRAFIA

AGUIAR, R., ALMAZA, J.L., DECHENT, P., SUAREZ, V., (2016) Aisladores de base elastomericos y FPS. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

AMERICAN WOOD COUNCIL. AWC (2015) Special Design Provisions for Wind & Seismic (ANSI/AWC SDPWS-2015).

BREYER, D.E., FRIDLEY, K.J., COBEEN, K.E., POLLOCK, D.G., (2007) Design of wood structures ASD/LRFD. Sixth Edition. New York, McGraw-Hill.

CANGO, A.D., (2018), *Diseño y análisis de edificios con aisladores de base tipo FPT*. Trabajo de titulación, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

CHEN. Z., CHUI. Y..H., DOUDAK. G., MOHAMMAD. M.,(2014) Simulation of the lateral drift of multi-storey light wood frame building based on a modified macroelement model. *WCTE World conference on timber engineering*, 10-14 Agosto 2014, Quebec.

DOERMANN, J., FINZEL, K., BARROT, J.(2020) *High-Rise Modular Construction* – *A review of the Regulatory Landscape and Considerations for Growth.* CSA Group.

DOVOLIS, D., (2023) The rise of modular construction in the U.S. Woodworks National online events, https://www.woodworks.org/wpcontent/uploads/presentation_slides_Dovolis_Rise_of_Modular_Construction_11.2023 .pdf

FENZ, D.M., CONSTANTINOU, M.C., (2008) *Mechanical behavior of multi-spherical siliding bearings*. (Technical Report MCEER-08-0007). MCEER – University of Buffalo. New York.

FIP INDUSTRIALE. Curved surface sliders. fipindustriale.it, Italia.

GUINDOS, P., (2019) Fundamentos del diseño y la construcción en madera. Ediciones UC, Santiago-Chile.

GUINDOS, P., (2019) Conceptos avanzados del diseño estructural con madera. Parte I. Ediciones UC, Santiago-Chile.

GUINDOS, P., (2019) Conceptos avanzados del diseño estructural con madera. Parte II. Ediciones UC, Santiago-Chile.

INSTITUTO FORESTAL, INFOR.,(2023) *Anuario Forestal* – Chilean statistical yearbook for forestry. Santiago – Chile.

INSTITUTO FORESTAL, INFOR., (2020) Estudio periódico de temáticas de madera n°4 – Productos de ingeniería en madera.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. INN (2009) Diseño sísmico de edificios (NCh433).

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. INN (2014) Madera – Construcciones en madera - Cálculo (NCh1198).

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. INN (2009) Diseño estructural – Cargas permanentes y carga de uso (NCh1537).

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. INN (2013) Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica (NCh2745).

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. INN (2017) Diseño estructural – Disposición generales y combinaciones de cargas (NCh3171).

LABRECQUE, N., MENARD, S., OUDJENE, M., BLANCHET, P., (2022) Finite element study of hyperstructure systems with modular light-frame construction in high-rise buildings. *Buildings*, https://doi.org/10.3390/buildings12030330

LOPEZ, N., BERWART, S., GUINDOS. P., (2023) Modelación de muros de madera en entramado ligero mediante elementos frame y link en software ETABS para edificios de mediana altura. *ACHISINA XIII Congreso chileno de sismología e ingeniería sísmica*, 2023, Valparaíso.

MODULAR BUILDING INSTITUTE'S. MBI. (2023) Permanent modular construction reports. *Annual report*. Virginia, Estados Unidos.

MOKHA, A., CONSTANTINOU, M.C., REINHORN, A.M., (1988) *Teflon bearings in aseismic base isolation: experimental studies and mathematical modeling*. (Technical Report NCEER-88-0038). State University of New York at Buffalo. New York.

MONTAÑO, J., BERWART, S., SANTA MARIA, H., (2021) Manual de diseño de estructuras en madera. Centro UC de innovación en madera. Santiago.

MORENO, D.M., YAMIN, L.E., REYES, J.C., *Estudio experimental de aisladores sísmicos tipo péndulo de fricción en modelos a escala reducida*. Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.

MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO. MINVU (2011) Decreto Supremo Aprueba reglamento que fija el diseño sisimico de edificios y deroga D.S. N°117, (V.Y U.), de 2010. (DS N° 61).

ORELLANA, P., SANTA MARIA, H., ALMAZAN, J.L., ESTRELLA, X, Cycle behavior of wood-frame shear walls with vertical load and bending moment for mid-rise timber buildings. 2021.

ROZO, A.F., (2019), *Aislamiento sísmico tipo péndulo de fricción en edificios*. Trabajo de grado para optar al título de Especialista en Estructuras, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.

