



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

**“ESTUDIO COMPARATIVO
PARA EDIFICACIÓN DE 5
PLANTAS EMPLEANDO
SOLUCIÓN
PREFABRICADA Y
DISIPADORES SLB Y
SOLUCIÓN
CONVENCIONAL EN ZONA
DE SISMICIDAD ALTA
DE PERÚ”**

Trabajo realizado por:

Brain Junior Ramírez Machado

Dirigido por:

Jesús M. Bairán García

Luis M. Bozzo Rotondo

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, octubre de 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

AGRADECIMIENTOS

Primero quiero agradecer a Dios porque todo se lo debo a ÉL, por lo que me ha dado y por las bendiciones que vendrán a futuro. Por ser la fortaleza y sosiego en los momentos de prueba. Por permitirme vivir la experiencia de realizar un máster fuera de mi país y mantenerme con buena salud para poder desarrollarlo de manera satisfactoria.

A mi familia, por ser el motivo de la mejora continua hasta alcanzar mi mejor versión cada día sin rendirme hasta alcanzar lo que me proponga. A Juvencio y Loly, mis padres; por su esfuerzo, su apoyo, por ser mis cómplices y amarme incondicionalmente. A Ingrid, Sarita y Zakya, mis hermanas; por sus animos, compañía y alegría para seguir luchando por mis objetivos.

A la familia en Pineda de Mar, Viladecans y Barcelona. A Marina por buscarme y ser como mi madre. A Lizzie, Lua, Karlyne, Gabriel y Francisca por su amor fraternal. A Úrsula y Fernando por los consejos y cariño. A Rosalía por su complicidad. A todos vosotros por su compañía en todo este tiempo de estudio, investigación e incluso cuarentena. Gracias por convertirse en la excusa para volver a Europa.

Un agradecimiento muy especial para Luis M. Bozzo Rotondo, por abrirme las puertas a esta única experiencia de formación y crecimiento. Por involucrarme en este tema de investigación convirtiéndose en mi mentor, mi admiración para él como profesional y persona. Por convertir su despacho en mi aula donde aprendí mucho elaborando en este trabajo de tesis y los artículos de investigación realizados. Por realizar una lectura crítica al presente informe y su activa interacción en el desarrollo de este trabajo. Además, agradezco a su equipo de colaboradores de su despacho y a POSTENSA SAC; por su ayuda, aportación, disponibilidad en todo tiempo. Mi gratitud enorme a este grupo de profesionales que siempre se mostraron prestos a aconsejarme y ayudarme con las dudas y problemas que surgían en el desarrollo de la tesis.

A mi tutor de tesis y coordinador de Máster, el Dr. Jesús M. Bairán García, por sus conocimientos impartidos en clase, por su apoyo y siempre buena disposición durante el proceso de realización de este trabajo e investigaciones relacionadas.

A la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), que me hizo crecer y superar muchos de mis límites, haciéndome descubrir lo que incluso solo puedo alcanzar. También a todos mis profesores que con sus clases impartidas contribuyeron en mi formación personal y profesional en esta especialidad.

Al Programa Nacional de Becas del Ministerio de Educación de Perú, como entidad auspiciante de mi estudio de posgrado y hace posible esta investigación; brindándome la oportunidad de poder realizar uno de mis sueños.

A las personas que han compartido aulas y horas de estudio en este máster; muchas horas y momentos que conservare conmigo. Estos son mis amigos: Emily, Edwin, Sergio, Masoud y Sofía. El hecho de verlos trabajar en sus metas, siempre me ilumina y empujó a continuar con mis planes. Gracias a ustedes tengo amigos en varios países, es un hecho que nos veremos pronto. A todos mis compañeros de piso en Provenza N°367, gracias por su amabilidad y cariño durante mi estadía en Catalunya; por tratarme como uno más de su familia.

Finalmente, y no menos importante a mis muy queridos Elizabeth, Claudia, Héctor, Henry y Yurik; que estuvieron pendiente de mí en España, dándome su valioso tiempo y empujándome a lograr mis aspiraciones. A todas aquellas personas que hayan aportado de una o cualquier forma en la realización de esta investigación, he percibido sus buenas sensaciones durante todo este período entero. Les deseo muchos éxitos y que Dios les bendiga...

DEDICATORIA

*A **Dios**, la fuerza ante todo tipo de situaciones que enfrenté sin perder la dignidad ni desfallecer frente a ellas...*

*A **mis padres**, por su apoyo incondicional mostrado a lo largo de toda mi vida, por influir en mis principios, mi, perseverancia y coraje conseguir mis ideales...*

*A **mis hermanas**, por su respaldo y compañía...*

*A **toda mi familia en Catalunya**, por su fraternidad, hospitalidad, cariño y por todos los momentos vividos con ello que me los guardaré para siempre.*

*A **mis amigos cercanos**; por su entusiasmo, amor y cariño; incluso, en los momentos difíciles, hicieron las cosas más llevaderas a pesar que no parezca o que no se den cuenta...*

*“Siempre se trató de ustedes”
“It’s always been about you”
“Sempre ha estat sobre vostès”*

RESUMEN

Los eventos sísmicos suelen provocar daños a las componentes estructurales y no estructurales de los edificios generando desde pérdidas económicas y funcionales hasta lesiones y muertes. Se puede esperar que, si se aumenta la resistencia o capacidad de los elementos estructurales, los daños producidos podrían minimizarse; a pesar de ello, ocasionalmente no es posible. Por lo cual, se usa procedimientos que puedan modificar la respuesta de la estructura reduciendo la demanda de la misma. Para lograr esto, un método estratégico muy empleado consiste el control pasivo compuesto a disipadores de energía.

El Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad donde no se controla la autoconstrucción de viviendas de interés social. De manera que, cuenta con numerosas edificaciones precarias realizadas sin ningún criterio técnico. Ante este problema, se requieren sistemas de varios pisos para optimizar servicios y espacios; asimismo, de un sistema estructural que se pueda fabricar masivamente de forma industrial.

Esta investigación pretende proyectar, evaluar y optimizar una estructura prefabricada de hormigón armado, de uso residencial, equipada con disipadores sísmicos de energía. Siendo una solución económica y práctica para la protección sísmica de edificios que combina conceptos de prefabricación y un sistema de protección sísmica específico. El proyecto se ha trabajado bajo el asesoramiento del Dr. Luis Bozzo, su plantel de ingenieros estructurales colaboradores y POSTENSA SAC. Este planteamiento busca obtener una estructura segura, económica y funcional cumpliendo los estándares sísmicos normativos vigentes; del mismo modo, promover el uso de materiales prefabricados para la industrialización de la construcción en la región.

El objeto de estudio consiste en una estructura flexible de cinco niveles protegida con 80 pequeños dispositivos Shear Link Bozzo. El sistema estructural está conformado por columnas cuadradas, vigas y prelosas prefabricadas postensadas; mientras que el sistema de protección este compuesto por los muros de hormigón desacoplados y los dispositivos SLB. Se consideran diferentes soluciones para optimizar la solución, que consisten en vinculación de las columnas, configuración de muros, dimensiones de sus elementos estructurales y disposición óptima de los disipadores SLB por cada nivel.

Se evalúa el desempeño del sistema estructural, realizando análisis dinámico modal espectral y análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo con diez registros sísmicos sintéticos compatibles al espectro de sitio. Se realiza la comparación de la propuesta prefabricada con las bases de sus columnas empotradas y articuladas, en términos de desplazamientos, distorsiones, aceleraciones de diafragma, fuerzas cortantes, entre otros. Se muestra que los parámetros mencionados se reducen sustancialmente con la incorporación de los dispositivos SLB en el edificio. Asimismo, se expone el diseño estructural de los elementos que conforman el proyecto prefabricado y se alcanza la secuencia constructiva con sus respectivas cuantificaciones.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo técnico económico entre la propuesta prefabricada y un edificio aporticado similar diseñado con criterios convencionales, con el fin de demostrar las ventajas del uso del edificio prefabricado SLB.

Palabras clave: *prefabricación, edificio prefabricado, disipador histerético metálico, disipador de energía, dispositivos Shear Link Bozzo, análisis dinámico no lineal en el dominio de tiempo, sismo, hormigón armado, diseño, zona sísmica, Perú*

ABSTRACT

Seismic events often cause damage to structural and non-structural components of buildings, which may result in economic losses, injuries or deaths. It is expected that, if the strength or capacity of the structural elements is increased, the damages produced could be minimized; however, this is not always possible. Therefore, alternative strategies must be used that can modify the response of the structure, reducing its demand. To achieve this objective, a widely used method consists on using passive control system made up of energy dissipators .

Peru is located in a high seismic zone where low-income housing self-construction is not controlled. Thus, it has numerous precarious buildings made without any technical criteria. Given this problem, multi-story systems are required to optimize services and spaces; likewise, of a structural system that can be massively manufactured industrially.

This research aims to design, evaluate, and optimize a precast reinforced concrete structure for residential use, equipped with seismic energy dissipators. Being an economical and practical solution for the seismic protection of buildings that combines prefabrication concepts and a specific seismic protection system. The basic proposal of the building has been worked under the advice of the Ph.D. Luis Bozzo together with his staff of collaborating structural engineers and POSTENSA SAC. This approach seeks to obtain a safe, economic, and functional structure complying with the current regulatory seismic standards; likewise, promotes the use of precast materials for the industrialization of construction in the region.

The object of this study consists of a structure flexible of five-story protected by 80 small *Shear Link Bozzo* devices. The structural system is made up of square columns, beams, and post-tensioned precast slabs; while the protection system is made up of decoupled concrete walls and SLB devices. Different solutions are considered to optimize the solution, which consists of alternatives for linking the columns, configuration of walls, dimensions of their structural elements, and optimal arrangement of the SLB dissipators by each level.

The structural performance of the system is assessed through spectral modal dynamic analysis and nonlinear time-history analysis with ten synthetic seismic records compatible with the site spectrum. The precast proposal is compared with the bases of its hinged and fixed columns, in terms of displacements, distortions, diaphragm accelerations, shear forces, among others. It is shown that the mentioned parameters are substantially reduced with the incorporation of the SLB devices in the building. Likewise, the structural design of the elements that make up the precast project is exposed and the construction sequence is reached with their respective quantifications.

Finally, a technical and economic comparative analysis is carried out between the precast proposal and a similar contributed building designed with conventional criteria, in order to demonstrate the advantages of using the SLB precast building.

Keywords: *prefabrication, prefabricated building, metallic hysterical dissipators, energy dissipators, Shear Link Bozzo devices, nonlinear dynamic analysis time history, earthquake, reinforced concrete, design, seismic zone, Peru.*

ÍNDICE DE CONTENIDO

I. INTRODUCCION.....	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivo general	2
1.3. Objetivos específicos.....	2
1.4. Metodología	2
1.5. Alcance y limitaciones	3
1.6. Organización de la tesis.....	3
II. ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Balance de energía de una estructura	5
2.2. Sistemas de control pasivo de protección sísmica.....	6
2.3. Disipadores de energía	7
2.4. Disipadores de plastificación metálicos	9
2.5. Disipadores <i>Shear Link Bozzo</i>	14
2.5.1. Descripción y evolución de disipadores SLB.....	14
2.5.2. Propiedades mecánicas y geométricas del disipador SLB	16
2.5.3. Tablas de diseño para los disipadores SLB	19
2.5.4. Fabricación, colocación, usos y proyectos ejecutados	19
2.6. Sistema SLB y edificios prefabricados	22
2.6.1. Edificios prefabricados en zonas sísmicas	22
2.6.2. Investigaciones relacionadas	23
2.6.3. Propuesta de investigación	24
2.6.4. Situación actual normativa respecto a disipadores SLB y estructuras prefabricadas	25
III. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO PREFABRICADO SLB.....	26
3.1. Descripción del edificio	26
3.2. Sistema estructural propuesto.....	27
3.3. Modelización numérica del edificio prefabricado SLB.....	30
3.3.1. Consideraciones y modelado en ETABS	30
3.3.2. Propiedades mecánicas de los Materiales	33
3.3.3. Comportamiento inelástico de los materiales.....	34
3.3.4. Modelo inelástico de los elementos tipos barra.....	35
3.3.5. Modelamiento de disipadores SLB	36
3.4. Demanda de cargas aplicadas.....	38
IV. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO PREFABRICADO SLB	39
4.1. Definición de la demanda sísmica (Según norma peruana E030).....	39
4.1.1. Zonificación sísmica (Z)	39
4.1.2. Condiciones geotécnicas y factor (S)	40
4.1.3. Factor de amplificación sísmica (C).....	41
4.1.4. Factor de uso o importancia (U).....	41
4.1.5. Factor de reducción sísmica (R).....	41
4.1.6. Espectro sísmico normativo de análisis.....	42
4.2. Peso sísmico del edificio prefabricado.....	42
4.3. Análisis dinámico modal espectral.....	43
4.3.1. Análisis modal espectral del edificio prefabricado equipado con disipadores SLB	43
4.3.2. Análisis dinámico modal espectral del edificio prefabricado sin disipadores SLB	44
4.3.3. Comportamiento rígido y flexible de la estructura.....	46

4.4	Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (<i>time history</i>).....	49
4.4.1	Metodología de análisis.....	49
4.4.2	Mapeo espectral.....	50
4.4.3	Implementación análisis dinámico no lineal <i>time history</i> en ETABS.....	51
4.4.4	Calibración y optimización del modelo numérico.....	53
4.5	Análisis y procesamiento de los resultados.....	55
4.5.1	Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso (m).....	55
4.5.2	Derivas máximas.....	57
4.5.3	Factor de concentración de distorsión.....	58
4.5.4	Aceleraciones de diafragma.....	59
4.5.5	Distribución de fuerzas cortantes de entrepiso.....	61
4.5.6	Fuerza cortante en la base.....	62
4.5.7	Coeficiente sísmico Cs.....	64
4.5.8	Verificación de D/C disipadores.....	65
4.5.9	Deformaciones de disipadores.....	66
4.5.10	Balance de energía.....	66
4.5.11	Curvas de histéresis.....	68
4.5.12	Resumen de resultados.....	70
4.5.13	Estimación de coeficiente de reducción equivalente.....	71
V.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PREFABRICADO SLB.....	73
5.1	Columnas y ménsulas cortas.....	73
5.2	Prelosas autoportantes.....	75
5.3	Vigas semiprefabricadas.....	78
5.4	Muros desacoplados.....	81
5.5	Sistema de disipadores SLB.....	82
5.6	Cimentación y elementos constructivos complementarios.....	83
5.7	Proceso constructivo de edificio prefabricado SLB.....	83
5.8	Cuantificaciones de materiales del edificio prefabricado SLB.....	84
VI.	COMPARATIVA ENTRE EDIFICIO PREFABRICADO SLB Y	
	CONVENCIONAL.....	85
6.1	Sistema estructural del edificio convencional.....	85
6.2.	Demanda sísmica y análisis dinámico modal espectral.....	86
6.3.	Diseño estructural de edificio convencional.....	89
6.4.	Desempeño de acuerdo al diseño estructural.....	90
6.4.1.	Análisis dinámico historia de respuesta.....	90
6.4.2.	Desplazamientos máximos de entrepiso.....	93
6.4.3.	Distorsiones máximas de entrepiso.....	93
6.4.4.	Aceleraciones de diafragma.....	94
6.5.	Análisis técnico y económico entre edificio prefabricado SLB y de edificio convencional.....	94
6.5.1.	Comparativo de análisis sísmico.....	94
6.5.2.	Comparativo económico.....	96
VII.	CONCLUSIONES FINALES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.....	101
7.1.	Conclusiones finales.....	101
7.2.	Futuras líneas de investigación.....	105
	Referencias bibliográficas.....	106
	ANEJOS.....	111
	ANEJO A: Registros sísmicos artificiales simulados y espectro compatibles.....	111
	ANEJO B: Resultados – ADNL Edificio prefabricado SLB.....	114

B.1. Desplazamientos de entrepiso (m).....	114
B.2. Distorsiones máximas.....	114
B.3. Aceleraciones de diafragma (g).....	115
B.4. Distribución de fuerzas cortantes.....	116
B.5. Fuerzas cortantes en la base (kN).....	116
B.6. Coeficientes sísmicos C_s	117
B.7. Cortante en disipadores SLB (kN).....	117
B.8. Verificación de D/C disipadores SLB.....	118
B.9. Desplazamiento de disipadores SLB (mm).....	118
B.10. Balance de energía.....	119
ANEJO C: Diseño de piezas prefabricadas.....	120
C.1. Columnas y ménsulas.....	120
C.2. Prelosa autoportante.....	122
C.3. Vigas semiprefabricadas.....	126
ANEJO D: Resultados ADNL – Edificio convencional.....	133
D.1. Desplazamientos de entrepiso (m).....	133
D.2. Distorsiones máximas.....	133
D.3. Aceleraciones de diafragma (g).....	134
D.4. Fuerzas cortantes en la base (kN).....	134
D.5. Coeficientes sísmicos C_s	135
ANEJO E: Planos.....	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1. Curvas de fuerza deformación en sistemas de disipación de energía (Constantinou, Soong y Dargush, 1998).....	6
Figura 2. 2. Elementos de un sistema de control pasivo (Symans y Constantinou, 1995).....	6
Figura 2. 3. Disipadores de energía para controlar vibraciones de un edificio (Lopez Almansa y Bozzo, 1999)	7
Figura 2. 4. Categorías de dispositivo de amortiguación pasiva (Lago, Trabucco y Wood, 2019) ...	8
Figura 2. 5. Fotografía, geometría y sección de mallado de dispositivo Cu-BEDD (Briones y de la Llera, 2014).....	10
Figura 2. 6. (a) Dimensiones y (b) respuesta histerética de disipador panal de abeja (Kobori et al., 1992)	10
Figura 2. 7. Sistema ADAS (a) Dimensiones, (b) conexión típico planchas en paralelo (Whittaker et al., 1989).....	11
Figura 2. 8. Ubicación del sistema ADAS en muros de hormigón (Whittaker et al., 1989).....	11
Figura 2. 9. Respuesta histerética estable del Sistema ADAS. (Whittaker et al., 1989).....	11
Figura 2. 10. Dispositivo TADAS (a) Detalle de conexión, (b) Comportamiento histerético (Tsai et al., 1993).....	12
Figura 2. 11. Disipador tipo riostra metálica con restricción al pandeo (www.corebraced.com)	12
Figura 2. 12. Concepto de estructura tolerante a daños (Wada et al., 1995).....	13
Figura 2. 13. Disipador Shear-Link de aluminio (Rai y Wallace, 1998).....	13
Figura 2. 14. Geometría del Shear Link de (Dusicka, 2002).....	14
Figura 2. 15. Prototipo inicial de los disipadores SLB. (ISMES, Italia, 1997)	15
Figura 2. 16. Dispositivo SL30_2 ensayado en laboratorio ISMES (Bérgamo, Italia). (Hurtado y Bozzo Rotondo, 2006)	15
Figura 2. 17. Tercera generación del disipador sísmico SLB y conexión tipo peine.	16
Figura 2. 18. Doble modo de disipación de energía en los dispositivos SLB. (ISMES 1997) (Franchioni, 2001).....	17
Figura 2. 19. Modelo numérico de dispositivo en ANSYS. (Pantoja et al., 2020).....	17
Figura 2. 20. Curva monotónicas de desplazamiento cm vs fuerza (kN) del dispositivo SLB (Bozzo, 2018)	18
Figura 2. 21. Geometría y características generales de los disipadores de energía SLB.....	18
Figura 2. 22. Ubicación de disipadores SLB. (Bozzo y Gaxiola, 2015).....	21
Figura 2. 23. Instalación de dispositivo SLB para nueva construcción de Torre Ixtapa (México) (Nuzzo et al., 2018).....	22
Figura 2. 24. Instalación de dispositivo SLB para la rehabilitación sísmica del hotel Ceibo Dorado tras el terremoto de octubre de 2016 en Ecuador. (Nuzzo et al., 2018)	22
Figura 3. 1. Distribución arquitectónica de planta típica	26
Figura 3. 2. Planta del edificio en estudio	27
Figura 3. 3. Isométrico del edificio en estudio.....	27
Figura 3. 4. Alzado eje A	29
Figura 3. 5. Alzado eje C.....	29
Figura 3. 6. Alzado eje 1 y 5	30
Figura 3. 7. Vista en planta del modelo numérico.....	30
Figura 3. 8. Vista en alzado eje A.	31
Figura 3. 9. Vista en alzado eje C.	31
Figura 3. 10. Vista en alzado eje B	32
Figura 3. 11. Vista en alzado eje 1	32
Figura 3. 12. Vista en alzado eje 5.	33
Figura 3. 13. Curva tensión deformación del hormigón confinado y no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988).....	34
Figura 3. 14. Curva tensión-deformación del acero de refuerzo (Park y Paulay, 1975)	35
Figura 3. 15. Diagrama momento curvatura – rotación. ASCE 41-13, 2013.....	35
Figura 3. 16. Propiedad de plasticidad de Wen para deformación uniaxial Nlink (Computers & Structures, Inc. 2017)	36
Figura 3. 17. Definición de parámetros para la propiedad de plasticidad de (Wen, 1976)	37

Figura 3. 18. Definición de propiedades disipador SLB (Nlink)/ Modelo de (Wen, 1976)	37
Figura 3. 19. Dispositivo SLB modelado como Nlink	38
Figura 4. 1. Mapa de zona sísmica – Perú. (Norma Técnica E030, 2018)	40
Figura 4. 2. Espectro elástico de análisis $R=1$	42
Figura 4. 3. Primer modo de vibración (Estructura con SLB)	43
Figura 4. 4. Segundo modo de vibración (Estructura con SLB)	43
Figura 4. 5. Tercer modo de vibración (Estructura con SLB)	44
Figura 4. 6. Primer modo de vibración (Estructura sin SLB)	45
Figura 4. 7. Segundo modo de vibración (Estructura sin SLB)	46
Figura 4. 8. Tercer modo de vibración (Estructura sin SLB)	46
Figura 4. 9. Distribución de desplazamientos máximos de piso (estructura con y sin dispositivos SLB)	47
Figura 4. 10. Distribución de las distorsiones elásticas del edificio Prefabricado SLB	48
Figura 4. 11. Isométrico de modelo numérico y asignación de las señales en las dos direcciones horizontales	49
Figura 4. 12. Mapeo Espectral con el espectro de respuesta elástico	50
Figura 4. 13. Cargas Permanentes	51
Figura 4. 14. Implementación del registro sísmico acx0001 en la dirección X	52
Figura 4. 15. Parámetros de integración directa	52
Figura 4. 16. Parámetros de integración del tiempo	53
Figura 4. 17. Edificio prefabricado SLB, bases articuladas de sus columnas	54
Figura 4. 18. Edificio prefabricado SLB con bases empotradas de sus columnas	54
Figura 4. 19. Distribución de los desplazamientos laterales máximos (m), edificio prefabricado SLB base articulada	55
Figura 4. 20. Distribución de los desplazamientos laterales máximos (m), edificio prefabricado SLB base empotrada	56
Figura 4. 21. Distribución de los desplazamientos laterales máximos promedios (m). Edificio prefabricado SLB base articulada y empotrada	56
Figura 4. 22. Señal sísmica acx0006	56
Figura 4. 23. Distribución de las distorsiones máximas de edificio prefabricado SLB con base articulada, dirección X e Y	57
Figura 4. 24. Distribución de las distorsiones máximas de edificio prefabricado SLB con base empotrada	57
Figura 4. 25. Distribución de las distorsiones máximas promedio de entrepiso, edificio prefabricado SLB	58
Figura 4. 26. Factor de concentración de distorsión	58
Figura 4. 27. Factores de Concentración de distorsión, edificio prefabricado SLB, base articulada y empotrada	59
Figura 4. 28. Distribuciones de las aceleraciones máximas de diafragma (g), edificio prefabricado SLB, base articulada	60
Figura 4. 29. Distribuciones de las aceleraciones máximas de diafragma (g), edificio prefabricado SLB, base empotrada	60
Figura 4. 30. Distribución de las máximas aceleraciones de diafragma promedio (g). Edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada	61
Figura 4. 31. Distribución de la fuerza cortante en edificio con base articulada en sus direcciones X e Y	61
Figura 4. 32. Distribución de la fuerza cortante en edificio con base empotrada en sus direcciones X e Y	62
Figura 4. 33. Distribución de la fuerza sísmica en el edificio prefabricado SLB, direcciones X e Y	62
Figura 4. 34. Fuerza cortante basal edificio empotrado y articulado según registro sísmico	63
Figura 4. 35. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=10.23\text{seg.}$	63
Figura 4. 36. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=20.47\text{seg.}$	63

Figura 4. 37. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=40.95\text{seg}$.	64
Figura 4. 38. Coeficiente de sísmicos por señal. Edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada	64
Figura 4. 39. Factores D/C en dirección x e y, Edificio con base articulada	65
Figura 4. 40. Factores D/C en dirección x e y, Edificio con base empotrada	65
Figura 4. 41. Deformaciones máximas de dispositivos SLB de los modelos articulado y empotrado	66
Figura 4. 42. Balance de Energía bajo la señal acx0001, dirección X, modelo Empotrado	67
Figura 4. 43. Porcentaje en balance de energía. Edificio prefabricado SLB con base articulada.	67
Figura 4. 44. Porcentaje en balance de energía. Edificio prefabricado SLB con base empotrada.	68
Figura 4. 45. Curvas histeréticas del dispositivo SLB2 6_2 según los diez registros sintéticos empleados	69
Figura 4. 46. Espectro de Análisis $R=1$ y Espectro de Diseño $R=4$	72
Figura 5. 1. Isométrico de Columna Prefabricada 40x40cm y ménsulas	73
Figura 5. 2. Disposición del armado longitudinal de columna prefabricada C-1	74
Figura 5. 3. Alzado de armados de columnas y ménsula respectivas	75
Figura 5. 4. Losas prefabricadas en edificio prefabricado	75
Figura 5. 5. Disposición de prelosa en planta típica de edificio prefabricado	76
Figura 5. 6. Sección geométrica (superior) y esfuerzos de flexión (inferior) en prelosa autoportante Fase 1	76
Figura 5. 7. Sección geométrica (superior) y esfuerzos de flexión (inferior) en prelosa Fase 2	77
Figura 5. 8. Apoyo prelosa sobre viga principal	77
Figura 5. 9. Sección transversal típica de prelosa autoportante	78
Figura 5. 10. Fases constructivas de vigas semiprefabricadas principales	78
Figura 5. 11. Definición de trazado de acero activo en viga semiprefabricada. ADAPT Builder. Fase 0	79
Figura 5. 12. Esquema prelosa apoyada por viga semiprefabricada. Fase 1	79
Figura 5. 13. Vigas Principales en su estado operativo. Fase 2	80
Figura 5. 14. Secciones de Vigas principales semiprefabricadas	80
Figura 5. 15. Vigas secundarias semiprefabricadas	80
Figura 5. 16. Vista en planta de muro	81
Figura 5. 17. Elevación de muro desacoplado y dispositivos SLB	81
Figura 5. 18. Armado de conexión muro desacoplado	82
Figura 5. 19. Armado de conexión dispositivo SLB y viga prefabricada	82
Figura 5. 20. Secuencia constructiva del edificio prefabricado SLB	83
Figura 6. 1 Planta edificio convencional.	85
Figura 6. 2. Isométrico del edificio convencional	86
Figura 6. 3. Espectro de análisis elástico y espectro de diseño inelástico ($R=8$)	86
Figura 6. 4. Desplazamientos de entrepiso, análisis modal espectral, edificio convencional aporticado	88
Figura 6. 5. Derivas de entrepiso, análisis modal espectral, edificio convencional aporticado.	88
Figura 6. 6. Distribución de rótulas plásticas en edificio convencional aporticado	91
Figura 6. 7. Estado de rótulas plásticas en edificio convencional aporticado	92
Figura 6. 8. Diagrama de momento – rotación de columna, C1 60cmx60cm sismo acx0007	92
Figura 6. 9. Diagrama de momento – rotación de viga V35x75, sismo acx0007	92
Figura 6. 10. Distribución de los desplazamientos máximos laterales X e Y en edificio convencional aporticado	93
Figura 6. 11. Distribución de las distorsiones máximas X e Y en edificio convencional aporticado	93
Figura 6. 12. Distribución de las aceleraciones máximas de diafragma en edificio convencional aporticado	94
Figura 6. 13. Distribución de distorsiones máximas promedio. Edificio convencional aporticado y prefabricado con base empotrada	94
Figura 6. 14. Distribución de aceleraciones de diafragma (g) máximas promedio en edificio prefabricado SLB y convencional aporticado	95

Figura 6. 15. Coeficiente sísmico C_s en edificio prefabricado SLB y convencional aporticado	95
Figura 6. 16. Distribución de refuerzo en columnas del edificio prefabricado y convencional.	96
Figura 6. 17. Distribución del refuerzo en vigas del edificio prefabricado y convencional.	97
Figura 6. 18. Distribución del refuerzo en componentes del edificio prefabricado y convencional.	97
Figura 6. 19. Cantidad acumulada de la armadura en edificio prefabricado y convencional.	98
Figura 6. 20. Distribución del concreto en componentes del edificio prefabricado y convencional.	98
Figura 6. 21. Cuantía de volúmenes de hormigón en componentes del edificio prefabricado y convencional	99
Figura 6. 22. Cantidad de encofrado de columnas, vigas y acumulado en edificios prefabricado y convencional	99
Figura 6. 23. Cuantía en costos desagregado y acumulado entre edificio prefabricado y convencional.	99
Figura A. 1. Registro sísmico simulado acx0001 y espectro compatible	111
Figura A. 2. Registro sísmico simulado acx0002 y espectro compatible.	111
Figura A. 3. Registro sísmico simulado acx0003 y espectro compatible.	111
Figura A. 4. Registro sísmico simulado acx0004 y espectro compatible.	111
Figura A. 5. Registro sísmico simulado acx0005 y espectro compatible.	112
Figura A. 6. Registro sísmico simulado acx0006 y espectro compatible.	112
Figura A. 7. Registro sísmico simulado acx0007 y espectro compatible.	112
Figura A. 8. Registro sísmico simulado acx0008 y espectro compatible.	112
Figura A. 9. Registro sísmico simulado acx0009 y espectro compatible.	113
Figura A. 10. Registro sísmico simulado acx0010 y espectro compatible.	113
Figura C. 1. Disposición de la armadura longitudinal en columna C-1	120
Figura C. 2 Diagrama de interacción columna C-1.	120
Figura C. 3 Valores D/C de P-M-M columnas de eje A	121
Figura C. 4 Distribución y geometría de ménsulas	121
Figura C. 5. Disposición momentos flectores (kN.m) Fase 1. Combinación (1.0*WD+1.0*WL) .	123
Figura C. 6. Definición de fuerza de postensado. ADAPT Builder 2015	126
Figura C. 7. Momentos de la combinación: 1.2CM+1.2CV+T (kN.m)	127
Figura C. 8. Cortantes de la combinación: 1.2CM+1.2CV+T (kN)	127
Figura C. 9 Verificación de tensiones en viga principal fase 1	128
Figura C. 10 Esquema de refuerzo longitudinal activo y pasivo de fase 1	128
Figura C. 11. Momentos de servicio fase 1 (kN.m)	128
Figura C. 12. Disposición de armado en la fase 1 con combinación 1.2CM+1.2CV+T	129
Figura C. 13. Momentos (kN.m) y Cortante (kN) de fase 2.	130
Figura C. 14. Momentos de diseño 1.4CM+1.7CV (Cargas de fase 1 + fase 2)	130
Figura C. 15. Cortantes de diseño 1.4CM+1.7CV (Cargas de fase 1 + fase 2)	131
Figura C. 16. Evolución de deflexión vertical por fases constructivas	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1. Resumen de dispositivos de disipación pasiva (Symans et al., 2008).....	8
Tabla 2. 2. Parámetros de diseño para los disipadores SLB, Bozzo L. 2019	20
Tabla 3. 1 Propiedades mecánicas de los materiales.....	33
Tabla 4. 1 Factores de zona según (Norma E030, 2018)	40
Tabla 4. 2 Clasificación de Suelo S. (Norma E030, 2018).....	40
Tabla 4. 3 Periodos T_P y T_L para cada tipo de perfil de suelo. Norma E030.....	41
Tabla 4. 4 Parámetros Sísmicos	42
Tabla 4. 5 Peso sísmico del edificio prefabricado SLB	42
Tabla 4. 6 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa. Edificio con disipadores SLB	44
Tabla 4. 7 Propiedades modales para el edificio prefabricado sin disipadores SLB.....	45
Tabla 4. 8 Desplazamiento máximo por nivel, estructura con y sin dispositivos SLB, dirección x e y (mm).....	47
Tabla 4. 9 Resultados de desplazamientos máximos de entrepiso (mm)– Análisis modal	48
Tabla 4. 10 Comparativa entre edificio prefabricado con o sin disipadores SLB. Análisis modal espectral.....	48
Tabla 4. 11. Señales sísmicas artificiales generadas con mapeo espectral.....	50
Tabla 4. 12 Límites para la distorsión del entrepiso. Norma Peruana E030	53
Tabla 4. 13 Disposición de dispositivos SLB por nivel	54
Tabla 4. 14 Aceleraciones máximas de piso asociadas al estado de daño no estructural HAZUS, (MR, 2003).....	60
Tabla 4. 15 Parámetros de demanda ingenieril por señal. Edificio prefabricado con base articulada	70
Tabla 4. 16 Parámetros de demanda ingenieril por señal. Edificio prefabricado con base empotrada	70
Tabla 4. 17 Comparativa edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada	71
Tabla 4. 18. Estimación de coeficiente de reducción sísmica	72
Tabla 5. 1. Cantidades de materiales por elemento. Edificio prefabricado SLB.....	84
Tabla 5. 2. Cantidades de materiales por elemento. Edificio prefabricado SLB.....	84
Tabla 6. 1 Parámetros sísmicos de edificio convencional.....	87
Tabla 6. 2 Modos de vibración del edificio convencional.....	87
Tabla 6. 3. Desplazamiento de entrepiso, edificio convencional aporticado	87
Tabla 6. 4. Distorsiones máximas de entrepiso en edificio convencional aporticado	88
Tabla 6. 5. Cuadro de refuerzo en vigas del edificio convencional	89
Tabla 6. 6. Cantidades y cuantías en edificio convencional.....	90
Tabla 6. 7. Cuadro comparativo edificio aporticado y edificio prefabricado SLB con base empotrada.....	96
Tabla B. 1. Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, modelo con base articulada(m)	114
Tabla B. 2. Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, modelo con base empotrada (m).....	114
Tabla B. 3. Distorsiones angulares de piso edificio articulado	114
Tabla B. 4. Distorsiones máximas edificio empotrado	115
Tabla B. 5. Aceleraciones máximas para cada nivel, modelo con base articulada	115
Tabla B. 6. Aceleraciones máximas para cada nivel, modelo con base empotrada	115
Tabla B. 7. Distribución de la fuerza cortante por entrepiso, edificio con base articulada	116
Tabla B. 8. Distribución de la fuerza cortante por entrepiso, edificio con base empotrada.....	116
Tabla B. 9. Cortante basal en modelo empotrado y articulado	116
Tabla B. 10. Coeficientes sísmicos	117
Tabla B. 11. Fuerza cortante disipadores - Dirección X articulado	117
Tabla B. 12. Fuerza cortante disipadores - Dirección Y articulado	117
Tabla B. 13. Fuerza cortante disipadores - Dirección X empotrado	117
Tabla B. 14. Fuerza cortante disipadores - Dirección Y empotrado	117

Tabla B. 15. Fuerzas promedio de máximas cortantes por disipadores y verificación D/C. Modelo articulado	118
Tabla B. 16. Fuerzas promedio cortantes por disipadores y verificación D/C. Modelo base empotrada.....	118
Tabla B. 17. Deformaciones máximas dispositivos SLB (mm), estructura con base articulada y empotrada.....	118
Tabla B. 18. Balance de energía por cada señal aplicada articulada.....	119
Tabla B. 19. Balance de energía por cada señal aplicada empotrada.....	119
Tabla C. 1 Solicitaciones en ménsulas	121
Tabla C. 2 Cargas Aplicadas en prelosa autoportante	122
Tabla C. 3. Leyes de Esfuerzos Combinación Diseño de estado ultimo (1.4*CM+1.7*CV)	123
Tabla C. 4Deflexión diferida (mm) en prelosa autoportante.....	126
Tabla C. 5 Solicitaciones vigas fase 1	127
Tabla C. 6 Cargas en viga, fase 2	130
Tabla C. 7 Cargas Fase 1+ Fase2	130
Tabla C. 8 Flechas verticales instantáneas por fases	131
Tabla D. 1 Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, edificio aporticado.....	133
Tabla D. 2 Distorsiones máximos de entrepiso por cada señal, edificio aporticado.....	133
Tabla D. 3 Aceleraciones máximas de diagrama por cada señal, edificio aporticado	134
Tabla D. 4 Cortante basal en modelo aporticado	134
Tabla D. 5 Coeficientes sísmicos	135

I. INTRODUCCION

1.1. Motivación

Perú está ubicado en una zona de alta demanda sísmica; por lo que es muy importante estudiar las prestaciones de las estructuras en caso de suceder un terremoto, ya que los componentes estructurales y no estructurales de los sistemas resistentes en su estado operativo pueden verse muy comprometidos debido a los altos desplazamientos laterales y aceleraciones.

Asimismo, Perú es un país emergente en donde la autoconstrucción es permitida, cuenta con un elevado número de edificaciones precarias realizadas sin ningún criterio técnico ingenieril más aún de protección sísmica. De esta forma, se desvela la alta vulnerabilidad de viviendas frente a una amenaza sísmica que fue apreciable en los eventos de gran intensidad últimamente sucedidos.

Dada esta problemática de la vivienda social en el Perú, se requieren sistemas de varias plantas que optimicen los servicios y espacios; asimismo, de un sistema estructural que se pueda fabricar industrialmente de forma masiva de uniones articuladas y/o empotradas.

Los edificios prefabricados son una tecnología aplicada en la industria de la construcción a nivel mundial. La mayoría de estudios realizados para la adopción de sistemas prefabricados principalmente enfocan las ventajas de construcción que proporcionan, pero existen cuestionamientos en cuanto a su comportamiento estructural ante eventos sísmicos.

Por lo anteriormente indicado, la empresa peruana POSTENSA SAC, especializada en postensado y diseño sismorresistente con disipadores, propone una edificación que reúne y combina conceptos modernos fundamentales de prefabricación y un sistema de protección sísmica específico: los disipadores sísmicos *Shear Link Bozzo*.

Resulta muy interesante fomentar el uso de estos elementos prefabricados en edificaciones situadas en zonas de alta sismicidad y desarrollar estudios analíticos respecto al desempeño sísmico que tendrían en Perú. Esto puede traer beneficios, tanto en la parte del comportamiento sísmico y en el posible ahorro en el tiempo de construcción masiva y calidad final de los trabajos, en comparación con las estructuras convencionales de diversos usos como viviendas sociales, colegios, entre otras.

La prefabricación en otras zonas no sísmicas cuenta con estándares y con una industria ya organizada. Esta investigación a nivel de máster pretende proponer un sistema de prefabricación para zonas sísmicas que sea factible en el medio. Se analiza si la solución propuesta es viable o no, empleando herramientas de modelización y cálculo que permiten predecir la respuesta estructural con precisión. Por otra parte, se realizará el cálculo no lineal en el dominio del tiempo permitiría validar el comportamiento del edificio, para poder así presentar y comparar estos resultados con los de un edificio convencional.

Finalmente, la propuesta peruana del edificio prefabricado SLB pretende obtener enormes ventajas como el diseño de viviendas seguras, funcionales, innovadoras y económicas, esto a favor de la industrialización de la construcción en la región.

1.2. Objetivo general

El objetivo principal de esta investigación es proyectar, evaluar y optimizar una estructura prefabricada de hormigón armado de cinco niveles, de uso residencial, equipada con pequeños disipadores sísmicos de energía tipo *Shear Link Bozzo* SLB. Siendo una solución económica y práctica para la protección sísmica de edificios en países de alta demanda sísmica con el problema de la vivienda social, como lo es Perú.

1.3. Objetivos específicos

Los objetivos específicos de la investigación son los siguientes:

- Conocer y comparar el desempeño del edificio prefabricado con y sin la colocación de los disipadores sísmicos SLB.
- Estudiar y comparar el desempeño sísmico de los casos estudiados de la estructura propuesta frente a diferentes señales e intensidades sísmicas compatibles con el espectro normativo de sitio.
- Optimizar la disposición de los disipadores sísmicos implementados en el modelo matemático usado cumpliendo las normativas de diseño vigentes.
- Promover el diseño de un edificio prefabricado equipado con el tipo de disipador estudiado.
- Comparar el análisis técnico y económico entre el edificio prefabricado SLB y un edificio convencional formado por pórticos de hormigón armado.

1.4. Metodología

La metodología a seguir en este trabajo para lograr los objetivos planteados es la siguiente:

- Recopilación de información sobre el comportamiento y diseño de disipadores sísmicos, específicamente de los disipadores *Shear Link Bozzo*.
- Desarrollar un modelo numérico de la estructura prefabricado con disipadores del tipo *Shear link Bozzo*, usando técnicas numéricas avanzadas en software comercial ETABS 16.2.0.
- Realizar un estudio del desempeño sísmico estructural del bloque estudiado con el análisis dinámico modal espectral con la estructura prefabricada sin y con dispositivos sísmicos.
- Realizar un análisis y estudio del desempeño sísmico no lineal en el dominio de tiempo (ADNLTH) de la estructura con columnas de base empotrada y articulada, aplicando una serie de registros sísmicos compatibles a la normativa peruana vigente.
- Diseñar los elementos estructurales del edificio prefabricado SLB considerando sus fases constructivas.

- Analizar y diseñar una estructura convencional formado por pórticos de hormigón armado, bajo los mismos criterios normativos.
- Realizar un análisis técnico y económico entre los edificios prefabricado SLB y convencional.
- Luego de un análisis comparativo de resultados, se presenta las conclusiones y líneas futuras de investigación.

1.5. Alcance y limitaciones

La presente investigación se centra en edificaciones de hormigón armado; por lo que, no abarca edificaciones de acero ni edificaciones de mampostería confinada o armada. El edificio proyectado es de cinco niveles, regular en planta y elevación.

Se analiza y diseña un edificio prefabricado con disipadores sísmicos, específicamente los dispositivos Shear Link Bozzo.

Se estudia una propuesta prefabricada que es intencionalmente flexible, no emulativa, pero equipada con un sistema de protección sísmica determinado; asimismo su análogo convencional corresponde a un edificio aporticado ampliamente empleado en la zona de estudio.

Por otro parte, se estudiará la propuesta para el uso de vivienda social o residencial; pudiendo posteriormente, realizar el mismo procedimiento para edificaciones esenciales o importantes.

Asimismo, este trabajo se lleva a cabo de acuerdo a las características de sitio, en este caso para una tipología de suelo rígida S1.

Para los análisis comparativos, los resultados corresponden a análisis modal espectral y análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo se utilizan con señales sintéticas compatibles con el espectro elástico. No se abarca métodos de diseño por capacidad.

1.6. Organización de la tesis

El capítulo uno expone el fenómeno a estudiar de manera general, se da a conocer la motivación, el objetivo general, los objetivos específicos, el alcance, limitaciones y la metodología del trabajo.

El capítulo dos es una revisión del estado del arte, donde se presentan los conocimientos relacionados con balance de energía de una estructura, sistemas de control pasivo, los disipadores SLB, investigaciones previas relacionadas y la propuesta de estudio.

El capítulo tres proporciona una descripción general del caso de estudio, el edificio prefabricado, su propuesta arquitectónica, su sistema estructural y describe el modelo matemático realizado en un programa de análisis y diseño sísmico. Se definen las propiedades lineales y no lineales que se asignarán al modelar materiales como el hormigón, acero y dispositivos SLB.

El capítulo cuatro plantea el análisis sísmico del edificio prefabricado SLB, con dos propuestas analizadas de vinculación en la base de sus columnas. Se define la demanda sísmica y el peso de la estructura, para luego realizar un análisis dinámico modal espectral donde se podrá apreciar el beneficio de incorporar dispositivos sísmicos en una estructura debido a su tipo de conexión SLB. Asimismo, se desarrolla un análisis dinámico no lineal en el dominio de tiempo para el edificio propuesto con base articulada y empotrada de sus columnas. Se estudian una decena de resultados y variables ingenieriles con sus respectivas comparaciones frente a la acción de registros sintéticos generados a partir del espectro elástico de la zona de estudio.