SIRVE, Aislamiento sísmico – concepto y aplicación.

STRASSER, T., (2020) Wood-frame shear wall and diaphragm design. *Woodworks Texas wood design symposium*, 25 Febrero 2020, Houston. https://www.woodworks.org/wp-content/uploads/presentation_slides-STRASSER-Shearwalls-and-Diaphragms-WDS-200225.pdf

TOLOZA, H.A., (2019), *Estado del arte de los sistemas de aislamiento sísmico de base tipo péndulo de fricción*. Trabajo de grado para optar al título de Especialista en Estructuras, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.

XU, J., DOLAN, J.D., (2009) Development of a wood-frame shear wall model in ABAQUS. *Journal of structural engineering*. ASCE.

ANEXOS

ANEXO A : PROPIEDADES METODO MLF - ORIGINAL

EJE B – PISO 1

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.40	m	
	=	7.87	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.02	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HHDQ14-SDS2.5-	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	163.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.107	in	
	=	0.272	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	12,339.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	12,339.0	lb	
_	=	5,589.6	kgf	
Rigidez Axial Conector, K HD	=	115,317.8	lb/in	
		20,566.5	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.98	m	
	=	6.50	ft	
<u>Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP</u>	WS)	- Muro Segment	ado_	
Ángulo diagonal (link) a	_	0.79	rad	
	=	45 47	grad	
$\cos\left(\alpha\right)$	=	0.701	5100	
		0.701		
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.89	rad	
	=	50.94	grad	
cos (α')	=	0.630	-	
Longitud Diagonal (L')	=	3.14	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	2.08.E-06	in/lb
	=	1.17.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.18.E-05	in/lb
	=	1.78.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.09.E-05	in/lb
	=	6.09176E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	22,364.5	lb/in
	=	3,992.3	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	29,540.3	lb/in
	=	5,275.2	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	74,400.9	lb/in
	=	13,286.2	kgf/cm





Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.40	m	
	=	7.87	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.02	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HDQ8-SDS3-PR	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	10,629.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	10,629.0	lb	
· _	=	4,814.9	kgf	
Rigidez Axial Conector, K HD	=	111,884.2	lb/in	
J · _		19,954.2	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.98	m	
	=	6.50	ft	
<u>Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP</u>	WS)	- Muro Segment	ado_	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.79	rad	
	=	45.47	grad	
cos (α)	=	0.701	-	
Ángula diagonal (link) g'	_	0.00	ا- مە	
Angulo ulagoliai (IIIK) a	=	0.89	rad	
	-	50.94	Bran	
$\cos(\alpha)$	=	0.630	-	
Longitud Diagonal (L')	=	3.14	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	2.08.E-06	in/lb
	=	1.17.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.18.E-05	in/lb
	=	1.78.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.12.E-05	in/lb
	=	6.2787E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	22,199.0	lb/in
	=	3,962.7	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	29,540.3	lb/in
	=	5,275.2	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	= =	74,400.9 13,286.2 7	lb/in kgf/cm





Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.40	m	
	=	7.87	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.02	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	3	in	
Rigidez al Corte anarente, Ga	=	20.0	kins/in	1000*lb/in
higher a conce aparente, da	=	3 571 6	kgf/cm	1000 10/11
	_	3,371.0	Kgi/ cili	
Conector de Tracción	=	HDQ8-SDS3-PR	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	10,629.0	lb	
Capacidad Instalada. T max	=	10.629.0	lb	
. , _	=	4.814.9	kgf	
Rigidez Axial Conector, K HD	=	111.884.2	lb/in	
		19.954.2	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, l'	=	1.98		
	=	6 50	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP	w/s)	- Muro Segment	ohe	
	VV 57	- Maro Segment	<u>uuo</u>	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.79	rad	
	=	45.47	grad	
cos (α)	=	0.701	-	
Angulo diagonal (link) α'	=	0.89	rad	
	=	50.94	grad	
cos (α')	=	0.630	-	
Longitud Diagonal (L')	=	3.14	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	2.08.E-06	in/lb
	=	1.17.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	5.08.E-05	in/lb
	=	2.85.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.12.E-05	in/lb
	=	6.2787E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	15,598.3	lb/in
	=	2,784.7	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	18,898.4	lb/in
	=	3,374.8	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	47,597.9	lb/in
	=	8,499.9	kgf/cm





Propiedades del Muro de Corte

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.40	m	
	=	7.87	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.02	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	4	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	15.0	kips/in	1000*lb/in
	=	2,678.7	kgf/cm	
			0.	
Conector de Tracción	=	DTT2Z-SDS2.5	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	67.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.128	in	
	=	0.325	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	2,105.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	2,105.0	lb	
	=	953.6	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	16,445.3	lb/in	
		2,933.0	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.98	m	
	=	6.50	ft	

Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDPWS) - Muro Segmentado

Ángulo diagonal (link) α	=	0.79	rad
	=	45.47	grad
cos (α)	=	0.701	-
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.89	rad
	=	50.94	grad
cos (α')	=	0.630	-
Longitud Diagonal (L')	=	3.14	m

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

Primer Término (Flexión)	=	2.08.E-06	in/lb
	=	1.17.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	6.78.E-05	in/lb
	=	3.80.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	7.62.E-05	in/lb
	=	0.000427166	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	6,848.2	lb/in
	=	1,222.0	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	14,314.6	lb/in
	=	2,556.3	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	36,052.9	lb/in
	=	6,438.2	kgf/cm
		7	





Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.00	m	
	=	6.56	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.22	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76.314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
			·	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HHDQ14-SDS2.5	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	163.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.107	in	
	=	0.272	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	12,339.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	12,339.0	lb	
	=	5,589.6	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	115,317.8	lb/in	
		20,566.5	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.58	m	
	=	5.18	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP)	WS)	- Muro Segment	ado_	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.88	rad	
	=	50.66	grad	
cos (α)	=	0.634	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	1 00	rad	
	-	57 08	grad	
$\cos(\alpha')$	_	0 5//	Bidu	
cos (u)	-	0.544	-	
Longitud Diagonal (L')	=	2.91	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	3.00.E-06	in/lb
	=	1.68.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.81.E-05	in/lb
	=	2.13.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.63.E-05	in/lb
	=	9.16077E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	17,404.7	lb/in
	=	3,106.7	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	24,317.9	lb/in
	=	4,342.6	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	82,313.2	lb/in
	=	14,699.1	kgf/cm





Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.00	m	
	=	6.56	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.22	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	- 3/8	in	
	_	5,0 6d		
Espaciamiento entre Clavos	_	2	in	
Rigidez al Corte anarente, Ga	_	32.0	kins/in	1000*lb/in
	_	5 71/ 5	kaf/cm	1000 10/11
	-	5,714.5	Kgi/ cili	
Conector de Tracción	=	HDO8-SDS3	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	7.020.0	lb	
Canacidad Instalada. T. max	=	7,020.0	≂ Ib	
	=	3,180,1	≂ køf	
Rigidez Axial Conector K HD	=	73 894 7	lh/in	
higher / kind concetor, k_hb		13 178 9	køf/cm	
Distancia entre Conectores 1'	=	1 58	m m	
	=	5.18	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDD)	ws)	- Muro Segment	ohe	
	ws,	- Maro Segment	<u>uuo</u>	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.88	rad	
	=	50.66	grad	
$\cos(\alpha)$	=	0.634	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	1.00	rad	
	=	57.08	grad	
cos (α')	=	0.544	-	
· ·				

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	3.00.E-06	in/lb
	=	1.68.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.81.E-05	in/lb
	=	2.13.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	2.55.E-05	in/lb
	=	0.00014296	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	15,012.4	lb/in
	=	2,679.3	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	24,317.9	lb/in
	=	4,342.6	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	82,313.2	lb/in
	=	14,699.1	kgf/cm





Longitud del Muro de Corte (bs)	-	2 00	m	
	_	6.56	f+	
Altura dal Mura da Carta (b)	-	0.30		
Altura del Mulo de Colte (II)	-	2.44	111 f+	
Poloción do Acnosto (h/hs)	_	8.00 1.22	11	
Relación de Aspecto (n/bs)	=	1.22	-	
Dia Darasha da Parda	_	2×4		
Contided Die Dereche de Derde	-	2X4	-	
	=	5	un 	
Area Pie Derecho de Borde	=	189.00	CITZ	
M(d) is Flooring day Dropping in the Device (Fidia)		29.30	INZ	
Modulo Elasticidad Ple Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	Kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
The de Disference				
Nata de Diafragma	=	Bioqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	3	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	20.0	kips/in	1000*lb/in
	=	3,571.6	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HDQ8-SDS3	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	7,020.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	7,020.0	lb	
	=	3,180.1	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	73,894.7	lb/in	
		13,178.9	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.58	m	
	=	5.18	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP	WS)	- Muro Segmenta	ado	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.88	rad	
	=	50.66	grad	
cos (α)	=	0.634	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	1.00	rad	
	=	57.08	grad	
cos (α')	=	0.544	-	
• •				
Longitud Diagonal (L')	=	2.91	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	3.00.E-06	in/lb
	=	1.68.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	6.10.E-05	in/lb
	=	3.42.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	2.55.E-05	in/lb
	=	0.00014296	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	11,174.8	lb/in
	=	1,994.7	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	15,625.8	lb/in
	=	2,790.4	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	52,891.2	lb/in
	=	9,445.1	kgf/cm