En el capítulo cinco se expone el diseño optimizado de los elementos componentes del edificio prefabricado SLB, teniendo en cuenta las fases constructivas para su respectivo diseño.

El capítulo seis presenta la comparativa técnica y económica del edificio prefabricado propuesto con un edificio aporticado convencional respetando la misma propuesta arquitectónica.

En el capítulo siete se resumen las valoraciones de los resultados del análisis en las conclusiones y se proponen valores para futuras líneas de investigación.

Asimismo, en la sección anejos se presenta: los registros simulados con sus espectros respectivos, los resultados del análisis dinámico en el dominio de tiempo ADNLTH para el edificio prefabricado SLB, el diseño de las principales piezas prefabricadas, los resultados del ADNLTH del edificio convencional y los planos de la propuesta prefabricada.

II. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se desarrolla un marco teórico conciso sobre el balance energético de una estructura, los sistemas de control pasivo y tipos disipadores metálicos existentes. Se describe el tipo de sistema que promueve esta tesis: el sistema de protección con disipadores tipo *Shear Link Bozzo*. A su vez, con respecto a las estructuras prefabricadas en zonas sísmicas, se ha realizado una breve recopilación de antecedentes previos a esta investigación. Por otro lado, se expone la técnica propuesta que se ha convertido en una tecnología muy innovadora en evolución con posibles beneficios, tanto en la parte del comportamiento sísmico como en los procedimientos constructivos.

2.1. Balance de energía de una estructura

La evaluación del comportamiento y el efecto de los sistemas de protección sísmica implican tener en cuenta la distribución de la energía dentro de la estructura durante un evento sísmico, donde se introduce una cantidad definida de energía en el sistema estructural, y ésta última se transforma en energía cinética y potencial. (Constantinou, Soong y Dargush, 1998)

Existe un cierto nivel de amortiguamiento, inherente en las estructuras, que retira energía del sistema reduciendo su amplitud hasta que cesa el movimiento. Asimismo, el desempeño de una estructura frente a una excitación puede mejorarse, si se incorpora dispositivos suplementarios dentro de la misma; ya sea aumentando la capacidad de disipación, incluso su rigidez o resistencia. Esto se denota claramente en la ley de conservación de energía propuesta por (Uang y Bertero, 1998), que muestra el balance de energía de una estructura con la siguiente expresión:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \quad 2.1$$

Donde: E es la energía de entrada del movimiento del terremoto. E_k es la energía cinética de la estructura. E_s equivale a la energía recuperable de deformación elástica. E_h es la energía irre recuperable de deformación plástica o histerética disipada por el sistema estructural. E_d es la energía disipada por amortiguamiento.

Cabe indicar que, el diseño alternativo basado en uso de dispositivos de disipación de energía aumenta el término E_d de la ecuación, mejorando el control de daños y respuesta al sismo. Generalmente, la adición de dispositivos suplementarios dentro de pórticos o sobre soportes arriostrados, que disipan energía a lo largo de la altura de la estructura, da como resultado una reducción de deriva y del daño (debido a la disipación de energía); y un aumento de la energía lateral ejercida sobre la estructura (a causa de una mayor resistencia y rigidez).

Lo anteriormente expuesto se esquematiza en la Figura 2.1 con las curvas de fuerza y deformación de una simple estructura de un piso con y sin sistemas de disipación de energía, respectivamente. De este modo, la reducción de la fuerza lateral y su distorsión, sólo se puede alcanzar, cuando las deformaciones se reducen a niveles situados por debajo del límite elástico. (Constantinou, Soong y Dargush, 1998)

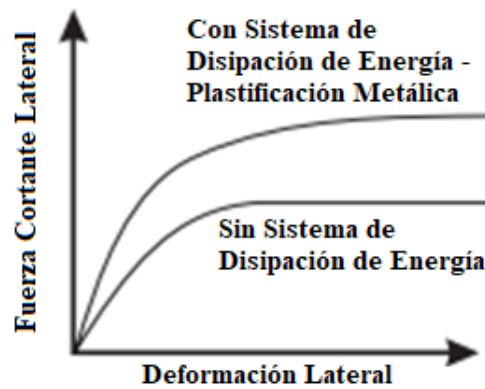


Figura 2. 1. Curvas de fuerza deformación en sistemas de disipación de energía (Constantinou, Soong y Dargush, 1998)

2.2. Sistemas de control pasivo de protección sísmica

El diseño sismorresistente actual ha desarrollado nuevas tecnologías y soluciones para la protección sísmica de estructuras con una filosofía diferente a los diseños tradicionales. Un ejemplo de eso es el uso de sistemas conformados por dispositivos suplementarios que modifican las propiedades dinámicas de las estructuras para el control de desplazamiento, no sólo evitando el colapso de las estructuras en caso de terremotos severo; sino también, la reducción de daño en elementos estructurales y no estructurales.

Por otra parte, existen diversos criterios de clasificación de los sistemas de protección sísmica, ya sea de acuerdo a sus nomenclaturas o funcionamiento. Tomando como referencia lo propuesto en la norma ISO 3010 *International Standard Basis for Design of Structures – Seismic Action on Structures*, se puede discriminar de manera genérica: los sistemas de control pasivo, sistemas de control semiactivo, sistemas control activo y sistemas de control híbrido (Oviedo y Duque, 2006), (Higashino y Okamoto, 2006).

Los sistemas de control pasivo reducen la respuesta de los edificios mediante el uso de dispositivos que no requieren energía externa para ser activados. Los dispositivos pasivos funcionan de forma inercial a la excitación sísmica, concentrando su respuesta en elementos capaces de absorber grandes niveles de energía como muestra la Figura 2.2 (Symans y Constantinou, 1995) Entre este tipo de sistema tenemos: los aisladores sísmicos, los disipadores de energía y los sistemas de efectos de masa adicionales.

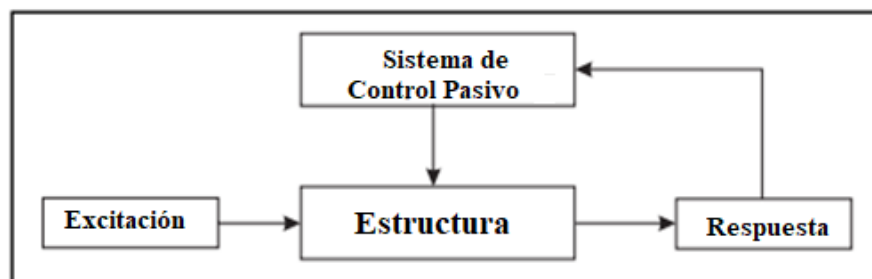


Figura 2. 2. Elementos de un sistema de control pasivo (Symans y Constantinou, 1995)

Asimismo, los sistemas pasivos tienden a ser más económicos, sencillos, robustos y fiables que las demás categorías. Además, se diseñan adecuadamente de acuerdo a las características de la

estructura y los movimientos sísmicos previstos, y responden a las características esperadas que los hacen muy eficientes (Lopez Almansa y Bozzo, 1999). Dentro de este marco, los dispositivos corresponden a esta tipología dentro de la subcategoría de disipación de energía debido a plastificación metálica.

Por otra parte, los sistemas de control semiactivos reducen la respuesta de los edificios al modificar la rigidez y la amortiguación de la estructura del edificio, y requieren una cantidad relativamente pequeña de energía. Los ejemplos más populares de esta clase corresponden a los sistemas de amortiguación variable y los sistemas de rigidez variable. Asimismo, los sistemas de control activo se usan con el fin de reducir la respuesta de los edificios controlando una fuerza generada que resiste o reduce la inercia de los edificios. Los sistemas amortiguadores de masa y los sistemas de tendones activos corresponden a sistema de control activo. Por último, los sistemas de control híbridos generalmente son compuestos por un sistema activo que ayuda a otro del tipo pasivo.

2.3. Disipadores de energía

En lo que respecta a los disipadores de energía, son dispositivos instalados en el interior de las construcciones y conectado a su estructura, de modo que cuando el sistema vibra se generan deformaciones y se disipa energía. Son utilizados principalmente para amortiguar las vibraciones horizontales que la acción de un sismo o viento transmite a los edificios, como se muestra en la Figura 2.3. (Lopez Almansa y Bozzo, 1999).

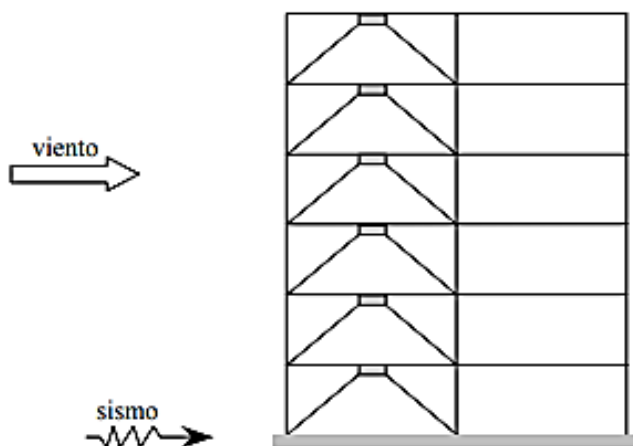


Figura 2.3. Disipadores de energía para controlar vibraciones de un edificio (Lopez Almansa y Bozzo, 1999)

Los sistemas de disipación generalmente se dividen en tres categorías definidas según su dependencia al desplazamiento, velocidad o movimiento. Sin embargo, existen dispositivos especiales que no pertenecen a ninguna de estas categorías, por ejemplo: los disipadores de fricción y los disipadores viscoelásticos. Los amortiguadores de fricción se activan a un cierto valor de fuerza que no depende de la velocidad o del desplazamiento; mientras que, los disipadores viscoelásticos están supeditados al desplazamiento y a la velocidad. Lo anteriormente citado se esquematiza en la Figura 2.4 (Lago, Trabucco y Wood, 2019).

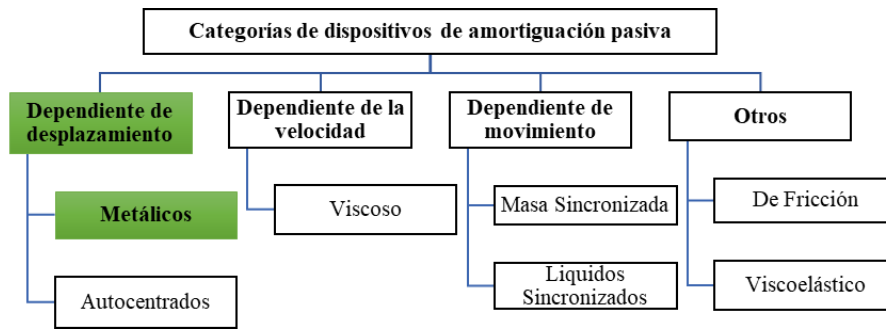
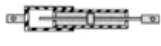
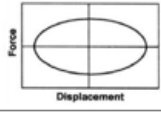
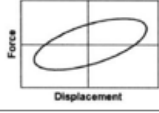
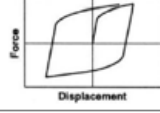
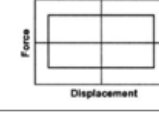
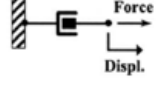
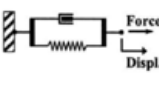
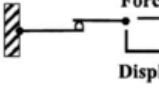


Figura 2. 4. Categorías de dispositivo de amortiguación pasiva (Lago, Trabucco y Wood, 2019)

A continuación, la tabla 2.1 muestra el diseño básico, la respuesta idealizada, el modelo físico, principales ventajas y desventajas de los más comunes dispositivos de disipación de energía pasiva utilizados comúnmente. (Symans *et al.*, 2008)

Tabla 2. 1. Resumen de dispositivos de disipación pasiva (Symans *et al.*, 2008)

	Dispositivo Fluido Viscoso	Disipador Sólido Viscoelástico	Disipador Metálico o Histerético	Disipador de Fricción
Diseño Básico				
Curva Histerética Idealizada				
Modelo Físico Idealizado			Modelo Idealizado No disponible	
Ventajas	- Se activa a bajos desplazamientos. - Mínima fuerza restitutiva. - Para amortiguadores lineales, el modelamiento del disipador es bastante simplificado. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura.	- Se activa a bajos desplazamientos. - Proporciona fuerza restitutiva. - Comportamiento lineal, lo cual implica un modelamiento simplificado.	- Comportamiento histerético estable. - Confiabilidad de largo plazo. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura. - Materiales y comportamiento con el cual los ingenieros se encuentran familiarizados.	- Gran disipación de energía por ciclo. - Propiedades mecánicas independientes de la frecuencia y la temperatura.
Desventajas	- Posibles fugas de líquidos en los sellos afectando confiabilidad.	- Capacidad de deformación limitada. - Propiedades mecánicas dependientes de la frecuencia y la temperatura. - Posible desunión o desgarramiento de material viscoelástico unido a piezas metálicas afectando confiabilidad.	- Daño en el dispositivo después de terremoto requiere remplazo del mismo. - Comportamiento no lineal requiere llevar a cabo análisis no lineal.	- Condiciones de la interfaz de roce pueden cambiar en el tiempo afectando confiabilidad. - Comportamiento no lineal con cambios drásticos que pueden excitar modos superiores y requiere llevar a cabo análisis no lineal. - No proporciona fuerza restitutiva.

Los dispositivos histeréticos dependen del desplazamiento de entrepiso de la estructura. En este grupo se encuentran disipadores por plastificación de metales, que disipan energía mediante la incursión del metal en el rango inelástico (comúnmente acero estructural), y poseen buena durabilidad ante la exposición medio ambiental debido a los materiales que los conforman. Para su instalación se pueden emplear contravientos, paneles o simplemente se adicionan a los elementos estructurales.

Por otro lado, los dispositivos dependientes de la velocidad tienen una fuerza de salida que se define como una función de la velocidad, el desplazamiento y la frecuencia relativa. Los dispositivos de fluido viscoso son mecanismos llenos de fluido que trabajan forzando su flujo de una cámara a otra a través de un orificio, produciendo un aumento de amortiguamiento en la estructura sin modificar su rigidez. A su vez, los dispositivos dependientes del movimiento responden de acuerdo a la vibración de un sistema secundario, que generalmente está sintonizado (de masa o líquido) para resonar con la estructura principal. El sistema secundario oscila fuera de fase con el sistema principal, reduciendo así el efecto de la energía de entrada.

Los dispositivos viscoelásticos, por su propia naturaleza, relacionan elasticidad y viscosidad; es decir, dependen del desplazamiento y de la velocidad, teniendo su acción disipativa en el aumento del amortiguamiento de la estructura sin modificar su frecuencia natural. Los dispositivos friccionantes para disipar energía se basan en el desplazamiento relativo entre superficies de contacto, pero requieren de determinados niveles de carga en el dispositivo para que estos logren activarse.

2.4. Disipadores de plastificación metálicos

Como se indicó, uno de los métodos efectivos disponibles para disipar la entrada de energía en una estructura debido a la acción sísmica es a través de la deformación inelástica de los metales bajo cargas cíclicas. Varios de estos dispositivos utilizan placas de acero templado debido a su rigidez relativamente alta en el campo elástico y su alto potencial de disipación de energía en el campo de postproducción. Además, las placas de acero utilizadas son comúnmente de pocas pulgadas para promover el rendimiento del metal.

Es necesario resaltar que en virtud de los ciclos histeréticos estables que se han observado durante muchas campañas experimentales, este tipo dispositivos aseguran una alta disipación de energía gracias a los ciclos y brindan fiabilidad a largo plazo y son insensibles a la temperatura ambiente. Asimismo, debido a su incursión en el campo de plástico bajo la acción de un fuerte terremoto; luego de su funcionamiento, presentan deformaciones permanentes que requieren su reemplazo; pese a ello, son más económicos y tienen la facilidad de sustituir.

A lo largo de los años, se ha logrado un progreso considerable en el desarrollo de diferentes tipos de disipadores histeréticos metálicos. Se han propuesto nuevos diseños porque teóricamente cada esfuerzo seccional de ya sea de torsión, flexión, cortante o axil, puede usarse como un disipador de energía (Bozzo y Barbat, 2000).

Sistema variable (Reloj de arena)

La Figura 2.5 muestra el dispositivo metálico más sencillos de producir de sección constante o variable según su optimización para disipar energía a lo largo de su longitud. En las primeras optimizaciones de forma, la placa de metal es sometida a flexión en su plano, obteniendo una forma de reloj de arena con propiedades de diseño deseables. Actualmente, se ha desarrollado un elemento de disipación de energía bidireccional a base de cobre que incorpora grandes desplazamientos con un modelo constitutivo de plasticidad inelástica. (Briones y de la Llera, 2014).

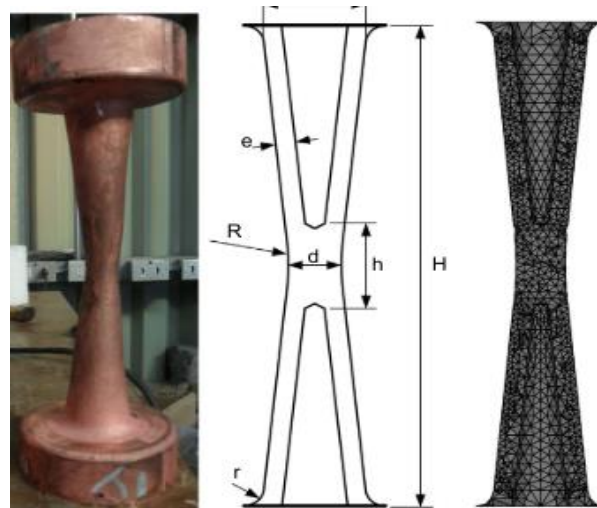


Figura 2. 5. Fotografía, geometría y sección de mallado de dispositivo Cu-BEDD (Briones y de la Llera, 2014)

Sistema panal de abeja(honeycomb)

Este disipador de acero alveolar fue estudiado por (Kobori *et al.*, 1992), con el objetivo de aumentar la absorción de energía en edificios de gran altura. Consiste en una placa de acero con aberturas en la parte central que está sujeta a cargas que actúan en su propio plano, su geometría se muestra en la Figura 2.6(a).

En su sección transversal, las placas de estos dispositivos se colocan en sentido perpendicular y se unen entre sí, las fuerzas que actúan en este caso son paralelas al plano mostrado. Los diagramas de histéresis de este tipo de dispositivo son prácticamente rectangulares muestran mucha estabilidad casi rectangular sin degradación de resistencia, como puede apreciarse en la Figura 2.6(b).

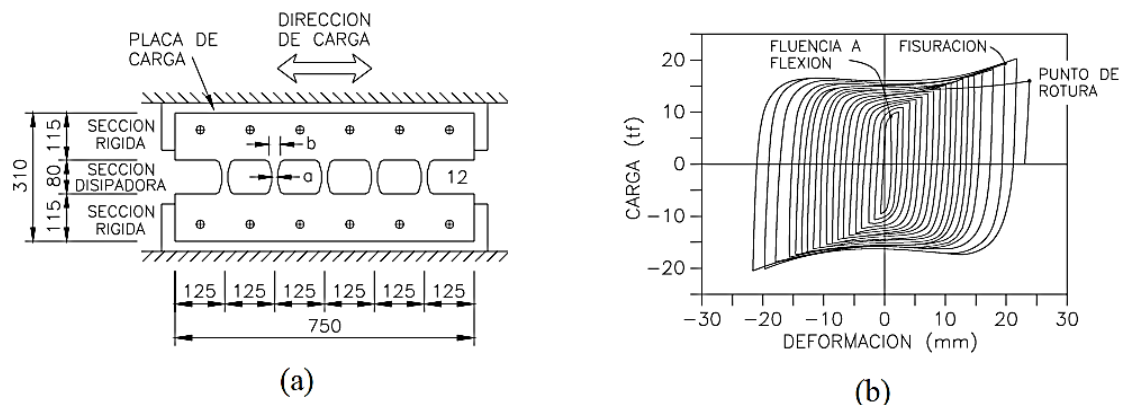


Figura 2. 6. (a) Dimensiones y (b) respuesta histerética de disipador panal de abeja (Kobori *et al.*, 1992)

Sistema ADAS

El sistema ADAS *Adding Damping And Stiffness* fue desarrollado por *Betchel Power Corporation* en la década de 1980. Fue investigado por (Bergman y Goel, 1987) y (Whittaker *et al.*, 1989). Consiste en una serie de placas de acero en forma de X, que se deforman en flexión, conectadas en paralelo en el extremo superior e inferior a elementos rígidos para que no se permita la rotación. Las Figuras 2.7 (a) y (b) muestran sus dimensiones y las conexiones de planchas típicas de este sistema. Del mismo modo, la Figura 2.8 (a) muestra la colocación de estas conexiones en la

unión de las diagonales por debajo de las vigas del piso. De forma alterna, se pueden colocar en muros acoplados de hormigón armado, como muestra Figura 2.8 (b).

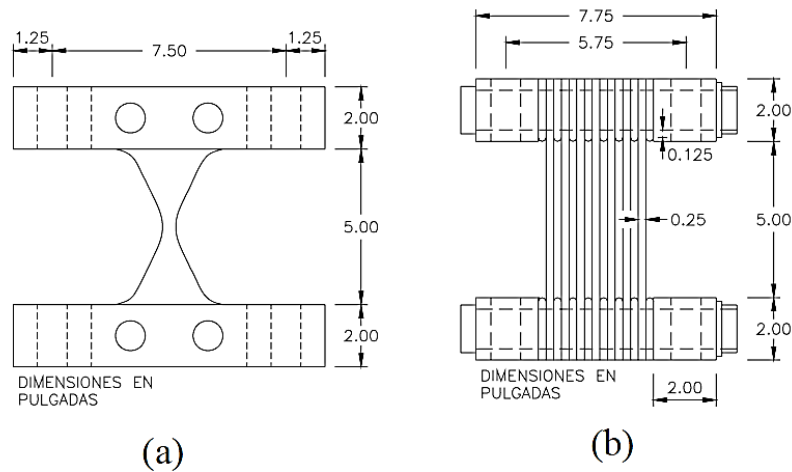


Figura 2. 7. Sistema ADAS (a) Dimensiones, (b) conexión típico planchas en paralelo (Whittaker et al., 1989).

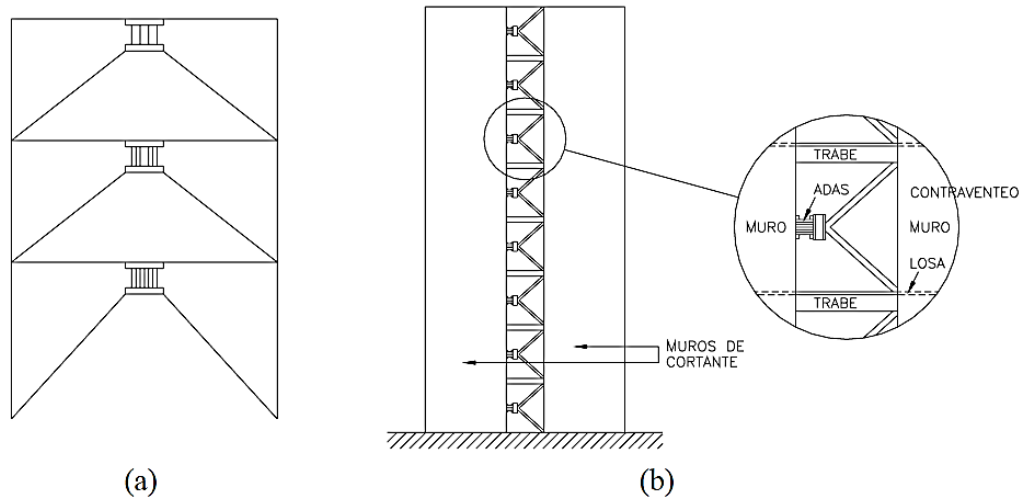


Figura 2. 8. Ubicación del sistema ADAS en muros de hormigón (Whittaker et al., 1989).

Cabe destacar que, en este caso, la plastificación ocurre al mismo tiempo en cada plancha, su forma y la variación en altura de su número utilizadas permite optimizar la respuesta estructural y la disipación de energía en todo su volumen. La Figura 2.9 muestra la respuesta estable histerética de estos dispositivos que resulta sin degradación significativa después de muchos ciclos.

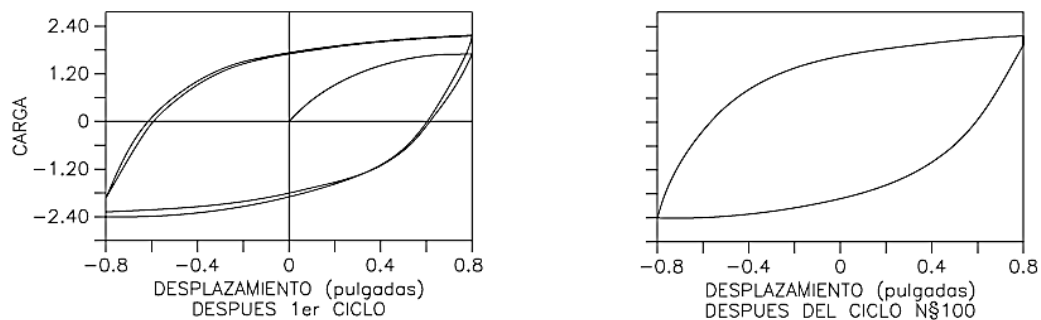


Figura 2. 9. Respuesta histerética estable del Sistema ADAS. (Whittaker et al., 1989).

Sistema TADAS

La categoría de disipadores *Triangular-plate Added Damping and Stiffness TADAS* fue desarrollada por (Tsai *et al.*, 1993), basándose en el sistema ADAS con placas triangulares. Estos dispositivos consisten en un grupo de placas metálicas de espesor constante y sección trapezoidal, paralelas entre sí, soldadas a una placa base común y las fuerzas actuantes son perpendiculares al plano mostrado. El esquema que representa a este elemento está empotrado en la parte superior y es articulado en su extremo inferior, de manera que las placas se deforman por flexión en curvatura simple, véase Figura 2.11 (a). Además, dicha curvatura se distribuye uniformemente y; en consecuencia, la plastificación puede ocurrir de forma simultánea en toda la altura de las placas sin concentración de la curvatura. (Tsai *et al.*, 1993) Asimismo, sus ciclos histeréticos del dispositivo son por poco rectangulares; esto los hace muy eficaces debido que el área encerrada es máxima y corresponde a la energía que este elemento pueda disipar hace muy eficiente, ya que la energía disipada es el área encerrada y es máxima si es rectangular, como se muestra en la Figura 2.11 (b).

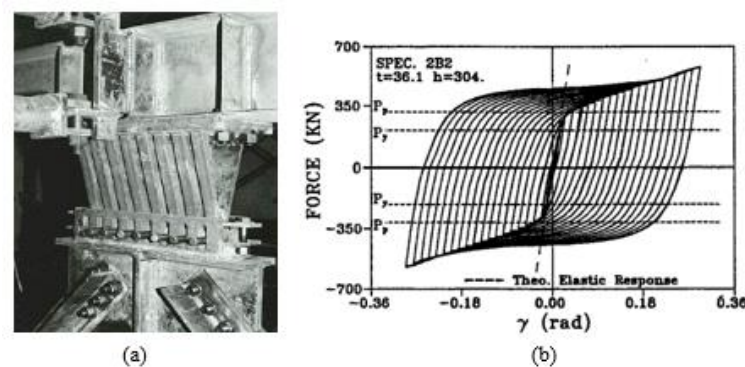


Figura 2. 10. Dispositivo TADAS (a) Detalle de conexión, (b) Comportamiento histerético (Tsai *et al.*, 1993)

Sistema de riostra metálica con restricción al pandeo (BRB)

El sistema *Buckling-Restrained Braced BRB* pertenece a la familia de dispositivos que disipan la energía de entrada de carga cíclica mediante deformación axial. Desarrollado e implementado originalmente en Japón y Estados Unidos. Son dispositivos que se conectan a marcos de acero u hormigón como tirantes concéntricos ordinarios, compuestos por un núcleo de acero delgado sin límites rodeado por un tubo metálico relleno de hormigón, como muestra la Figura 2.11. El núcleo interno de acero cede bajo tensión; en tanto que, la carcasa externa evita el pandeo. (Watanabe, 2018).

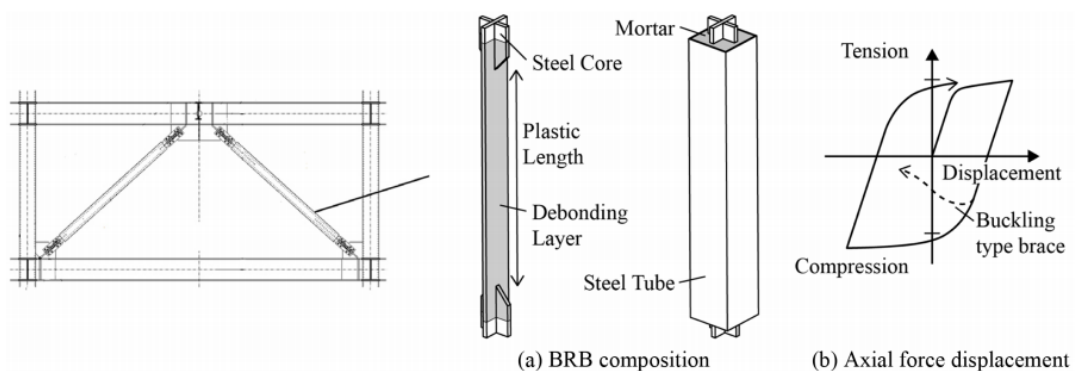


Figura 2. 11. Disipador tipo riostra metálica con restricción al pandeo (Takeuchi y Wada, 2018)

Las características histeréticas del núcleo son estables y casi simétricas una vez que ha cedido toda la sección transversal del núcleo. La placa de acero central proporciona una disipación de energía estable cuando cede bajo carga axial inversa; mientras que, el tubo de acero relleno de hormigón circundante resiste el pandeo por compresión. En consecuencia, no hay degradación durante el ciclo de compresión. Entre sus ventajas, destaca su resistencia y rigidez regulables de forma independiente y su instalación como una barra diagonal convencional. Como desventajas, el núcleo de acero es imposible de inspeccionar sin tener que destruir el marco reforzado; a su vez, los materiales y la geometría de la interfaz de deslizamiento deben diseñarse y construirse con mucho cuidado para permitir movimientos relativos entre el núcleo de acero y el hormigón debido al corte. (Watanabe, 2018)

Es de importante indicar que el estudio realizado por (Wada *et al.*, 1995), donde se usaron disipadores metálicos dentro de un marco elástico, desarrolló del concepto de “estructura tolerante al daño”. Según esta teoría, la disipación de energía se concentra en miembros especiales diseñados como "fusibles de daños" y la estructura principal tiene la función de transportar la carga de gravedad de manera segura, como muestra la Figura 2.12.

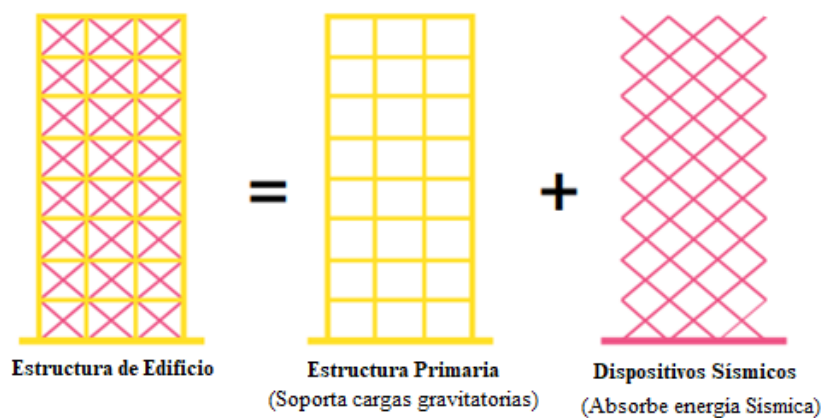


Figura 2. 12. Concepto de estructura tolerante a daños (Wada *et al.*, 1995)

Sistemas Disipadores por Cortante (Shear Link)

(Rai y Wallace, 1998) desarrollaron el disipador *Aluminium Shear Link* con la capacidad de plastificar ante fuerzas laterales en modo de cortante, con sección transversal forma de I con placas de aluminio soldadas y rigidizadores en el alma, ver Figura 2.13.

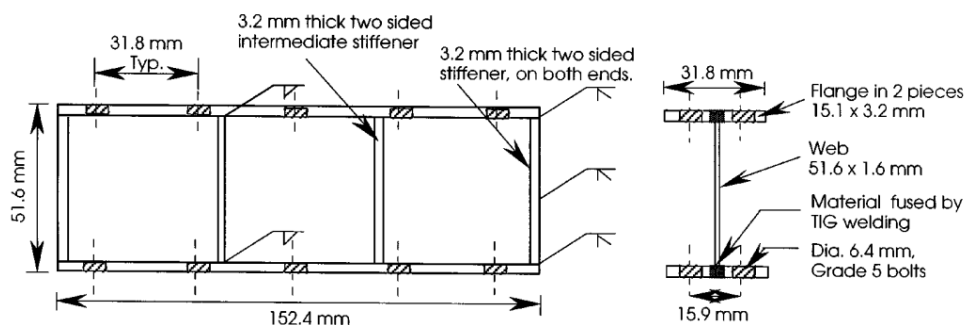


Figura 2. 13. Disipador Shear-Link de aluminio (Rai y Wallace, 1998)

Asimismo, el metal aluminio posee una baja resistencia de plastificación, lo que permite el uso de la membrana o alma del elemento de un mayor espesor, reduciendo el problema de la abolladura o pandeo local.

La Figura 2.14 muestra el disipador *Shear Link* propuesto por (Dusicka, 2002) para conectar los cuatro obeliscos que conforman la torre de soporte del nuevo cruce este del puente de la Bahía de San Francisco - Oakland. Estos dispositivos se destinaron para disipar energía en caso de un terreno de gran magnitud, alcanzando una plastificación por cortante. Su geometría corresponde a una viga en forma de I con rigidizadores, está formado por placas de acero de espesores y propiedades del material diferentes como son el acero A709 grado 50 en el centro y acero A709 grado HPS 70W en los extremos.

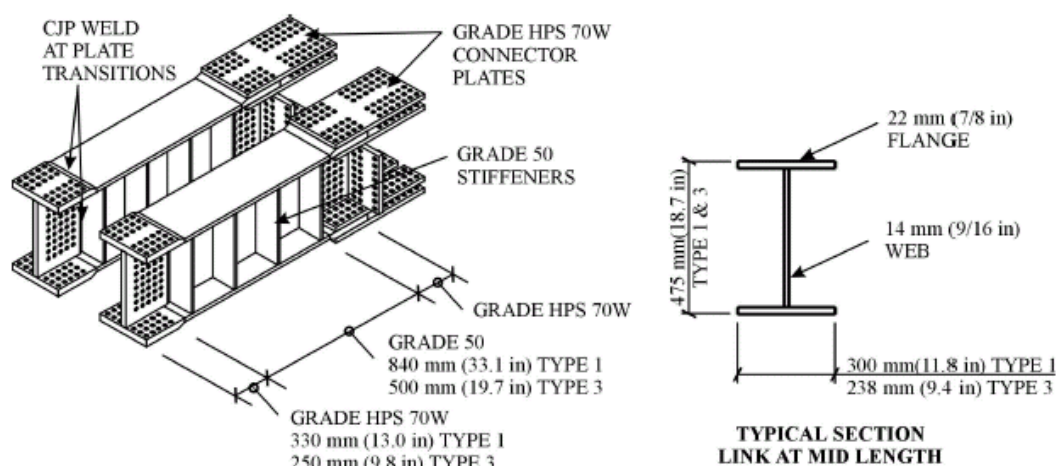


Figura 2. 14. Geometría del *Shear Link* de (Dusicka, 2002)

2.5. Disipadores *Shear Link Bozzo*

2.5.1. Descripción y evolución de disipadores SLB

Los dispositivos *Shear Link Bozzo* (en adelante SLB) son disipadores pertenecientes a la familia de los histeréticos metálicos desarrollados por primera vez en la Universidad de Girona, España, en 1997. (Bozzo y Barbat, 1999), (Cahís, Ll y Bozzo, 2000), (Cahís Carola, 2001).

Su diseño se basa en el sistema estructural disipativos para pórticos con arriostramiento excéntrico desarrollados por (Popov y Engelhardt, 1988). Estos dispositivos aprovechan la capacidad de los metales para disipar energía, mediante su plastificación debido a tensiones de cortante.

Se pueden obtener amplios rangos de capacidades de disipación de SLB modificando sus propiedades geométricas. A continuación, se describen las investigaciones numéricas como experimentales durante los últimos 20 años, realizadas con el objetivo de optimizar el rendimiento mecánico permitiendo el desarrollo progresivo de este tipo disipadores en tres generaciones. (Nuzzo *et al.*, 2018)

La primera investigación numérica en esta línea se realizó en la tesis doctoral de (Foti, Bozzo y López-Almansa, 1998) corresponde a una comparación de las respuestas de estructuras flexibles y un sistema rígido que incorpora disipadores genéricos.

A su vez, se desarrolló la primera generación de dispositivos SLB con el fin finalidad de proteger y aprovechar la capacidad resistente de muros no estructurales. Este pequeño dispositivo se fabricó a partir de una sola pieza de acero ASTM A36, formada por fresado, con una sección I rigidizada (Figura 2.15). Este prototipo era una escala reducida de brazos excéntricos acordes con las fuerzas de corte muy bajas del orden de 10kN. Constituido por un marco y cuatro ventanas contenidas en su plano con un espesor menor al del marco para lograr una disipación de energía eficiente evitando problemas de abolladuras. No se utilizaron elementos soldados en la zona de plastificación, eliminando así las tensiones residuales producidas por la aplicación de la soldadura. (Bozzo, Cahis y Torres, 1998).



Figura 2. 15. Prototipo inicial de los disipadores SLB. (ISMES, Italia, 1997)

Posteriormente, los estudios realizados por (Franchioni, 2001) sobre ensayos de modelos a escala reducida en la mesa vibrante del laboratorio del *Istituto Sperimentale Modelli e Strutture* ISMES (Bérgamo, Italia), que experimentalmente demostraron que era posible diseñar estructuras con el nivel de fuerzas del sistema flexible, pero con el nivel de desplazamientos del sistema rígido.

Más adelante, (Hurtado y Bozzo Rotondo, 2006) realizaron una serie de ensayos experimentales en ISMES generando diferentes geometrías con conexiones atornilladas para su uso en el diseño sismorresistente de edificios. De esta manera se da origen a la segunda generación de dispositivos SLB, incrementándose el número de ventanas para así lograr que plastifiquen totalmente y alcanzar mayores niveles de disipación, pero se mantuvo esta conexión (Figura 2.16) desarrollando una tabla con un resumen de los parámetros de diseño más relevantes para estos dispositivos.

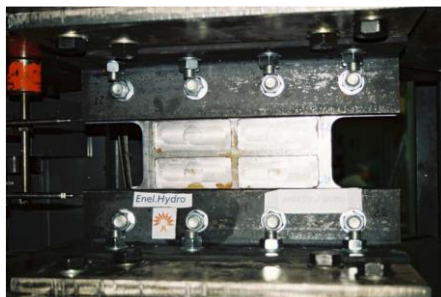


Figura 2. 16. Dispositivo SL30_2 ensayado en laboratorio ISMES (Bérgamo, Italia). (Hurtado y Bozzo Rotondo, 2006)

Aproximadamente después de 20 años de investigación, surge la tercera generación de SLB, se mejora la ductilidad del disipador, incrementando el número de ventanas con respecto a la generación precedente, para que se retarde la abolladura de las ventanas disipadoras, permitiendo

que el SLB siga disipando energía hasta desplazamientos de 30 mm según ensayos realizados. Luego del realizar procesar y calibrar una serie ensayos en la Universidad Nápoles (Italia), se obtiene la tabla con los parámetros de diseño con los disipadores de tercera generación SLB muestra en la Figura 2.17. (Iasevoli, 2019)



Figura 2. 17. Tercera generación del disipador sísmico SLB y conexión tipo peine.

El dispositivo SLB de tercera generación se convierte en un producto altamente eficiente, que responde a deformaciones menores a los 5 mm, por debajo del daño no estructural y de mucha versatilidad para su implementación. Cuenta con una disipación de energía, estable en su plano, debido a la plastificación del metal y a su conexión almenada o denominada tipo “peine”, asimismo se ha obtenido una gran precisión en su representación numérica.

Cabe destacar que la presente investigación trabajará con la tercera generación de SLB, que se incorporados como sistema de protección sísmica en la propuesta de construcción prefabricada.

Actualmente se está planificado una campaña experimental de los dispositivos SLB de cuarta generación en el laboratorio de la Universidad de Cantabria, lo que será objeto de estudios en las próximas investigaciones para desplazamientos superiores a 40mm en el caso de diagonales de doble altura o elementos especiales en diseños de edificios en Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.

2.5.2. Propiedades mecánicas y geométricas del disipador SLB

Las resistencias a corte del disipador SLB son una función de su material de fabricación y el área neta de su sección transversal. Se pueden estimar mediante la siguiente expresión:

$$V = f_y \cdot A_w \quad 2.2$$

Donde: V: resistencia a cortante, f_y : esfuerzo nominal de fluencia, A_w : área transversal del alma.

Los estudios experimentales realizados con estos dispositivos, descritos en el apartado anterior, demostraron que presentan una alta rigidez bajo comportamiento elástico en el plano de la disipación; mientras que, resulta muy flexible en su plano normal. A diferencia de otros sistemas de

plastificación metálicos, los dispositivos SLB tienen un modo de doble deformación (modo de falla) para disipar energía, como indica la Figura 2.18. (Bozzo *et al.*, 2020)

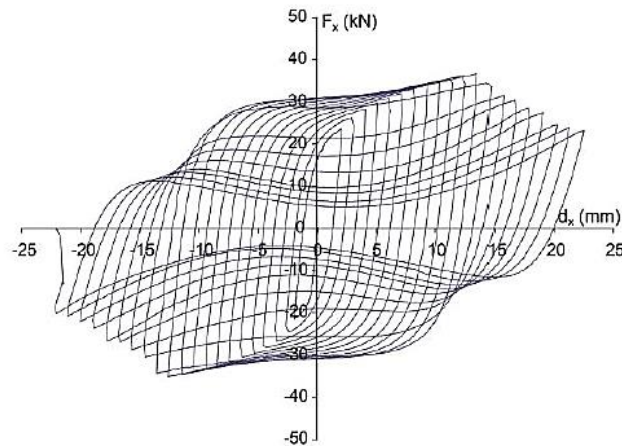


Figura 2. 18. Doble modo de disipación de energía en los dispositivos SLB. (ISMES 1997) (Franchioni, 2001)

La deformación principal corresponde a las causadas por esfuerzos cortantes en las “ventanas disipadoras”. Después de su punto de abolladura, se disipan posteriormente debido a esfuerzos de flexión en el marco de refuerzo. La disipación de energía por flexión no se considera en el diseño, pero se podría considerar como un factor de seguridad. (Hurtado y Bozzo Rotondo, 2006)

Se puede conocer la respuesta no lineal de los disipadores SLB considerando como base la teoría de la plasticidad (Chen y Han, 1988) y las técnicas de elementos finitos (Zienkiewicz, 1977). Las geometría de los dispositivos SLB se han calculado usando el programa ANSYS (Lee, 2015), empleado para resolver problemas complejos estructurales. (Pantoja *et al.*, 2020)

La Figura 2.19 muestra el modelo numérico de los dispositivos SLB de tercera generación, estudiado por (Bozzo, 2018) y (Pantoja *et al.*, 2020) con el fin de comprobar la concentración local de tensiones; así como, verificar las áreas y demandas de plasticidad. Este dispositivo se ha modelizado como elemento en voladizo; es decir, fijado en el extremo inferior y libre en el extremo superior, debido a la conexión tipo peine o almenada, sin la aplicación de fuerza axial.