Longitud del Muro de Corte (bs)	=	2.00	m	
	=	6.56	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	1.22	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76.314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	DTT2Z-SDS2.5	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	67.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.128	in	
	=	0.325	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	2,105.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	2,105.0	lb	
	=	953.6	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	16,445.3	lb/in	
		2,933.0	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	1.58	m	
	=	5.18	ft	
<u>Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP</u>	WS)	- Muro Segment	ado_	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.88	rad	
	=	50.66	grad	
cos (α)	=	0.634	-	
Íngula diagonal (link) a'		4.00		
Angulo diagonal (IInk) α	=	1.00	rad	
(1)	=	57.08	grad	
cos (a')	=	0.544	-	
Longitud Diagonal (L')	=	2.91	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	3.00.E-06	in/lb
	=	1.68.E-05	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.81.E-05	in/lb
	=	2.13.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.15.E-04	in/lb
	=	0.000642371	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	6,424.4	lb/in
	=	1,145.9	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	24,317.9	lb/in
	=	4,342.6	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	82,313.2	lb/in
	=	14,699.1	kgf/cm





EJE 15 – PISO 1 y PISO 2

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	4.10	m	
	=	13.45	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	0.60	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HDQ8-SDS3-PR	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	10,629.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	10,629.0	lb	
	=	4,814.9	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	111,884.2	lb/in	
		19,954.2	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	3.68	m	
	=	12.07	ft	
<u>Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SD</u>	PWS)	- Muro Segmenta	<u>ido</u>	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.54	rad	
	=	30.76	grad	
cos (α)	=	0.859	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.59	rad	
	=	33.55	grad	
cos (α')	=	0.833	-	
Longitud Diagonal (L')	=	4.42	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	7.13.E-07	in/lb
	=	3.99.E-06	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	1.86.E-05	in/lb
	=	1.04.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	3.53.E-06	in/lb
	=	1.97749E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	43,789.4	lb/in
	=	7,817.9	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	51,784.8	lb/in
	=	9,247.6	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	74,550.8	lb/in
	=	13,313.1	kgf/cm





EJE 15 – PISO 3 y PISO 4

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	4.10	m	
	=	13.45	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	0.60	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Area Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
The de Disference				
Noto viel	=	Bioqueado	-	
	=	USB	-	
	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8 Cd	In	
	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	4	in Line (in	1000*11. /: .
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	15.0	KIPS/IN	1000*ib/in
	=	2,678.7	kgr/cm	
Conector de Tracción	_	DTT27-SDS2 5	_	
Cantidad de Conector	_	1 0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	67.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0,128	in	
	=	0.120	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	2 105 0	lh	
Canacidad Instalada T max	=	2,105.0	lb.	
capaciada instalada) i <u>-</u> inax	=	953.6	køf	
Rigidez Axial Conector K HD	=	16 445 3	lh/in	
		2 933 0	køf/cm	
Distancia entre Conectores, l'	=	3.68	m	
	=	12.07	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDF	ws)	- Muro Segment:	ohe	
	,		<u></u>	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.54	rad	
	=	30.76	grad	
$\cos(\alpha)$	=	0.859	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.59	rad	
	=	33.55	grad	
cos (α')	=	0.833	-	
· ·		-		
Longitud Diagonal (L')	=	4.42	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	7.13.E-07	in/lb
	=	3.99.E-06	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	3.97.E-05	in/lb
	=	2.22.E-04	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	2.40.E-05	in/lb
	=	0.000134537	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	15,533.8	lb/in
	=	2,772.4	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	24,759.9	lb/in
	=	4,421.6	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	35,645.0	lb/in
	=	6,365.4	kgf/cm



-300,000 Deformación (cm)
EJE 13 y EJE 16 – PISO 1 y PISO 2

Propiedades del Muro de Corte

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	7.07	m	
	=	23.19	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	0.35	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	HDQ8-SDS3-PR	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	101.6	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.095	in	
	=	0.241	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	10,629.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	10,629.0	lb	
	=	4,814.9	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	111,884.2	lb/in	
		19,954.2	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	6.65	m	
	=	21.82	ft	
Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SDP)	WS)	 Muro Segment 	<u>ado</u>	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.33	rad	
	=	19.04	grad	
cos (α)	=	0.945	-	
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.35	rad	
	=	20.15	grad	
cos (α')	=	0.939	-	
Longitud Diagonal (L')	=	7.08	m	