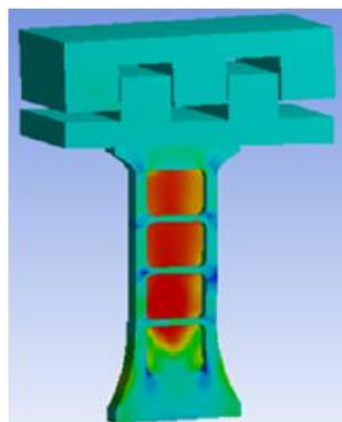


Figura 2. 19. Modelo numérico de dispositivo en ANSYS. (Pantoja *et al.*, 2020)

Asimismo, se sometió a una fuerza horizontal, que proporciona la relación de fuerza-desplazamiento no lineal que se muestra en la Figura 2.20. Las curvas monotónicas del dissipador analizado se obtuvieron considerando la tolerancia propia de unir dos piezas que forman la conexión y para un desplazamiento objetivo máximo de en 20 mm.

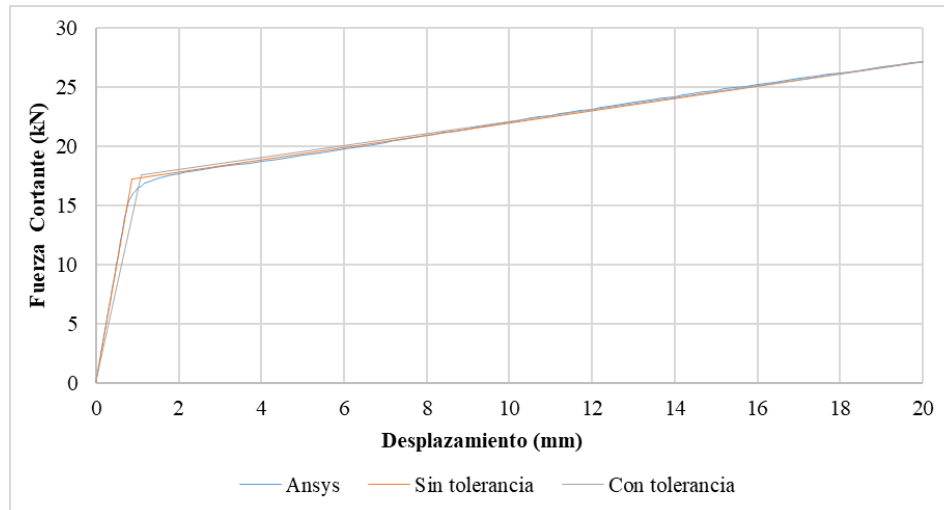


Figura 2. 20. Curva monotónicas de desplazamiento cm vs fuerza (kN) del dispositivo SLB (Bozzo, 2018)

A partir de esta respuesta no lineal, se obtuvieron los principales parámetros que caracterizan los dispositivos SLB: la rigidez elástica K_1 , la rigidez postplastificación K_2 , la fuerza de plastificación F_y , el desplazamiento de plastificación relacionado D_y , la fuerza máxima $F_{m\acute{a}x}$, el desplazamiento máximo relacionado D_y , y la energía disipada ED .

Respecto a la altura total de 235mm de estos elementos, la conexión tipo peine corresponde a 80 y 155 mm de la altura de los dispositivos (puede variar para un proyecto de diseño específico). La magnitud de la fuerza cortante actuante en los dispositivos determina su elección y sus dimensiones.

Para un adecuado proceso de selección, se propone una notación especial para de los dispositivos SLB, representándolos con la siguiente serie: SLB (n) X_Y. Donde: n depende espesor del dissipador en milímetros (en el caso de placas de 19mm corresponde 2; para placas de 25mm, ed será 3; mientras que ed es 4 para placas de 38mm); X es el ancho del dissipador en centímetros. El parámetro X varía entre 60 y 500 mm; Y es el espesor de la ventana (ev) en milímetros. El parámetro Y puede ser 2, 3, 4, 5 o 6 mm para cada valor dado de X. Su geometría es la indicada en la Figura 2.21; además, la longitud es variable de acuerdo con la fuerza de fluencia requerida.

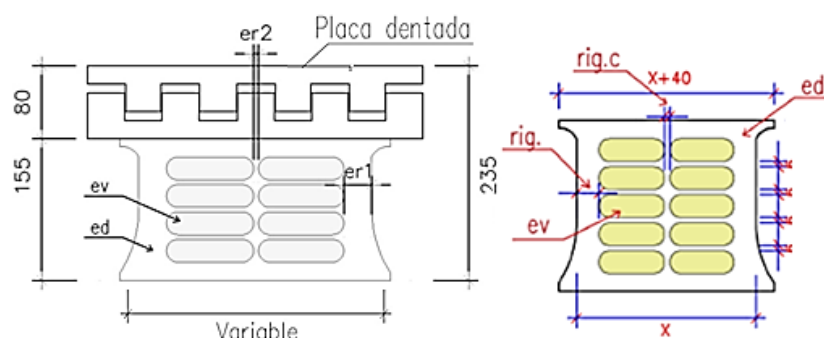


Figura 2. 21. Geometría y características generales de los dissipadores de energía SLB

Cabe señalar que las pequeñas variaciones de la geometría del dispositivo pueden conducir a significativas modificaciones en sus propiedades mecánicas, ya sea en términos de resistencia como de rigidez. Esto último hace que dicho dispositivo sea atractivo para diversas soluciones de diseño. Además, se pueden obtener amplios rangos de capacidades de disipación de *Shear Link* simplemente variando la altura, el ancho y el grosor de las ventanas disipativas y los refuerzos de banda.

2.5.3. Tablas de diseño para los disipadores SLB

Como resultado de los análisis numéricos, la tabla 2.1 muestra la serie de 52 disipadores comerciales SLB de tercera generación, producidos con acero estructural ASTM36 ($f_y=250\text{MPa}$) con las propiedades respectivas descritas en la sección 2.5.2.

La primera columna de esta tabla enumera los dispositivos SLB de tercera generación, seguido de sus propiedades geométricas; mientras que, los parámetros mecánicos se informan en las siguientes columnas. Los espesores de los dispositivos SLB varían en el rango de 60 mm con una fuerza de plastificación de $F_y=35.6\text{kN}$ hasta 500 mm con una fuerza de plastificación $F_y=897.70\text{kN}$. Cabe precisar que, alternativamente de requerirse dispositivos de mayor fuerza de plastificación se puede diseñar un dispositivo específico o en todo caso se pueden formar disipadores dobles y triples con dispositivos SLB simples dispuestos en serie.

Por otro lado, existe una variante denominada dispositivos ESLB fabricada con acero ASTM572 ($f_y=345\text{MPa}$), cuyos parámetros de F_y y $F_{\max}$ de la tabla 2.1. se multiplican por 1.4. Este caso se incluye en algún diseño con mayor fuerza disipación y cuando no se pueda colocar los habituales dispositivos SLB dobles o triples.

De lo anteriormente indicado se desprende que existen dos tablas de diseño de dispositivos *Shear Link Bozzo*: SLB y ESLB, donde las dimensiones y geometría de los disipadores varían en función de las fuerzas de plastificación. De esta manera, se cuenta con 104 dispositivos individuales seleccionables, que inicialmente muy rígidos pero dúctiles y adecuados para estructuras desnudas muy flexibles, como las estructuras prefabricadas.

2.5.4. Fabricación, colocación, usos y proyectos ejecutados

Los disipadores SLB son fabricados por la empresa POSTENSA SAC en Perú con un elevado control de calidad en su proceso de manufactura. La fabricación de estos dispositivos se realiza después del ensayo a tracción de la placa bases de acero considerando las curvas del material de tensión de deformaciones reales; por lo que, se ajustan sus dimensiones finales y reducen los problemas de resistencia(Pantoja *et al.*, 2020).

Debido a la variabilidad de las propiedades mecánicas del acero ASTM A36 empleado para su fabricación, este material debe ensayarse para caracterizar su comportamiento mediante la curva de esfuerzo deformación, conociendo el f_y y el f_u real que presenta el acero estructural.

Tabla 2. 2. Parámetros de diseño para los disipadores SLB, Bozzo L. 2019

DISPOSITIVO	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS				PROPIEDADES MECÁNICAS					
	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	K ₁ (KN/cm)	K ₂ (KN/cm)	D _y (mm)	F _y (KN)	F _{MÁX} (KN)	E _D (KN.cm)
SLB2 6_2	19	13	-	2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	87.08
SLB2 6_3*	19	13	-	3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4*	19	13	-	4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5*	19	13	-	5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	19	15	-	2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.78
SLB2 8_3*	19	15	-	3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4*	19	15	-	4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5*	19	15	-	5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	19	20	-	2	893.40	19.15	0.761	68.00	128.71	168.89
SLB2 10_3	19	20	-	3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	198.84
SLB2 10_4*	19	20	-	4	1149.53	22.96	0.809	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5*	19	20	-	5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55
SLB2 15_2	19	20	-	2	1571.47	31.17	0.648	101.80	199.61	258.66
SLB2 15_3	19	20	-	3	1961.47	37.36	0.643	126.10	240.45	318.16
SLB2 15_4	19	20	-	4	2290.27	42.03	0.654	149.70	276.57	373.16
SLB2 15_5	19	20	-	5	2575.60	45.69	0.670	172.50	310.13	424.52
SLB2 20_2	19	25	5	2	2073.33	37.83	0.601	124.60	243.14	316.64
SLB2 20_3	19	25	5	3	2630.13	46.27	0.597	156.90	298.30	396.26
SLB2 20_4	19	25	5	4	3105.53	53.03	0.606	188.30	348.53	470.63
SLB2 20_5	19	25	5	5	3520.20	58.63	0.620	218.40	395.71	540.18
SLB3 25_2	25	30	5	2	3214.07	58.98	0.606	194.80	383.50	494.69
SLB3 25_3	25	30	5	3	4046.67	70.69	0.589	238.20	457.15	602.54
SLB3 25_4	25	30	5	4	4783.20	81.04	0.585	279.60	526.49	703.70
SLB3 25_5	25	30	5	5	5447.47	90.85	0.586	319.00	592.39	799.88
SLB3 25_6	25	30	5	6	6064.13	99.65	0.589	357.10	655.63	891.48
SLB3 25_7	25	30	5	7	6644.13	107.41	0.594	394.50	716.83	979.51
SLB3 25_8	25	30	5	8	7191.47	114.57	0.599	430.70	776.40	1064.12
SLB3 25_9	25	30	5	9	7711.07	120.73	0.605	466.40	834.90	1145.71
SLB3 30_2	25	30	5	2	3666.73	64.22	0.578	212.10	415.33	539.19
SLB3 30_3	25	30	5	3	4717.00	78.76	0.563	265.70	507.23	672.79
SLB3 30_4	25	30	5	4	5661.33	92.21	0.560	316.90	594.62	799.16
SLB3 30_5	25	30	5	5	6525.67	104.99	0.561	366.10	678.62	920.34
SLB3 30_6	25	30	5	6	7336.60	116.45	0.565	414.20	759.77	1036.63
SLB3 30_7	25	30	5	7	8106.07	126.92	0.569	461.30	838.79	1149.06
SLB3 30_8	25	30	5	8	8840.00	135.98	0.575	508.00	915.50	1257.99
SLB3 30_9	25	30	5	9	9542.20	145.74	0.579	552.50	992.12	1363.85
SLB3 40_2	25	30	5	2	4571.07	76.44	0.543	248.30	482.60	634.54
SLB3 40_3	25	30	5	3	6043.67	97.23	0.531	321.00	609.64	817.79
SLB3 40_4	25	30	5	4	7393.67	116.17	0.530	391.60	732.20	993.03
SLB3 40_5	25	30	5	5	8650.00	133.79	0.533	460.80	851.48	1162.82
SLB3 40_6	25	30	5	6	9843.00	149.92	0.537	528.70	967.95	1327.13
SLB3 40_7	25	30	5	7	10988.00	165.19	0.542	595.40	1082.30	1487.36
SLB3 40_8	25	30	5	8	12091.27	179.81	0.547	660.90	1195.00	1643.93
SLB3 40_9	25	30	5	9	13156.07	194.00	0.551	725.10	1306.30	1797.11
SLB3 50_2	25	30	5	2	5479.60	88.67	0.520	284.90	551.27	730.67
SLB3 50_3	25	30	5	3	7367.13	114.64	0.512	377.50	713.65	963.00
SLB3 50_4	25	30	5	4	9116.00	138.30	0.513	468.10	871.40	1186.77
SLB3 50_5	25	30	5	5	10759.13	160.81	0.518	557.00	1025.70	1404.77
SLB3 50_6	25	30	5	6	12328.87	181.80	0.523	644.40	1177.30	1616.83
SLB3 50_7	25	30	5	7	13844.20	202.03	0.528	730.30	1326.80	1824.36
SLB3 50_8	25	30	5	8	15312.67	221.80	0.532	814.70	1474.50	2028.05
SLB3 50_9	25	30	5	9	16737.00	241.37	0.536	897.70	1621.20	2228.51

* Estos dispositivos plastifican primero por flexión antes que por cortante

La Figura 2.22 muestra las diferentes formas de ubicación de los disipadores SLB: (1) técnica de muros acoplados mediante brazos rígidos y disipadores sísmicos SLB, con disposición tipo Chevron orientada; (2) paneles disipativos liberando fuerza axial en cada dispositivo; (3) la aplicación mediante muros disipativos desacoplados discontinuos de hormigón de solo 12 – 30 cm de espesor y con conexiones SLB; y (4) aplicación clásica de pórticos rigidizados clásicos. (Bozzo y Gaxiola, 2015).

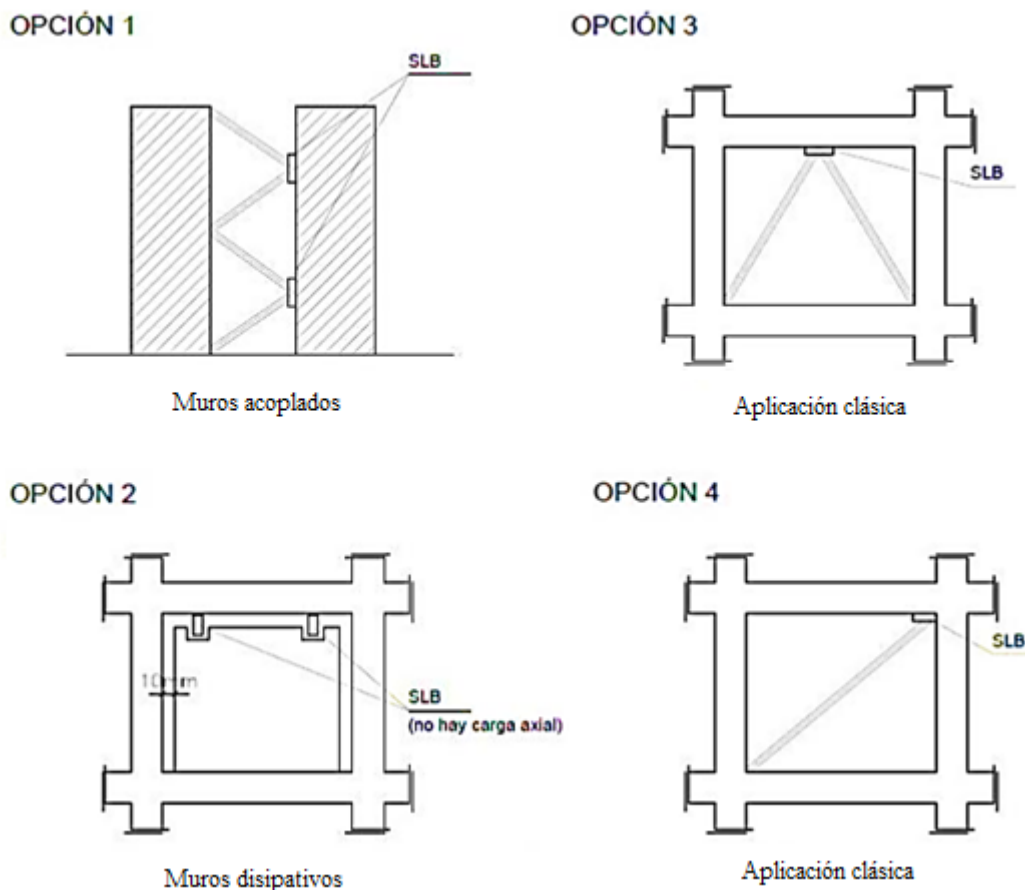


Figura 2. 22. Ubicación de disipadores SLB. (Bozzo y Gaxiola, 2015)

En todos estos casos esquematizados, se puede observar que los dispositivos SLB no requieren estar alineados vertical, dado que su conexión no transmite carga axial. También se recomienda ubicar el disipador en áreas que faciliten su inspección y posible reemplazo. Por consiguiente, estas características los convierten en un adecuado conector en sistemas formados a base de pórticos flexibles o muros de mampostería; así como, su uso convencional como disipador en pórticos de acero y de hormigón armado nuevas y existentes. (Cahís, Ll y Bozzo, 2000)

En la actualidad, se han desarrollado y realizado varias aplicaciones con los dispositivos SLB en todo el mundo, principalmente en edificios de hormigón armado en México, Perú, Ecuador y Guatemala, tanto para nuevas construcciones (Figura 2.23) como para el reacondicionamiento sísmico de las existentes (Figura 2.24) (Nuzzo *et al.*, 2018).



Figura 2. 23. Instalación de dispositivo SLB para nueva construcción de Torre Ixtapa (México) (Nuzzo et al., 2018)



Figura 2. 24. Instalación de dispositivo SLB para la rehabilitación sísmica del hotel Ceibo Dorado tras el terremoto de octubre de 2016 en Ecuador. (Nuzzo et al., 2018)

En síntesis, los disipadores de energía SLB son una solución óptima para el diseño sismorresistente porque son adaptables a los proyectos estructurales, representan un ahorro de costos en comparación a un sistema tradicional, tienen un control de fabricación y garantía de parámetros de diseño, su inicio de la protección estructural ocurre a desplazamientos de pequeños y se obtiene una mayor capacidad de deformación a rotura.(Bozzo, 2017)

2.6. Sistema SLB y edificios prefabricados

2.6.1. Edificios prefabricados en zonas sísmicas

El uso de edificios prefabricados en áreas de alta sismicidad no ha sido tan extendido en todo el mundo como los sistemas de protección sísmica pasiva, entre otras razones, porque existe cierto rechazo profesional por considerarlos inseguros. Sin embargo, su debilidad estructural sísmica supuestamente no puede generalizarse ya que hay experiencias satisfactorias de estructuras prefabricadas después de un evento sísmico.

El primer uso de elementos prefabricados data en 1851, en Reino Unido, durante la construcción del Castle House Board donde se empleó cemento portland para la producción de bloques prefabricados de hormigón. (López y Fernández-Ordóñez, 2015)

Al inicio del siglo XX, específicamente en 1904, se comenzaron a construir edificios de paneles prefabricados en Francia, cuando la prefabricación no era muy acogida en países europeos. (American.Concrete.Institute, 2003)

Pier Luigi Nervi (1891–1979) fue uno de los ingenieros estructurales más grandes e innovadores del siglo XX con el diseño del Salón La Exposición de Turín. Representó la primera posibilidad concreta de aplicar el principio de prefabricación estructural, que unía en una sola estructura abovedada a gran escala el uso personal del ferrocemento con el uso extensivo de elementos prefabricados. (Lenticchia, Ceravolo y Chiorino, 2017).

En 1950 se promueve la prefabricación en Estados Unidos, siendo el Wanult Lane Memorial Bridge en Filadelfia, ubicado en la zona este donde la amenaza sísmica es muy baja. Posteriormente se comenzó a emplear este tipo de estructuras en regiones con terremotos fuertes sin hacer la adaptación de estas estructuras ante las exigencias del sitio; lo que años más tarde conllevó a un mal comportamiento de estos edificios prefabricados durante eventos sísmicos importantes. Entre los que destacan el fallo de las conexiones en el terremoto de Armenia (1988) y la inexistencia de mecanismos robustos para transferir la demanda sísmica de losas a los sistemas sismorresistentes observadas en los sismos de Loma Prieta (1989) y Northridge (1994). (Rodríguez, 2001)

En los últimos años, el *Precast Concrete Institute* PCI ha venido promoviendo la investigación como la utilización de los denominados edificios emulativos que corresponden a aquellos buscan tener un desempeño sísmico similar y equiparable al de estructuras de hormigón armado convencional. Las prácticas ingenieriles se basan en las publicaciones y recomendaciones realizadas por esta institución, así como el su comportamiento, se han publicado reportes que describen el buen comportamiento que han tenido construcciones emulativas en sismos recientes como el Chile. (Ghosh y Cleland, 2010)

En cuanto a la zona de estudio, se puede indicar que escasamente se emplean estructuras de hormigón prefabricado de manera limitada. A pesar de esto, se vienen propagando el uso piezas prefabricadas como viguetas, vigas y algunos elementos no estructurales. Cabe precisar que, las normativas en Perú, no especifican criterios para el análisis y diseño de estructuras prefabricadas (Moscoso Tinco, 2019)

2.6.2. Investigaciones relacionadas

El uso de edificio prefabricado en zonas de alta sismicidad no ha sido extendido en el mundo como los sistemas de protección sísmica por diversas razones. Una de las razones más resaltantes es el rechazo profesional por considerarlas inseguras frente a terremotos; sin embargo, estas fallas no pueden ser generalizadas puesto que se existen estudios que evidencian experiencias satisfactorias del prefabricado desarrollando soluciones particulares para la construcción modular y prefabricada. Asimismo, se han realizado diversas investigaciones sobre este campo; aunque aún son insuficientes, combinan la técnica del prefabricado y la de disipadores de manera global.

Entre los estudios más relevantes, se destaca el trabajo desarrollado por el departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Istanbul (Turquía) y la consultora en Ingeniería PROEMER, donde se destaca el uso de disipadores de fricción y estructuras prefabricadas del tipo industrial y reforzamientos de varias estructuras que no cumplían con la norma "Especificación para Edificios a Construir en Zonas Sísmicas (2007) (TEC)". (Code, 2007)

El profesor (Rodriguez, 2001) de la UNAM (México) elaboró un documento en donde se evaluó el comportamiento sísmico de prefabricados, observado en distintos ensayos de laboratorio, y se comenta el desempeño de edificaciones prefabricadas durante terremotos en zonas sísmicas.

El profesor (Valente, 2013) Valente del Politecnico de Milano, expone las ventajas de la combinación de los sistemas prefabricados y los dispositivos disipadores luego de realizar estudios numéricos.

Anteriormente, (Priestley *et al.*, 1999) investigaron el uso de disipadores en estructuras, enfatizando su comportamiento general. Más tarde, (Morgen y Kurama, 2004) se centrado estudios en el comportamiento de las conexiones en estructuras prefabricadas como la desarrollada por los ingenieros de la Universidad de Notre Dame, Indiana, donde se estudia un disipador de fricción para estructuras de pórticos de momento prefabricadas de hormigón postensado no adherido en zonas de alta sismicidad.

Asimismo, (Lago, Biondini y Toniolo, 2017) del departamento de Ingeniería Civil y Ambiental del Politecnico de Milano, desarrollaron un estudio del uso de estructuras con conexiones de fricción insertadas en paneles prefabricados.

(Nuzzo *et al.*, 2018) investigaron el uso alternativo de disipadores *Shear Link* para proteger estructuras RC prefabricadas, insertando dispositivos dentro de los refuerzos diagonales. El objetivo de este estudio fue investigar su comportamiento mecánico lineal y no lineal efectivo.

Investigar el uso de estructuras prefabricadas que incorporan disipadores trae beneficios tanto en la parte del comportamiento sísmico como en los procedimientos constructivos. El posible ahorro en tiempo de construcción y una mejor calidad final; en comparación con las estructuras convencionales “in situ”, las hacen atractivas para diferentes estructuras como viviendas sociales, escuelas, entre otras. (Bozzo *et al.*, 2020)

2.6.3. Propuesta de investigación

En esta sección se expone la propuesta de la presente investigación basada en el concepto “rígido-flexible-dúctil” de las conexiones tipo *Shear Link* Bozzo. Se busca unificar los campos de control moderno y diseño clásico de estructuras, mediante los conceptos de rigidez, flexibilidad y ductilidad incorporando esta serie de dispositivos. Se demuestra que, es posible diseñar estructuras más eficientes y seguras, partiendo de un sistema muy flexible, sin conexiones SLB. Luego de incorporar estos disipadores de energía, se dispone de un sistema rígido robusto adecuado a diversas condiciones de suelo o señales sísmicas. Las demandas de ductilidad se concentran en conexiones fabricadas industrialmente y con propiedades mecánicas definidas. (Bozzo y Gaxiola, 2015)

El edificio prefabricado SLB es un proyecto que representa la forma más óptima de emplear este planteamiento, pues el sistema flexible es de muy baja rigidez lateral. Se estudiarán las soluciones estructurales con esta tecnología, para plantear un sistema técnico y económicamente óptimo en cuanto a tiempos de ejecución y costo material.

Cabe indicar que, aunque la investigación se oriente a un determinado tipo edificio, sus conclusiones y recomendaciones pueden ser válidas para otras estructuras prefabricadas de otros usos.

2.6.4. Situación actual normativa respecto a disipadores SLB y estructuras prefabricadas

“Más que determinado disipador o amortiguador, la conexión SLB es una rótula plástica que el diseñador puede ubicar según su inventiva y conocimientos. En este sentido, no son de aplicación directa los códigos FEMA 356, FEMA 440, ASCE7 o el código Chileno, que especifican que los edificios sin disipadores deben de resistir el 75% del cortante basal. Dichas normativas se aplican para edificios diseñados con amortiguadores (no conexiones o disipadores SLB). Los amortiguadores son sistemas reactivos a la velocidad de la estructura, por lo que sus beneficios en la respuesta global requieren altas velocidades y empiezan; por tanto, a ser efectivos para unas deformaciones muy superiores a las requeridas por el sistema SLB, que empieza a proteger a la estructura a décimas de mm” (Bozzo, Gonzales y Gaxiola, 2016)

No obstante, los disipadores sísmicos están claramente normados en Estados Unidos; por ejemplo, para caracterizar los dispositivos está la definición del protocolo de carga cíclica se pueden emplear distintas normativas como FEMA 461. Asimismo, para dispositivos metálicos, son particularmente relevantes, las disposiciones de la normativa AISC-16 referentes a *Buckle Restrained Braces* (BRB) en su Capítulo K, sección K3.

Respecto a estructuras prefabricadas, existen varias normas relacionadas como el código ACI318-19, se tienen algunos acápites dedicados a elementos prefabricados; como por ejemplo en el capítulo 16 titulado “conexiones entre miembros”; en el apartado 16.2, se tratan las conexiones de miembros prefabricados. Mientras que, el capítulo 18 titulado “Estructuras sismorresistentes” tiene consideraciones referentes a muros estructurales intermedios de hormigones prefabricados, pórticos especiales resistentes a momento contruidos con hormigones prefabricados y muros estructurales especiales contruidos usando hormigón prefabricado (secciones 18.5, 18.9 y 18.11). Por otro lado, el instructivo EHE-08, dentro de su artículo 59, desarrolla criterios de diseño para estructuras con elementos prefabricados en general, precisando alcances referentes en cuando a sus análisis, conexiones y apto de elementos prefabricados y sistemas de atado. Un documento más elaborado es el *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, que aborda las denominadas estructuras emulativas y sus conexiones sismorresistentes.

Finalmente, la (Norma Técnica E030, 2018) sismorresistente, establece los criterios para la utilización de sistemas de protección sísmica como aisladores de base o disipadores de energía en edificaciones, siempre que se cumplan las disposiciones del capítulo II (referente a Peligro Sísmico), en medida que, sea aplicable las normas como ASCE/SEI 7-10. A falta de norma específica de disipadores o estructuras no convencionales en el medio, se puede aplicar normas europeas y/o americanas.

III. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIO PREFABRICADO SLB

El proyecto corresponde al trabajo de una serie de años, desarrollado para un estudio sobre el uso de dispositivos SLB en estructuras nuevas propuestas por POSTENSA S.A.C. En el apartado 3.1 se hace la descripción del proyecto arquitectónico como un edificio residencial económico de cinco niveles de plantas diáfanas que pretende ser rentable, funcional, tecnológico y rápido de ejecutar. El propuesto sistema estructural está constituido por elementos prefabricados de hormigón y muros desacoplados equipados con disipadores de energía tipo SLB (Shear Link Bozzo) con la capacidad de absorber solicitaciones sísmicas; y se expone en el apartado 3.2 del presente estudio. La sección 3.3 desarrolla las consideraciones tomadas al realizar el modelo analítico del sistema estructural en un potente programa de cálculo teniendo en cuenta las propiedades de los materiales mecánicas de los elementos, propiedades inelásticas y el modelamiento de los dispositivos sísmicos indicados. Finalmente, las cargas asignadas en este modelo se describen en el ítem 3.4.

3.1. Descripción del edificio

El proyecto arquitectónico propuesto se refiere a una infraestructura de cinco niveles, regular en planta y elevación, situada en una zona de alta sismicidad (Perú). Tiene una altura total de 15.50m y un área total de 300m² por piso, como se muestra en la Figura 3.1. Se propusieron cuatro departamentos con plantas diáfanas por nivel (sin columnas ni muros interiores) y una azotea (Luis Bozzo *et al.*, 2019).

Cada departamento incluye dos dormitorios, una sala de estudio o una tercera habitación, un baño y una cocina con lavandería. Se propone el uso de tabiquería desmontable, pues se considerará más adelante la diversidad de usos como oficinas, salas de estudio u centros hospitalarios.

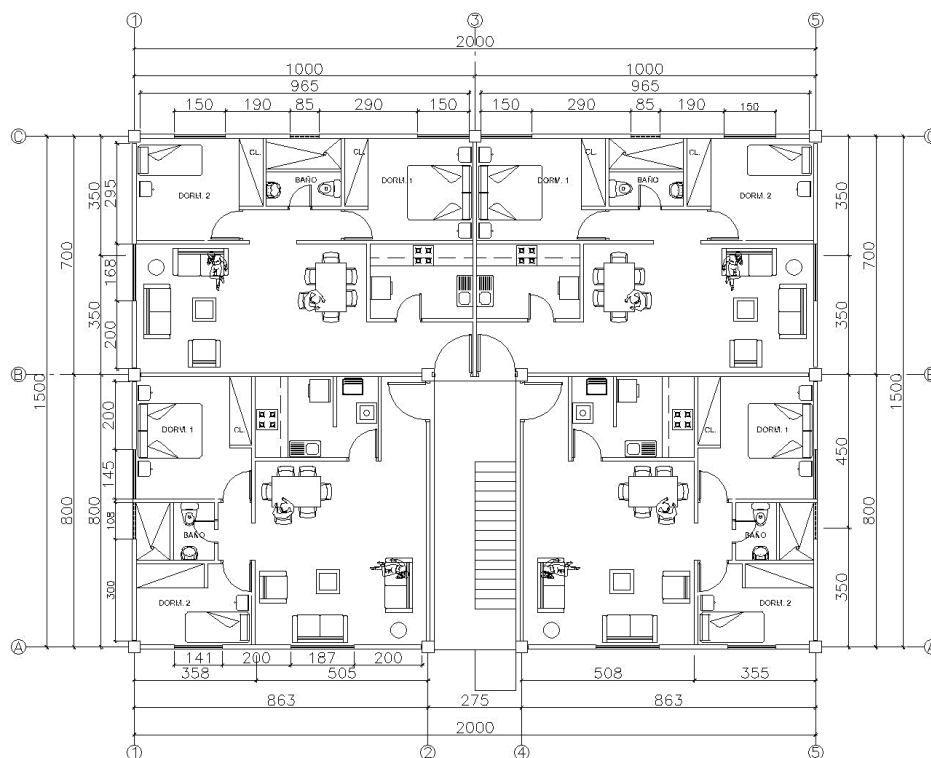


Figura 3. 1. Distribucion arquitectónica de planta típica

Este planteamiento corresponde al máximo permitido sin ascensores, aunque es posible su incorporación posterior y también plantear aumentar el número de plantas. El edificio ha sido propuesto como prefabricado con el fin de brindar una solución potencial para familias de bajos ingresos en Perú con el fin de ser una alternativa de solución frente a la autoconstrucción habitual con extensas áreas con viviendas precarias de un solo nivel.

3.2. Sistema estructural propuesto

El modelo estructural se ha desarrollado sobre el diseño de arquitectura propuesto y base consta de un módulo cuyo sistema resistente está definido por columnas cuadradas, vigas rectangulares, prelosas prefabricadas unidireccionales y muros de hormigón desacoplados. El edificio está equipado con dispositivos de protección sísmica tipo *Shear Link Bozzo*. El enfoque fundamental es contar con los elementos estructurales mínimos posibles para facilitar y reducir el tiempo de construcción. La configuración del edificio prefabricado es caracterizada por la utilización de sistemas de pórticos conformado por columnas y vigas prefabricadas de hormigón, que incorporan prelosas prefabricadas autoportantes. El sistema estructural posee tres pórticos en la dirección X y cinco pórticos en la dirección Y con luces mayores a 7 metros, como se muestra su planta estructural típica y su isométrico en las Figuras 3.2 y 3.3 respectivamente.

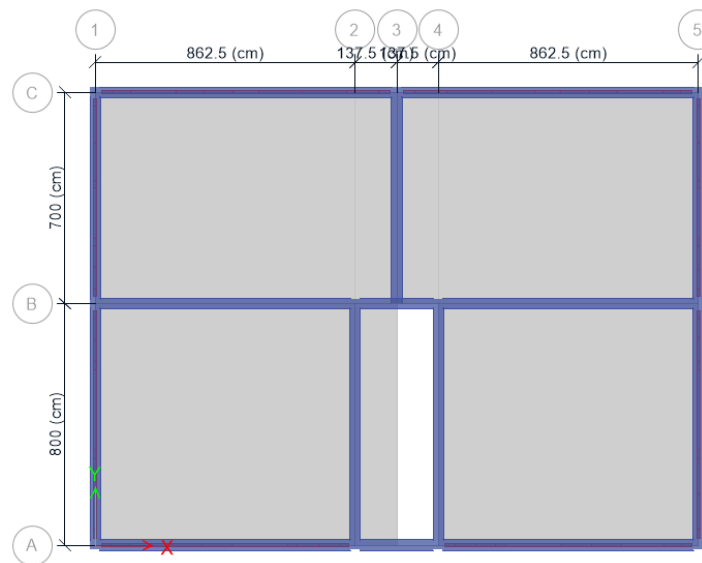


Figura 3. 2. Planta del edificio en estudio

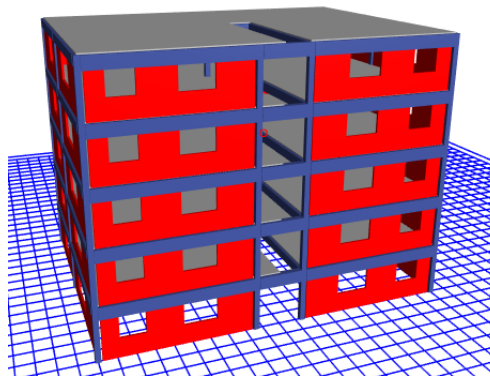


Figura 3. 3. Isométrico del edificio en estudio

Uno de los sistemas prefabricados con soluciones constructivas más sencillas, es el sistema con vigas articuladas, donde la columna trabaja en voladizo frente a cargas horizontales. Estas soluciones de vigas articuladas a las columnas son particularmente indeseables en zonas de riesgo sísmico moderado y alto por la escasa capacidad de disipación de energía del conjunto. (Cid, López y Sautié, 2015). Las conexiones viga y columna son articuladas, por definición no transmiten momento flector, cuentan con pasadores que son capaces de transmitir esfuerzos horizontales (un porcentaje del esfuerzo cortante y acciones accidentales). (UDC, 2011)

El sistema estructural propuesto es de ductilidad baja y se caracteriza porque todas las vigas simplemente soportadas por columnas, siendo un esquema estático con un bajo número de indeterminaciones estáticas. Se pueden formar rótulas plásticas en la parte inferior de los pilares; mientras que, para una estructura de hormigón armado convencional de las mismas dimensiones, el número de rótulas plásticas puede ser mucho mayor debido a que pueden figurar en los extremos de todas las vigas.

Las cargas verticales se asignan a prelosas y vigas, se transfieren a las columnas a través de sus ménsulas cortas. Las vigas en su totalidad han sido modeladas como biarticuladas para absorber principalmente cargas verticales que generan momento de flexión y fuerza cortante; por tanto, el diseño estructural de estos elementos se rige por las cargas de gravedad, ya que no transfieren una acción sísmica significativa. Esta solución tiene la ventaja que los muros no necesariamente tienen que estar alineadas en altura, pudiéndose prefabricarse y luego ser colocados sobre vigas que los soporten.

Por otro lado, las acciones sísmicas son transferidas por el sistema de muros desacoplados y disipadores SLB. Estos dispositivos son los únicos elementos que resisten la fuerza sísmica y el desplazamiento horizontal de la estructura, agregando ductilidad a la estructura global y disipando la energía generada por la deformación de corte. Como se describe en el apartado 2.5, estos dispositivos SLB cuentan con una conexión superior denominada "peine" que evita absorber la carga axial y haciéndolos que sólo reciban la fuerza de horizontales de corte evitando. De esta forma, se busca que la estructura prefabricada no trabaje sísmicamente y que su respuesta sea lineal, debido a que el 100% de la energía destructiva del sismo sea absorbida por los disipadores SLB.

Los elementos que conforman la estructura del edificio prefabricado son:

Vigas: con un estimado 15 vigas por nivel conectadas con las columnas mediante ménsulas. La longitud máxima es de aproximadamente 9.60m, las secciones de las vigas son de 30cmx50cm y 30cmx80cm, en la dirección transversal y longitudinal del edificio, respectivamente.

Columnas: el edificio cuenta con 11 columnas con una sección cuadrada constante de 40 cm x 40 cm, colocadas de acuerdo con el diseño arquitectónico en un sistema de pórticos.

Prelosas: Las prelosas son semiprefabricadas, aligeradas y unidireccionales con un espesor total de 30 cm (6 cm + 19 cm + 5 cm) para tramos mayores a 8 metros. Este sistema consta de una losa prefabricada de 100 cm de ancho con un espesor de 6cm en su parte inferior, que incorpora hormigón en las nervaduras. El sistema tiene las ventajas de reducir el encofrado en el sitio y controlar la deformación vertical y permite incorporar directamente los servicios de línea y las

instalaciones. Finalmente, la capa superior de hormigón de 5 cm completa la estructura, generando un diafragma rígido que une monolíticamente vigas y losa.

Muros desacoplados: son elementos de hormigón delgados de 12 cm de espesor, separados de la estructura principal por juntas sísmicas de 25 mm, utilizados para la fijación del disipador. Usan anclajes conectados en la parte inferior; mientras que, en la parte superior están vinculados a los dispositivos SLB. Se han colocado principalmente en el perímetro del edificio y se pueden fabricar con espacios dispuestos para ventanas y puertas, de manera que, se ahorre tiempo de construcción. Su diseño es independiente de la estructura global, ya que sólo deben resistir los esfuerzos máximos del disipador.

Disipadores SLB: este edificio está equipado con 16 pequeños dispositivos por nivel, contando con total de 80 unidades.

El análisis y diseño sísmico de los disipadores SLB enfocará en el capítulo 4. Mientras que, el diseño de los elementos componentes del edificio prefabricado serán desarrollados en el capítulo 5. Las Figuras 3.3, 3.4 y 3.5 muestran las elevaciones del edificio prefabricado con disipadores sísmicos SLB.

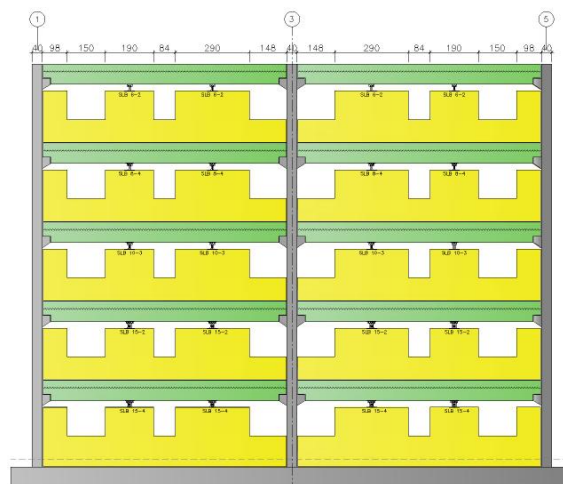


Figura 3.4. Alzado eje A

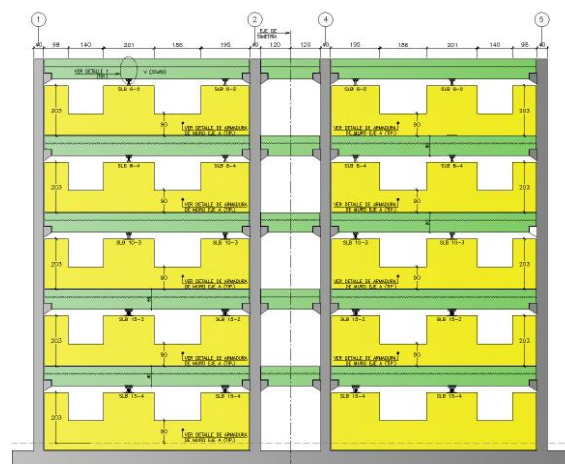


Figura 3.5. Alzado eje C

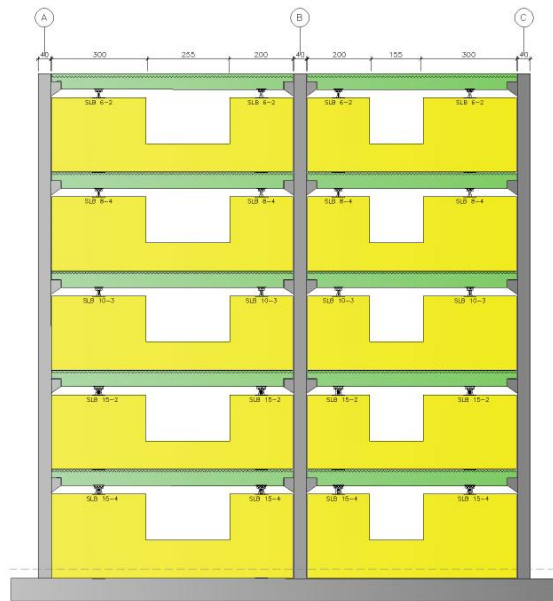


Figura 3. 6. Alzado eje 1 y 5

3.3. Modelización numérica del edificio prefabricado SLB

3.3.1. Consideraciones y modelado en ETABS

El modelo, análisis y diseño estructural del edificio prefabricado de hormigón armado de cinco niveles se han realizado mediante el programa como es *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems* (ETABS). Esta herramienta de diseño sofisticada que permite el análisis de sísmico de estructuras convencionales y de estructuras con sistemas de protección sísmica; además, cuenta con la capacidad de evaluar la no linealidad de los dispositivos SLB. (L. Bozzo *et al.*, 2019)

Las columnas y las vigas se han modelado como elementos lineales tipo barra (*frame*) que forman pórticos; mientras que, las paredes desacopladas y la losa como elementos tipo área (*Shell* y *membrane* , respectivamente). Las vigas son simplemente apoyadas en las columnas, por lo que se le asignó la liberación de momentos (M2 y M3) en su extremo superior de las vigas, como muestra la Figura 3.5. Se ha considerado diafragmas rígidos por nivel, con 3 grados de libertad, considerando un estimado de 15 modos.

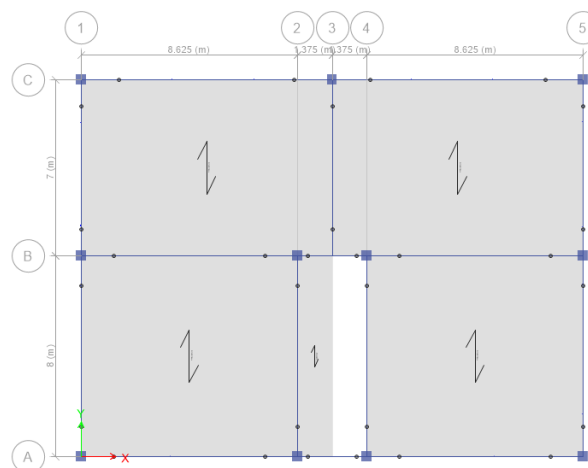


Figura 3. 7. Vista en planta del modelo numérico.