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	2.40.E-07	in/lb
	=	1.34.E-06	cm/kgf
Segundo Término (Corte)	=	1.08.E-05	in/lb
	=	6.04.E-05	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	1.13.E-06	in/lb
	=	6.34608E-06	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	82,261.6	lb/in
	=	14,688.0	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	90,704.3	lb/in
	=	16,197.8	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	102,915.7	lb/in
	=	18,378.5	kgf/cm





EJE 13 y EJE 16 – PISO 3 y PISO 4

Propiedades del Muro de Corte

Longitud del Muro de Corte (bs)	=	7.07	m	
	=	23.19	ft	
Altura del Muro de Corte (h)	=	2.44	m	
		8.00	ft	
Relación de Aspecto (h/bs)	=	0.35	-	
Pie Derecho de Borde	=	2x4	-	
Cantidad Pie Derecho de Borde	=	5	un	
Área Pie Derecho de Borde	=	189.00	cm2	
		29.30	in2	
Módulo Elasticidad Pie Derecho de Borde (Edis)	=	76,314	kg/cm2	
	=	1,085,442	lb/in2	
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-	
Material	=	OSB	-	
N° de Capas	=	1	un	
Espesor Tablero	=	3/8	in	
Clavo	=	6d	-	
Espaciamiento entre Clavos	=	2	in	
Rigidez al Corte aparente, Ga	=	32.0	kips/in	1000*lb/in
	=	5,714.5	kgf/cm	
Conector de Tracción	=	DTT2Z-SDS2.5	-	
Cantidad de Conector	=	1.0	un	
Área de Pie Derecho Necesaria	=	67.7	cm2	
Deflexión de carga (Catalogo proveedor)	=	0.128	in	
	=	0.325	cm	
Carga de deflexión (Catalogo Proveedor)	=	2,105.0	lb	
Capacidad Instalada, T_max	=	2,105.0	lb	
	=	953.6	kgf	
Rigidez Axial Conector, K_HD	=	16,445.3	lb/in	
		2,933.0	kgf/cm	
Distancia entre Conectores, L'	=	6.65	m	
	=	21.82	ft	
<u>Calculo de Rigidez del Muro de Corte (SD</u>	PWS)	- Muro Segmenta	ado	
Ángulo diagonal (link) α	=	0.33	rad	
	=	19.04	grad	
cos (α)	=	0.945	-	
• •				
Ángulo diagonal (link) α'	=	0.35	rad	
	=	20.15	grad	
cos (α')	=	0 930	-	
		0.555		
Longitud Diagonal (L')	_	7 02	m	
	-	7.00		

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n*1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'}\right)^{-1}$$

<u>Primer Término (Flexión)</u>	=	2.40.E-07	in/lb
	=	1.34.E-06	cm/kgf
<u>Segundo Término (Corte)</u>	=	1.08.E-05	in/lb
	=	6.04.E-05	cm/kgf
<u>Tercer Término (Conector)</u>	=	7.70.E-06	in/lb
	=	4.3175E-05	cm/kgf
Rigidez Equivalente Total, K_eq	=	53,410.4	lb/in
	=	9,531.8	kgf/cm
Rigidez Horizontal (Flexión + Corte), K_h	=	90,704.3	lb/in
	=	16,197.8	kgf/cm
Rigidez Link Diagonal, K_sw	=	102,915.7	lb/in
	=	18,378.5	kgf/cm





VERIFICACION DE DIAFRAGMA

Propiedades del Diafragma de Piso/Techo

Longitud del Diafragma (L)	=	7.07	m			
	=	23.19	ft			
Ancho del Diafragma (W)	=	3.40	m			
		11.15	ft			
Relación de Aspecto (L/W)	=	2.08	-			
Solera/Cuerda del diafragma	=	2x6	-			
Cantidad Soleras/Cuerda	=	1	un			
Área Solera/Cuerda	=	58.80	cm2			
		9.11	in2			
Modulo Elasticidad Solera (Edis)	=	85,227	kg/cm2			
	=	1,212,210	PSI			
Tipo de Diafragma	=	Bloqueado	-			
Máxima relación de Aspecto	=	3.00	-			
Caso de Panel/Fuerza	=	2	-			
Material	=	OSB	-			
N° de Capas	=	2	un			
Espesor Tablero	=	15/32	in			
Clavo	=	8d	-			
Espaciamiento entre Clavos	=	4	in			
Ga	=	12.0	kips/in			
Cargas y Solicitaciones						
		1 005 0				
Cargas de Sismo	=	1,925.8	кдт			
	=	4,245.7	di v v			
Cizalle unitario inducido al diafragma, v	=	272.4	kgf/m			
	=	190.4	lb/ft			
Fuerza axial en la cuerda (T=C)	=	500.6	kgf			
Verificación capacidad al Corte						
Conserved Newsingled Costs		1 600 0	11- 15-			
Capacidad Nominal al Corte	=	1,600.0	JT/QI			
	=	2,381.1	kgt/m			
Método de Diseño	=	ASD				
Factor de Reducción/Ampliación	=	2.0				

Capacidad unitaria al corte	=	800.0	lb/ft
	=	1,190.5	kgf/m
Factor de Seguridad FU Diafragma	=	22.9	%
Calculo de Deformación del Diafragma	(SDPW:	<u>S)</u>	
$\delta_{dia} = \frac{5\nu L^3}{8EAW} + \frac{0.25\nu L}{1000G_a} + \frac{\sum x\Delta_c}{2W}$			
Primer Término	=	0.0120	in
		0.306	mm
Segundo Término	=	0.0920	in
		2.336	mm
Cálculo de Tercer Término			
$\Lambda_c = 1/32$ in asymido según bibliografías	=	0.031	in
Sumatoria de Separación entre unión de Solera	=	14.4	m
	=	47.23	ft
ΣΔς Χ	=	2.952	in*ft
Tercer Término	_	0 1324	in
	-	3.362	mm
Deformación Total δdía	=	0.2364	in
		6.00	mm
Deformación Contro do Maca (NCH422)	_	ΕQ	m m
Aprovimación Centro de Masa (NCA455)	-	5.8 11 <i>C</i>	11111 mm
Aproximation 2 veces asw	=	11.0	111(1)

ANEXO B : MODELO DE AISLADORES FPS

FPS CENTRAL

DISEÑO AISLADOR FRICCIONAL - NCH2745

PARAMETROS SISMICOS				
Zona Sísmica	=	3	-	
Tipo de Suelo	=	C	-	
DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)				
Periodo Objetivo, TD	=	3.00	seg	
Amortiguamiento, β	=	0.15	-	
Radio Curvatura Aislador, R	=	310.00	cm	
Modelo Aislador	=	CENTRAL		
Capacidad axial	=	27.53	tonf	
Coeficiente de Fricción Aislador, μ	=	0.020	-	
PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO				
Desplazamiento de Diseño				
Factor de Zona, Z	=	1 1/4	-	T.5
Factor CD	=	41.25	cm	
Factor Bo	=	0.598	-	C.19
Coeficiente α	=	98	-	TC.1
Factor de modificación BD	=	1.672	-	C.18
Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD	=	24.676	cm	7.3.1
Desplazamiento de Diseño, según modelo	=	17.00	cm	
CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)				
Carga axial (peso sísmico modelo)	=	11.30	tonf	
Masa sísmica	=	0.01152	tonf*s2/cm	
Fuerza de Fluencia, Fo	=	0.226	tonf	
Fuerza Lateral Aislador, Fmax	=	0.846	tonf	
Desplazamiento de Fluencia	=	0.050	cm	

Carga axial (peso sísmico modelo)	=	11.30	tonf	
Masa sísmica	=	0.01152	tonf*s2/cm	
Fuerza de Fluencia, Fo	=	0.226	tonf	
Fuerza Lateral Aislador, Fmax	=	0.846	tonf	
Desplazamiento de Fluencia	=	0.050	cm	
Rigidez Inicial, Ki	=	4.520	tonf/cm	
Rigidez efectiva, Keff	=	0.050	tonf/cm	
Rigidez Aislador, Kfps	=	0.036	tonf/cm	
Amortiguamiento efectivo, β eff	=	0.170	-	
Periodo estructura aislada, Desplazamiento Diseño, TD	=	3.023	seg	7.3.2



FPS VERTICE

DISEÑO AISLADOR FRICCIONAL - NCH2745

PARAMETROS SISMICOS				
Zona Sísmica	=	3	-	
Tipo de Suelo	=	С	-	
DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)				
Periodo Objetivo, TD	=	3.00	seg	
Amortiguamiento, β	=	0.15	-	
Radio Curvatura Aislador, R	=	310.00	cm	
Modelo Aislador	=	VERTICE		
Capacidad axial	=	27.53	tonf	
Coeficiente de Fricción Aislador, µ	=	0.020	-	
REACEDINATENTO DE ANALIGIE ESTATICO				

PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO

Desplazamiento de Diseño				
Factor de Zona, Z	=	1 1/4	-	T.5
Factor CD	=	41.25	cm	
Factor Bo	=	0.598	-	C.19
Coeficiente α	=	98	-	TC.1
Factor de modificación BD	=	1.672	-	C.18
Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD	=	24.676	cm	7.3.1
Desplazamiento de Diseño, según modelo	=	17.00	cm	

CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)

Carga axial (peso sísmico modelo) =	:	6.90	tonf	
Masa sísmica =	0.	00703	tonf*s2/cm	
Fuerza de Fluencia, Fo =	:	0.138	tonf	
Fuerza Lateral Aislador, Fmax =	:	0.516	tonf	
Desplazamiento de Fluencia =	:	0.050	cm	
Rigidez Inicial, Ki =	:	2.760	tonf/cm	
Rigidez efectiva, Keff =	:	0.030	tonf/cm	
Rigidez Aislador, Kfps =	:	0.022	tonf/cm	
Amortiguamiento efectivo, β eff =	:	0.170	-	
Periodo estructura aislada, Desplazamiento Diseño, TD =	:	3.023	seg	7.3.2



FPS BORDE

DISEÑO AISLADOR FRICCIONAL - NCH2745

Analysis=3-Tipo de Suelo=C-DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)Periodo Objetivo, TD=3.00Amortiguamiento, β=0.15-Radio Curvatura Aislador, R=310.00cmModelo Aislador=BORDE-Capacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ=0.020-PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z=11/4-Factor Bo=0.598-Coficiente α=98-TC.1Factor Bo=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmCarga axial (peso sismico modelo)=3.00tonfConstitutiva Aistador (DISEÑO)	PARAMETROS SISMICOS				
Lonsonna Tipo de Suelo=CTipo de Suelo=C-DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)=3.00segPeriodo Objetivo, TD=3.00segAmortiguamiento, β=0.15-Radio Curvatura Aislador, R=310.00cmModelo Aislador=BORDECapacidad axialCoeficiente de Fricción Aislador, μ=0.020-PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z=11/4-Factor Do=0.598-Coeficiente α=98-TC.1Factor Bo=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmCmCarga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=Carga axial (peso sísmico modelo)=0.00306tonf10.0030610.00306Masa sísmica=0.00306tonf10.0030610.0030610.0030610.00306	Zona Sísmica	=	3	-	
hypote statio=3.00segDATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)Periodo Objetivo, TD= 3.00 segAmortiguamiento, β = 0.15 -Radio Curvatura Aislador, R= 310.00 cmModelo Aislador=BORDECapacidad axial=Capacidad axial= 27.53 tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ= 0.020 -PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ -Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 TC.1Factor Bo= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo= 17.00 cmCarga axial (peso sísmico modelo)= 3.00 tonfMasa sísmica= 0.00306 tonf*s2/cm	Tino de Suelo	-	c C	_	
DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)Periodo Objetivo, TD= 3.00 segAmortiguamiento, β= 0.15 -Radio Curvatura Aislador, R= 310.00 cmModelo Aislador= $BORDE$ -Capacidad axial= 27.53 tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ= 0.020 -PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 C.19Coeficiente α = 98 TC.1Factor de Zona, Z= 1.672 C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cmConstitutiva Aislador (DISEÑO)= 17.00 cmCarga axial (peso sísmico modelo)= 3.00 tonfMasa sísmica= 0.00306 tonf*s2/cm		_	C		
Periodo Objetivo, TD=3.00segAmortiguamiento, β=0.15-Radio Curvatura Aislador, R=310.00cmModelo Aislador=BORDECapacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ=0.020-PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z=11/4-Factor CD=41.25cmFactor Bo=0.598-C.19Coeficiente α=98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmConstritutiva AISLADOR (DISEÑO)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	DATOS AISLADOR FRICCIONAL (FPS)				
Amortiguamiento, β =0.15-Radio Curvatura Aislador, R=310.00cmModelo Aislador=BORDECapacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ =0.020- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICOPROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICOPROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICOPROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICOPROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICOStator de Diseño Factor de Zona, Z=11/4-Factor D=41.25cmFactor Bo=0.598-C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmCarga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf1.52/cm	Periodo Objetivo, TD	=	3.00	seg	
Radio Curvatura Aislador, R=310.00cmModelo Aislador=BORDECapacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ =0.020- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de Diseño Factor de Zona, Z=11/4-Factor CD=41.25cmFactor Bo=0.598-C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmConstitutiva Aislador (DISEÑO)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	Amortiguamiento, β	=	0.15	-	
Modelo Aislador=BORDECapacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ =0.020- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de Diseño =11/4-Factor de Zona, Z=11/4-T.5Factor DD=41.25cmFactor DD=0.598-C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmCarga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	Radio Curvatura Aislador, R	=	310.00	cm	
Capacidad axial=27.53tonfCoeficiente de Fricción Aislador, μ =0.020-PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z=11/4-Factor CD=41.25cmFactor Bo=0.598-Coeficiente α =98-Factor de modificación BD=1.672-Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cmDesplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)=3.00tonfCarga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	Modelo Aislador	=	BORDE		