Como se ha indicado en el apartado 3.2, los dispositivos SLB han sido colocado entre los muros desacoplados y vigas con el fin de controlar el desplazamiento lateral por sismo en ambas direcciones y se han modelado como elementos de conexión no lineales (*N-Link*). Las siguientes figuras muestran las elevaciones de los ejes A, B, C y 1, 5 extraídas del modelo matemático.

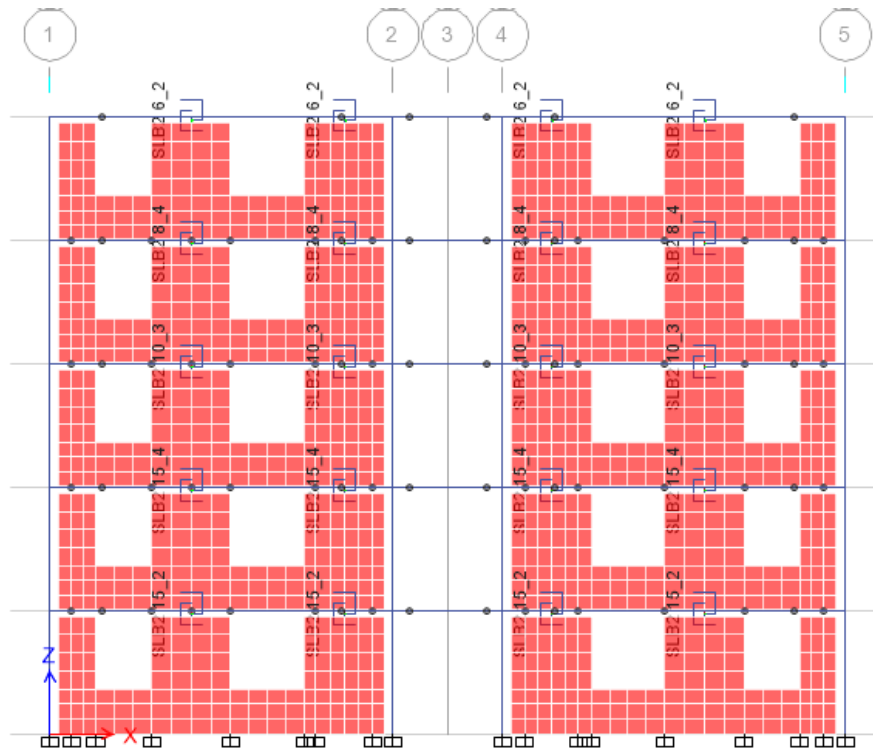


Figura 3.8. Vista en alzado eje A.

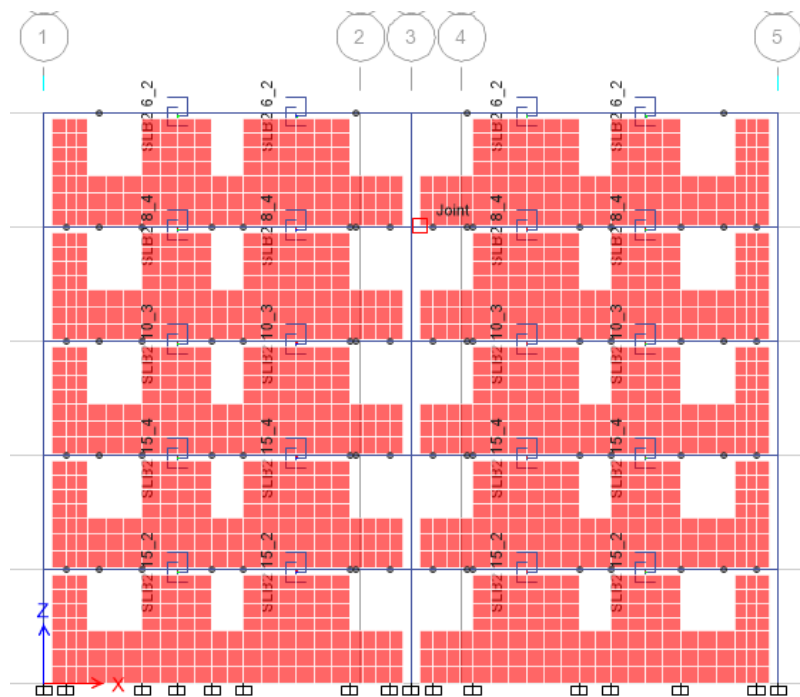


Figura 3.9. Vista en alzado eje C.

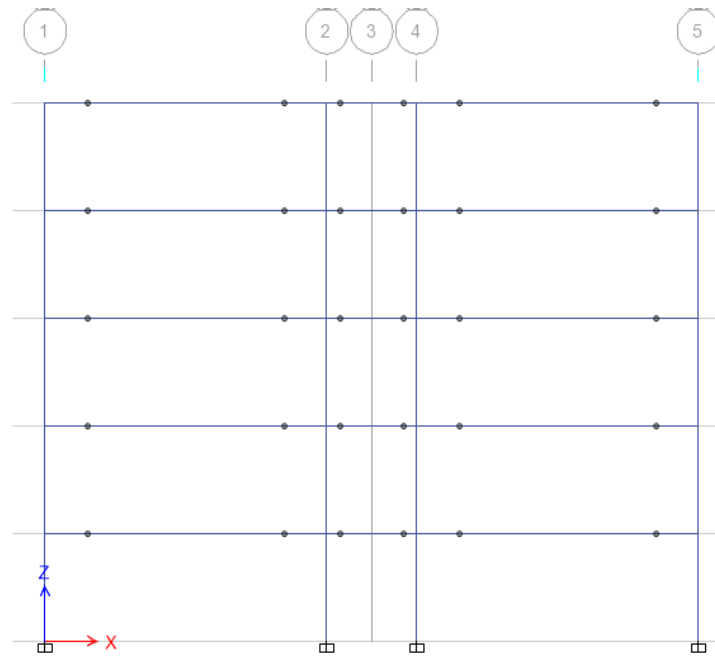


Figura 3. 10. Vista en alzado eje B

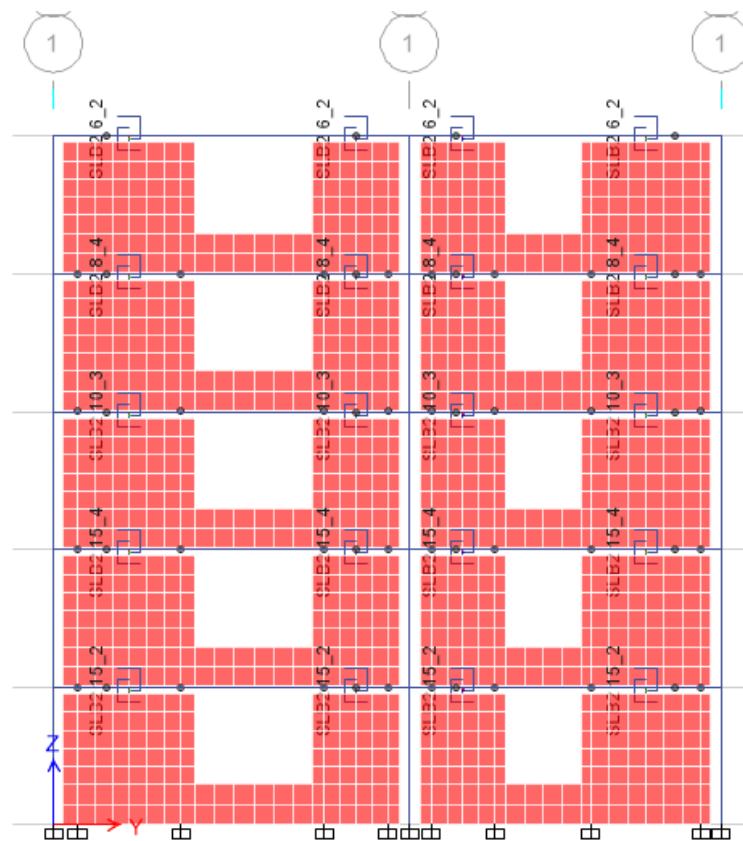


Figura 3. 11. Vista en alzado eje 1

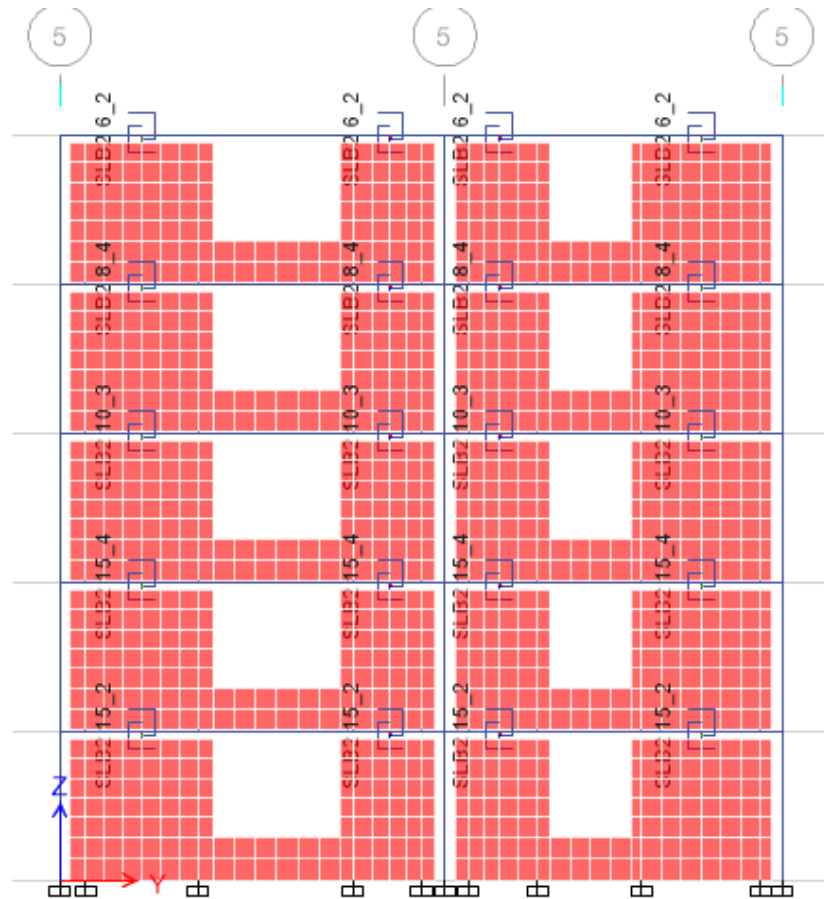


Figura 3. 12. Vista en alzado eje 5.

3.3.2. Propiedades mecánicas de los Materiales

Es muy importante estudiar el comportamiento de una estructura ya que debe poseer, sobre todo, la habilidad de mantener su capacidad de carga para deformaciones mayores a las de fluencia (Perez, 2009).

La respuesta de una estructura, en su conjunto, depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen; pero también depende de la forma que estos elementos se encuentran integrados y conectados para formar la estructura en su conjunto. (Bazán y Meli, 2002).

Las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen los elementos estructurales del edificio prefabricado se indican en la Tabla 3.1.

Tabla 3. 1 Propiedades mecánicas de los materiales

Material	Propiedades mecánicas	Valor (MPa)
Hormigón	Resistencia a la compresión (f'_c)	28/35
	Módulo de elasticidad (E_c)	25267/28240
Acero corrugado	Límite elástico (f_y)	420
	Resistencia última (f_u)	700
	Módulo de elasticidad (E_s)	200000

3.3.3. Comportamiento inelástico de los materiales

En los análisis no lineales, se debe considerar las propiedades mecánicas como las deformaciones unitarias máximas, últimas y de tensiones de compresión que se pueden calcular mediante curvas de tensión deformación. Esta sección aborda los modelos constitutivos del hormigón y del acero que se utilizan en esta investigación.

Hormigón:

El hormigón es un material isotrópico cuyo comportamiento depende de los materiales que lo constituyen: el hormigón simple y el acero de corrugado de refuerzo. Para la representación numérica de su comportamiento se han propuesto numerosos modelos; entre lo más conocidos están el modelo de (Hognestad, 1951), modelo (Kent y Park, 1971) y el modelo de (Mander, Priestley y Park, 1988).

Las diferentes investigaciones han determinado que el confinamiento aumenta la capacidad del hormigón logrando mayores deformaciones y por tanto mayor ductilidad. El modelo de Mander es muy usado al estudiar el desempeño de las secciones de hormigón a flexión y flexocompresión. Este modelo define una ecuación en función del esfuerzo de compresión que considera la variación del comportamiento del hormigón confinado y no confinado, donde establece que la zona confinada de la sección es capaz de resistir mayores esfuerzos a los de su resistencia de diseño como muestra la Figura 3.11. (Ottazzi Pasino, 2004)

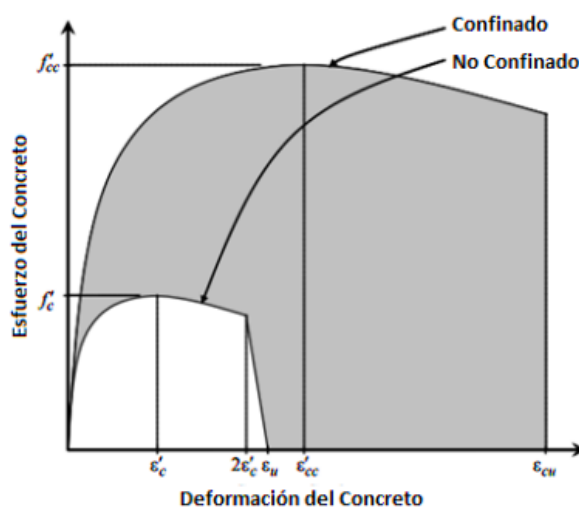


Figura 3. 13 Curva tensión deformación del hormigón confinado y no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988)

Donde: f'_c es la resistencia a compresión del hormigón, ϵ'_cc es la deformación del hormigón en f'_c y ϵ_u es la capacidad última de deformación del hormigón sin confinar.

Acero de Refuerzo A615 Gr.60

Para el desarrollo del presente trabajo se utilizó el modelo elastoplástico con endurecimiento curvo de (Park y Paulay, 1975) obtenido de forma empírica y predefinido en el programa ETABS. Este modelo elastoplástico se define a través de una curva dividida en 3 regiones: comportamiento lineal elástico, el flujo perfectamente plástico y el efecto de endurecimiento del acero debido a las

deformaciones. Las dos primeras zonas se delimitan por tramos rectos y el último por una curva de función parabólica, como muestra la Figura 3.14.

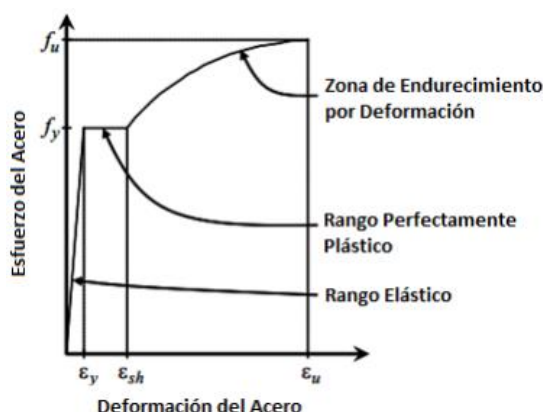


Figura 3. 14 Curva tensión-deformación del acero de refuerzo (Park y Paulay, 1975)

Donde: f_y es el límite elástico del acero de refuerzo. f_u es la tensión última del acero de refuerzo. ε_y es a la deformación del acero en el límite elástico. ε_{sh} es la deformación del acero en el comienzo del endurecimiento. ε_u es la capacidad última de deformación del acero de refuerzo en las barras de acero.

3.3.4. Modelo inelástico de los elementos tipos barra

Como se ha indicado, se trata de comparar el comportamiento de un edificio prefabricado con disipadores SLB y uno convencional; en este apartado describe el modelo inelástico de los elementos lineales, correspondiente a columnas y vigas del edificio convencional.

Para representar el comportamiento inelástico de los elementos, considerando la degradación de su resistencia que corresponden a ciertos niveles de deformación ocasionadas por cargas laterales y gravitacionales, se emplean las rótulas plásticas ubicadas de forma concentrada en los extremos con una determinada longitud de plastificación que dependen de la sección del elemento.

En el presente trabajo las rótulas plásticas se definieron en ETABS de manera automática y estandarizada a partir de ASCE 41-13, con sus respectivos criterios de aceptación, en los elementos vigas y columnas se consideró rótulas por flexión tipo Momento flector – Giro ($M - \theta$) en sus extremos bajo el diagrama representado en la Figura 3.15.

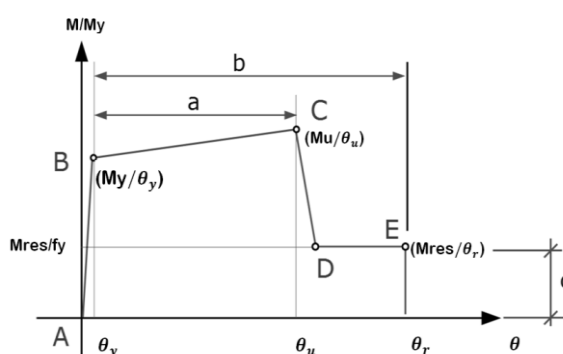


Figura 3. 15 Diagrama momento curvatura – rotación. ASCE 41-13, 2013

De la figura anterior se puede observar que las rótulas plásticas representan un comportamiento elástico en el tramo recto AB considerando la rigidez efectiva del elemento. En el punto B se presenta la cedencia y el inicio de la no linealidad de la sección, siendo BC la representación de la degradación (con una variación del 10% de la rigidez inicial) de la resistencia hasta que alcance su máxima resistencia en el punto C, después de eso, la resistencia cae debido a la falla y llega a despreciarse.

3.3.5. Modelamiento de disipadores SLB

Esta sección se centra en la implementación de la no linealidad asignada a los dispositivos SLB, cuyo comportamiento puede caracterizar numéricamente como elementos lineales del tipo barra (*frame*) o conexiones no lineales (*Nlink*) en ETABS (Luis Bozzo *et al.*, 2019). Las conexiones no líneas *Nlink* proporcionan resultados similares a los lineales; al mismo tiempo, permiten colocar propiedades mecánicas que serán usadas para un estudio de no linealidad con la teoría de plasticidad basada en el comportamiento histerético propuesto por (Wen, 1976), que establece que todas las deformaciones internas son independientes.

La plastificación en un grado de libertad no afecta el comportamiento de las otras deformaciones. Un objeto *NLink* conecta dos articulaciones, i y j, separadas por la longitud L, como se muestra en la Figura 3.14. (Computers & Structures Inc., 2017)

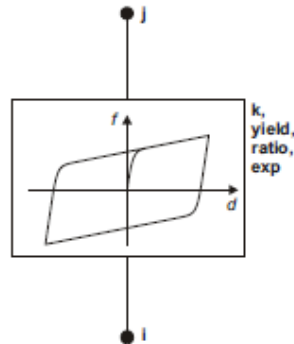


Figura 3. 16. Propiedad de plasticidad de Wen para deformación uniaxial *Nlink* (Computers & Structures, Inc. 2017)

Este modelo está compuesto por una fuerza restauradora que depende de dos variables: el desplazamiento x y una variable adimensional z , como muestra en la siguiente expresión:

$$f = \alpha k d + (1 - \alpha) f_y z \quad 3.1$$

Donde: k es la constante elástica, f_y es la fuerza de plastificación, α es la relación de la rigidez post-plastificación y la rigidez elástica k , y z es una variable histerética interna. Esta variable tiene un rango entre $|z| \leq 1$, con la superficie de plastificación representada por $|z| = 1$. El valor inicial de z es cero, y evoluciona según la ecuación diferencial: (Computers & Structures Inc., 2017)

$$z = \frac{k}{f_y} \begin{cases} d(1 - |z|^{\exp}) & \text{si } dz > 0 \\ d & \text{en otro caso} \end{cases} \quad \begin{matrix} 3.2 \\ 3.3 \end{matrix}$$

La ecuación para determinar z es equivalente a la que pertenece al modelo de Wen con $A=1$ y $\alpha = \beta = 0.5$. (Computers & Structures Inc., 2017) Por lo tanto, n es el único parámetro arbitrario para identificar dentro de la definición del comportamiento del disipador. El valor de n pertenece al intervalo $[1, +\infty)$ y, como se muestra en la Figura 3.15, al aumentar su valor, la transición de la región lineal a la no lineal es más nítida. Se recomienda adoptar $n=1$ o $n=2$ para describir mejor el comportamiento elastoplástico de los dispositivos SLB y para representar mejor los resultados experimentales. (Bozzo, 2018)

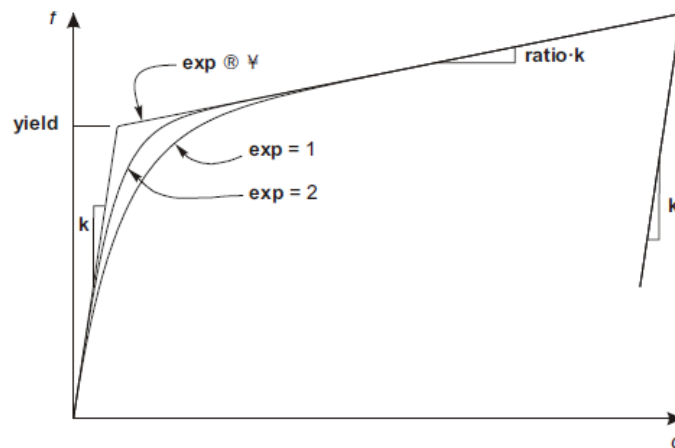


Figura 3. 17. Definición de parámetros para la propiedad de plasticidad de (Wen, 1976)

Las propiedades no lineales de la tabla de diseño de un elemento SLB como Nlink dentro el programa ETABS, en su dirección de su eje local 2, son los siguientes indicadas en la Figura 3.18. Asimismo, debido a que estos dispositivos no resisten esfuerzos de flexión ni de torsión, dentro del programa se le asigna una inercia rotacional igual a cero, su representación gráfica se muestra en la Figura 3.19. (Iasevoli, 2019).