Coeficiente de Fricción Aislador, μ =0.020-PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z=11/4-T.5Factor CD=41.25cm-Factor Bo=0.598-C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo=17.00cmCarga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	Capacidad axial	=	27.53	tonf	
PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ -T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 -TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo= 17.00 cmCarga axial (peso sísmico modelo)= 3.00 tonfMasa sísmica= 0.00306 tonf*s2/cm	Coeficiente de Fricción Aislador. μ	=	0.020	-	
PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICODesplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ -T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 -TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonfCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica= 3.00 tonf	, F				
Desplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ -T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 -TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo= 17.00 cmCarga axial (peso sísmico modelo)= 3.00 tonfMasa sísmica= 0.00306 tonf*s2/cm	PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO				
Desplazamiento de DiseñoFactor de Zona, Z= $11/4$ -T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 -TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)= 3.00 tonfCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica= 3.00 tonf					
Factor de Zona, Z= $11/4$ -T.5Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α = 98 -TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonfCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica= 3.00 tonf	Desplazamiento de Diseño				
Factor CD= 41.25 cmFactor Bo= 0.598 -C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD= 1.672 -C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD= 24.676 cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 17.00 cmCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica= 3.00 tonf	Factor de Zona, Z	=	1 1/4	-	T.5
Factor Bo=0.598-C.19Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) =17.00cmCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica=3.00tonf	Factor CD	=	41.25	cm	
Coeficiente α =98-TC.1Factor de modificación BD=1.672-C.18Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD=24.676cm7.3.1Desplazamiento de Diseño, según modelo CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)=17.00cmCarga axial (peso sísmico modelo) Masa sísmica=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	Factor Bo	=	0.598	-	C.19
Factor de modificación BD = 1.672 - C.18 Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD = 24.676 cm 7.3.1 Desplazamiento de Diseño, según modelo = 17.00 cm CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonf Carga axial (peso sísmico modelo) = 3.00 tonf Masa sísmica = 0.00306 tonf*s2/cm	Coeficiente α	=	98	-	TC.1
Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD = 24.676 cm 7.3.1 Desplazamiento de Diseño, según modelo = 17.00 cm CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonf Carga axial (peso sísmico modelo) = 0.00306 tonf*s2/cm	Factor de modificación BD	=	1.672	-	C.18
Desplazamiento de Diseño, según modelo = 17.00 cm CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonf Carga axial (peso sísmico modelo) = 0.00306 tonf*s2/cm	Desplazamiento de Diseño, DD = CD/BD	=	24.676	cm	7.3.1
Desplazamiento de Diseño, según modelo = 17.00 cm CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) = 3.00 tonf Carga axial (peso sísmico modelo) = 0.00306 tonf*s2/cm					
CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO) Carga axial (peso sísmico modelo) = 3.00 tonf Masa sísmica = 0.00306 tonf*s2/cm	Desplazamiento de Diseño, según modelo	=	17.00	cm	
Carga axial (peso sísmico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm	CONSTITUTIVA AISLADOR (DISEÑO)				
Carga axial (peso sismico modelo)=3.00tonfMasa sísmica=0.00306tonf*s2/cm					
Masa sismica = 0.00306 tont*s2/cm	Carga axial (peso sismico modelo) =	3	3.00 tonf		
	Masa sismica =	0.00	306 tonf*s2/cm		
Fuerza de Fluencia, FO = 0.060 tont	ruerza de Fluencia, Fo =	0.0	060 tonf		
Puerza Lateral Alsiador, Filiax = 0.225 torii	Puerza Lateral Alsiador, Finax =	0			
Despidzamiento de Fidencia = 0.050 cm	Jespidzamienio de Fluencia =	0.0	200 tonf/cm		
Rigidez efective Keff = 0.013 tonf/cm	Rigidez efectiva Keff -	1	013 tonf/cm		
= 0.013 com/cm	Rigidez Aislador Kfos –	0.0	010 tonf/cm		
Amortiguamiento efectivo. B eff = 0.170 -	Amortiguamiento efectivo. ß eff =	0.0	170 -		
Periodo estructura aislada, Desplazamiento Diseño, TD = 3.023 seg 7.3.2	Periodo estructura aislada, Desplazamiento Diseño, TD =	3.0	023 seg	7.3.2	



ANEXO C: RESULTADOS MODELO 1













































































ANEXO D: RESULTADOS MODELO 4











































