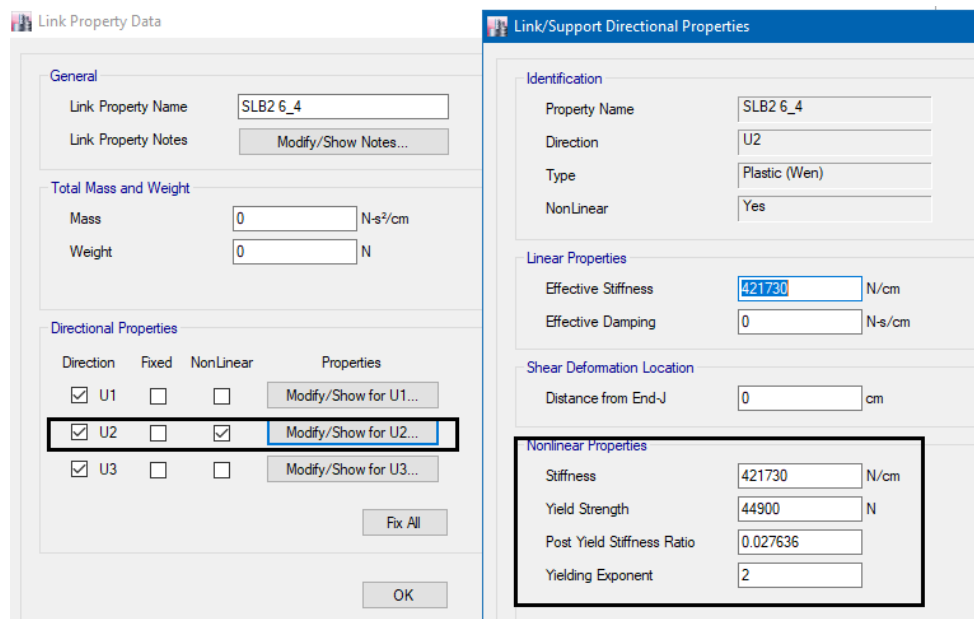


Figura 3. 18. Definición de propiedades disipador SLB (Nlink)/ Modelo de (Wen, 1976)

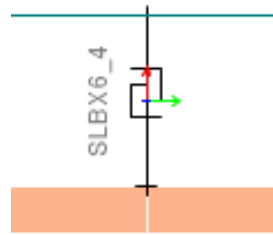


Figura 3. 19. Dispositivo SLB modelado como Nlink

3.4. Demanda de cargas aplicadas

Las cargas consideradas y asignadas al modelo numérico son el peso propio, cargas permanentes, sobrecarga de uso y la acción sísmica.

- Peso propio: El propio peso de las vigas, prelosa completa ($h=30$ cm), columnas, muros desacoplados son calculados automáticamente luego de la definición de las secciones de cada elemento como de sus propiedades en el programa ETABS.
- Cargas permanentes: corresponden a las cargas de los elementos no estructurales (carga muerta). Los pesos específicos y cargas tomados en cuenta están de acuerdo a la (Norma Técnica E020, 2009). En este caso, las cargas permanentes son el peso de 0.98kN/m^2 correspondiente a los acabados de piso y la tabiquería interior con un valor de 0.78kN/m^2 .
- Sobrecargas: se toman de la tabla 4.1 según la (Norma Técnica E020, 2009). En este caso, del primer al quinto piso se ha asignado 1.96kN/m^2 por ser vivienda; mientras que, en la azotea corresponde el valor de 0.98kN/m^2 .
- Cargas sísmicas: La acción sísmica en las dos direcciones ortogonales se detalla en el apartado 4.1 y sigue los lineamientos de la (Norma Técnica E030, 2018).

IV. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO PREFABRICADO SLB

En este apartado se realiza el análisis y diseño sísmico de la edificación prefabricada equipada con disipadores SLB, con el procesamiento de sus resultados luego de lograr una optimización que cumple los códigos vigentes. En la sección 4.1 se determinan los factores que definen el espectro sísmico de sitio aplicable en concordancia a (Norma Técnica E030, 2018), verificando el concepto de estructura continuamente funcional que puede continuar operando correctamente, incluso después de un terremoto severo. Asimismo, se define el peso sísmico del edificio en el apartado 4.2. Se desarrolla el análisis modal espectral de la estructura con y sin disipadores SLB, donde se podrá apreciar el beneficio de contar con estos dispositivos sísmicos (sección 4.3). Posteriormente, se realiza el análisis no lineal dinámico en el dominio de tiempo, donde es necesario garantizar que parte de la estructura tendrá comportamiento elástico con un sistema de protección capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas y la estabilidad durante el movimiento. Se calibra el modelo matemático que representa la estructura prefabricada, estudiando dos casos: (1) edificio con columnas de base empotrada y (2) edificio prefabricado con columnas base articulada (sección 4.4). Producto de post procesamiento de resultados obtenidos, en el apartado 4.5, se presentarán graficas relacionadas y se realizan comparaciones en cuanto a derivas de entrepiso, aceleraciones de diafragma, desplazamientos de las conexiones no lineales que representan a los dispositivos SLB, coeficientes sísmicos, entre otras variables- de cada uno de los modelos empleados con sus respectivas señales sísmicas.

4.1 Definición de la demanda sísmica (Según norma peruana E030)

La (Norma Técnica E030, 2018), en su artículo 3, describe la filosofía del diseño sismorresistente con las siguientes consideraciones: evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a las propiedades.

“En concordancia a la importancia de la edificación, impone los siguientes principios para un diseño sismorresistente eficiente:

- La estructura no deberá colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que podrían ocurrir en el sitio.
- La estructura deberá soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando daños dentro de los límites aceptables.” (Norma Técnica E030, 2018)

4.1.1 Zonificación sísmica (Z)

La Figura 4.1 muestra la zonificación propuesta basada en la distribución espacial del nivel de sismicidad observado, de las características de los movimientos sísmicos y su atenuación con respecto a la distancia epicentral. Cada zona tiene un factor Z, cuyo valor corresponde a la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Norma Técnica E030, 2018). Según el comité (Committee Vision 2000 SEAOC, 1995), este

nivel de demanda sísmica es propio de un sismo de diseño raro con un periodo de retorno de 475 años.



Figura 4. 1. Mapa de zona sísmica – Perú (Norma Técnica E030, 2018)

Tabla 4. 1 Factores de zona según (Norma Técnica E030, 2018)

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

En este proyecto de investigación se ha determinado la ubicación del edificio prefabricado en Zona 4. Por lo cual según la tabla 4.1, el factor Z que se usará será de 0.45g.

4.1.2 Condiciones geotécnicas y factor (S)

Para tener en cuenta el posible efecto de amplificación local debido a las características geotécnicas del sitio, se debe considerar el factor de suelo S. El coeficiente del suelo permite estimar la amplificación de la acción sísmica de acuerdo con el perfil del suelo cruzado por las ondas sísmicas. Por esta razón, la aceleración máxima esperada en el nivel de los cimientos se puede expresar como ZS. En Perú, se definen cinco tipos diferentes de factores del suelo de acuerdo a sus propiedades mecánicas, al espesor del estrato, al período fundamental de vibración y a la velocidad de propagación de las ondas de corte. La Tabla 4.2 muestra los diferentes valores del factor de suelo S, según el tipo de suelo y la zona sísmica. (Norma Técnica E030, 2018)

Tabla 4. 2 Clasificación de Suelo S. (Norma Técnica E030, 2018)

Suelo Zona	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Además, la Tabla 4.3 muestra para cada tipo de perfil de suelo, los valores relacionados de los períodos período predominante T_p y el período local T_L .

Tabla 4.3 Períodos T_p y T_L para cada tipo de perfil de suelo. (Norma Técnica E030, 2018)

	PERFIL DEL SUELO			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

El tipo de suelo donde se ubica el proyecto es suelo tipo S_1 correspondiente a roca o suelo muy rígido; por lo cual, serán usados los factores $T_p = 0.4$ y $T_L = 2.5$

4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

La aceleración máxima que llega a la base de un edificio, que puede expresarse como Z_S , se amplifica aún más por la respuesta estructural de acuerdo con un coeficiente C . Este factor es función del período fundamental de vibración de la estructura. En consecuencia, la aceleración que solicita la estructura puede expresarse como Z_{SC} . Este valor considera la respuesta estructural para amplificar la aceleración del suelo, y se define bajo las siguientes expresiones:

$$T > T_p \quad C = 2.5 \quad 4.1$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \quad 4.2$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad 4.3$$

4.1.4 Factor de uso o importancia (U)

Para definir el espectro de respuesta de diseño es necesario introducir el coeficiente U que depende de la importancia en el contexto económico y social de la estructura. El valor de pseudo aceleración genérico del espectro de respuesta elástica puede definirse como Z_{SCU} .

La (Norma Técnica E030, 2018) clasifica las edificaciones como esenciales, importantes, común y temporales. El edificio prefabricado SLB corresponde a una edificación común (categoría C según la Tabla N° 6 de la norma referida) ya que ha sido proyectado inicialmente como vivienda modular; por lo que, el factor de uso será $U=1$.

4.1.5 Factor de reducción sísmica (R)

En este caso, el coeficiente de reducción será $R = 1$, en ambas direcciones, ya que se tendría el cortante en la base correspondiente a una estructura bajo comportamiento elástico y lineal, sin considerar la reducción por ductilidad del sistema estructural. Todo esto, con el fin de generar un espectro de referencia; y a partir de éste, proporcionar una serie de registros sísmicos artificiales escalados y compatibles.

Los registros artificiales serán útiles para realizar el análisis dinámico no lineal ADNL en el dominio de tiempo (*Time History*) y con esto desarrollar un conjunto de modelaciones y análisis que se discutirán en el presente capítulo.

4.1.6 Espectro sísmico normativo de análisis

Los parámetros definidos anteriormente se presentan en la Tabla N° 4.4, mientras que la Figura 4.2 muestra siguiente espectro elástico de análisis.

Tabla 4. 4 Parámetros Sísmicos

Parámetro	Factor
Z	0.45
U	1.00
S	1.00
Tp	0.4
TL	2.5
Rx=Ry	1

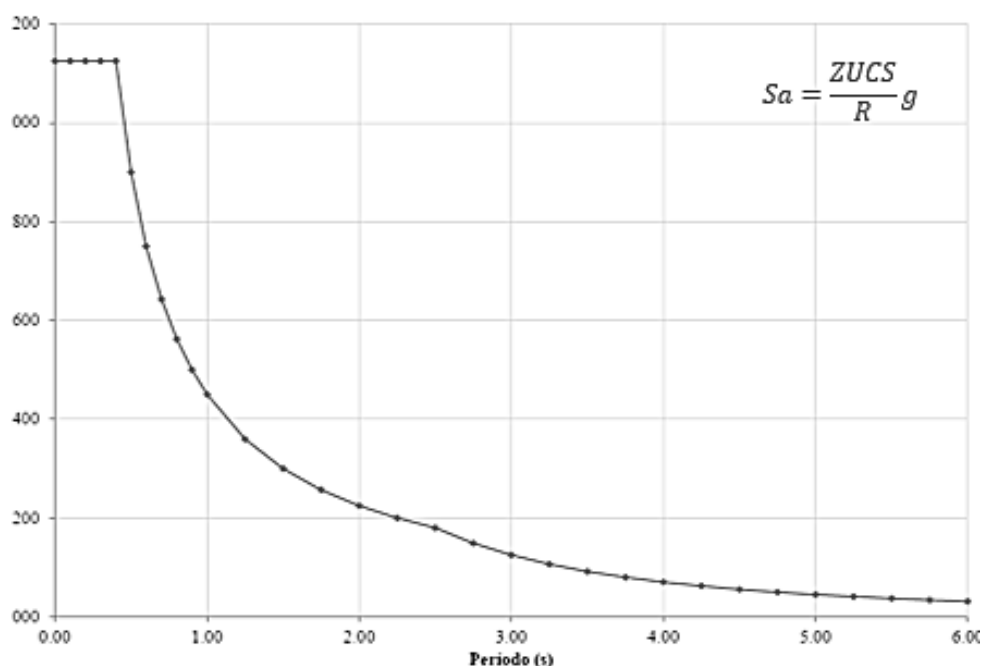


Figura 4. 2. Espectro elástico de análisis R=1

4.2 Peso sísmico del edificio prefabricado

Para el análisis sísmico se trabaja con la totalidad de la carga permanente adicionando el 25% de la sobrecarga debido a que se trata de un edificio categoría C: Vivienda. El peso del edificio es de 14075.72 kN. La distribución de pesos sísmico por nivel en la estructura prefabricada se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4. 5 Peso sísmico del edificio prefabricado SLB

Nivel	Peso kN
Nivel 5	1877.56
Nivel 4	2948.22
Nivel 3	2948.22
Nivel 2	2948.22
Nivel 1	3353.51
Peso sísmico Pz	14075.72

4.3 Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico es un procedimiento muy usado para analizar cualquier estructura. En esta sección se realiza en el edificio prefabricado bajo dos condiciones diferentes:

- (1) Estructura rígida equipada con los dispositivos SLB, desarrollada en el apartado 4.3.1,
- (2) Estructura flexible sin los dispositivos SLB, desarrollada el apartado 4.3.2

4.3.1 Análisis modal espectral del edificio prefabricado equipado con disipadores SLB

La estructura equipada con dispositivos SLB tiene un comportamiento rígido y regular. Los dos primeros modos de vibración predominantes traslacionales y el tercer modo es torsional; como muestran las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

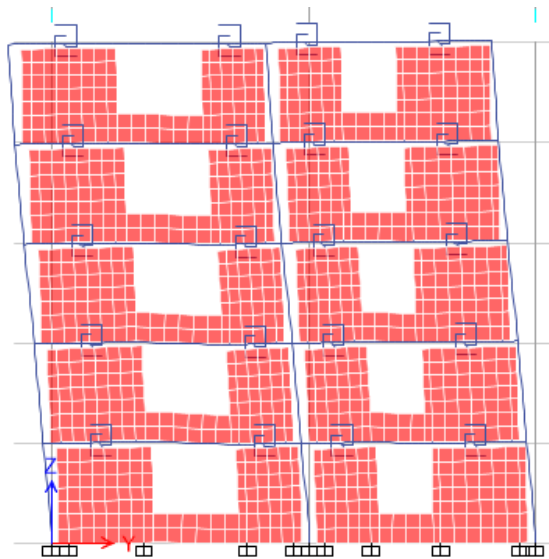


Figura 4. 3. Primer modo de vibración (Estructura con SLB)



Figura 4. 4. Segundo modo de vibración (Estructura con SLB)

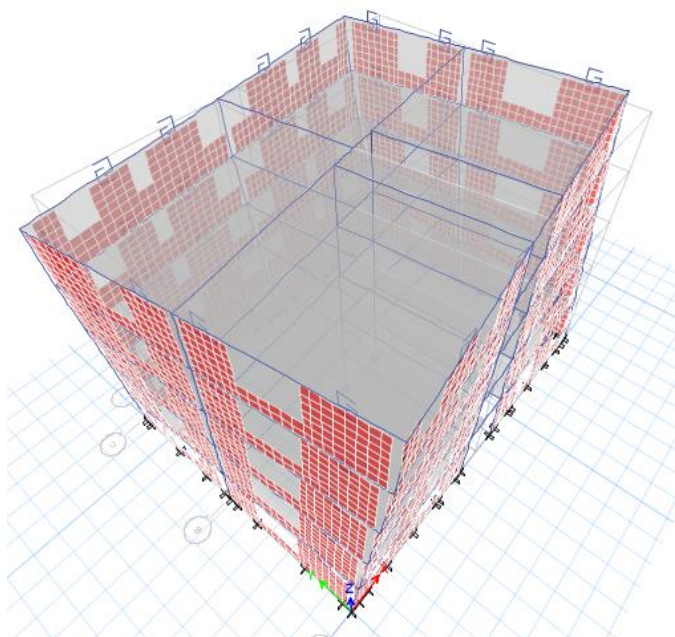


Figura 4. 5. Tercer modo de vibración (Estructura con SLB)

La Tabla 4.6 muestra las propiedades modales de la estructura con los dispositivos SLB, con un periodo predominante en la dirección Y de 0.483 segundos.

Tabla 4. 6 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa. Edificio con disipadores SLB

Modo	Periodo Seg.	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.483	0.00	0.79	0.00	0.79	0.00	0.00
2	0.461	0.77	0.00	0.77	0.79	0.01	0.01
3	0.333	0.01	0.00	0.78	0.79	0.79	0.80
4	0.189	0.00	0.12	0.78	0.91	0.00	0.80
5	0.182	0.13	0.00	0.91	0.91	0.00	0.80
6	0.132	0.00	0.00	0.91	0.91	0.12	0.91
7	0.122	0.00	0.04	0.91	0.96	0.00	0.91
8	0.118	0.04	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
9	0.114	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
10	0.110	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
11	0.099	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
12	0.099	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
13	0.099	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
14	0.099	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.91
15	0.098	0.00	0.00	0.96	0.96	0.00	0.92

4.3.2 Análisis dinámico modal espectral del edificio prefabricado sin disipadores SLB

En esta sección se realiza un análisis del edificio prefabricado sin los dispositivos de protección sísmica. Al comparar los resultados de la estructura equipada, es posible distinguir un substancial aumento del período fundamental; además que los dos primeros modos predominantes de vibraciones se ven afectados por una mayor contribución del modo rotacional, como se informa en la Tabla 4.7.

Esto último se debe a la ausencia de las conexiones SLB, que unían los muros desacoplados a la estructura, haciendo que este sistema gravitacional sea muy flexible. Se muestran los tres primeros modos en las Figuras 4.6, 4.7 y 4.8. Por otra parte, la Tabla 4.7 muestra el modo dominante tiene un período de 5.588 segundos y su participación del primer modo ha variado del 79% al 65% respecto al caso anterior.

Tabla 4. 7 Propiedades modales para el edificio prefabricado sin disipadores SLB

Modo	Período	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Seg						
1	5.588	0.65	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00
2	5.576	0.00	0.65	0.65	0.65	0.00	0.00
3	4.014	0.00	0.00	0.65	0.65	0.66	0.67
4	0.927	0.20	0.00	0.85	0.65	0.01	0.67
5	0.921	0.00	0.20	0.85	0.86	0.00	0.67
6	0.811	0.01	0.00	0.86	0.86	0.18	0.85
7	0.342	0.06	0.00	0.92	0.86	0.01	0.86
8	0.338	0.00	0.07	0.92	0.93	0.00	0.86
9	0.309	0.01	0.00	0.93	0.93	0.06	0.92
10	0.193	0.00	0.00	0.93	0.93	0.00	0.92
11	0.193	0.00	0.00	0.93	0.93	0.00	0.92
12	0.190	0.00	0.00	0.93	0.93	0.00	0.92
13	0.190	0.00	0.00	0.94	0.93	0.00	0.92
14	0.182	0.03	0.00	0.97	0.93	0.00	0.93
15	0.180	0.00	0.03	0.97	0.96	0.00	0.93



Figura 4. 6. Primer modo de vibración (Estructura sin SLB)

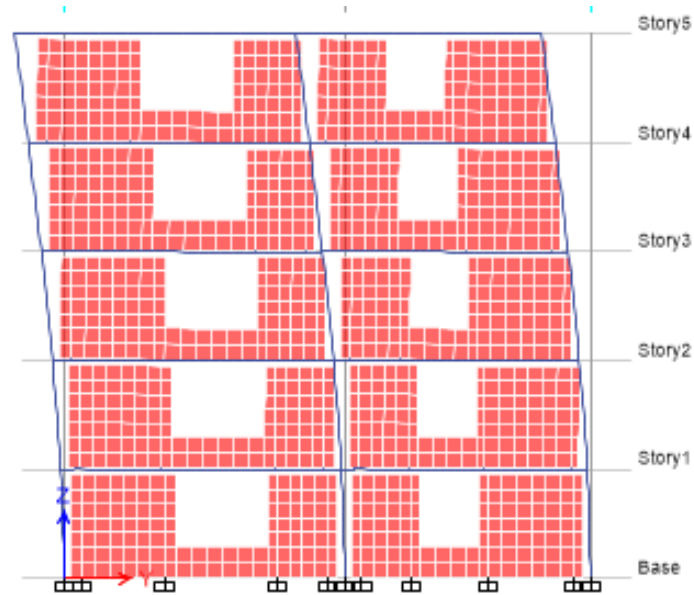


Figura 4. 7. Segundo modo de vibración (Estructura sin SLB)

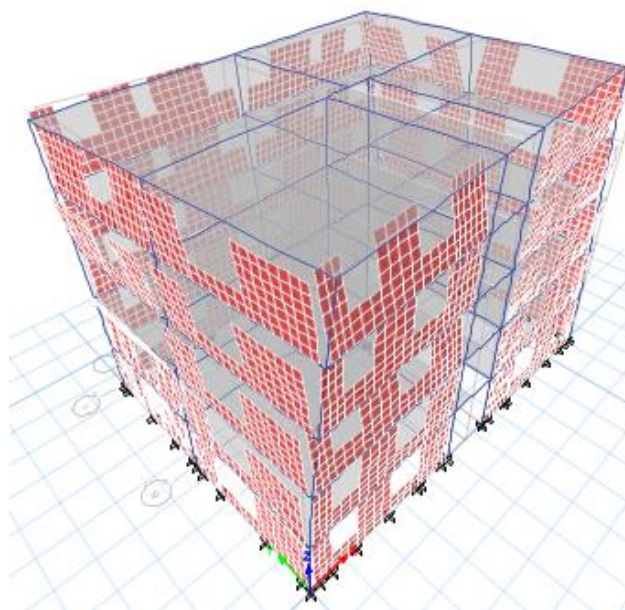


Figura 4. 8. Tercer modo de vibración (Estructura sin SLB)

4.3.3 Comportamiento rígido y flexible de la estructura.

Según el concepto rígido-dúctil-flexible explicado en el apartado 2.6, la estructura se comporta de dos maneras diferentes relacionadas con la presencia del sistema disipativo equipado en el edificio.

A continuación, la Tabla 4.8 muestra los diferentes comportamientos de los desplazamientos de entrepiso con un análisis modal de las dos estructuras diferente.

Por su geometría regular ambas direcciones muestran un comportamiento muy similar, como se puede apreciar en la Figura 4.9. Para evaluar el desplazamiento lateral se ha implementado el espectro lineal elástico reducido del 25% según (Norma Técnica E030, 2018) en su apartado 31.1.

Tabla 4. 8 Desplazamiento máximo por nivel, estructura con y sin dispositivos SLB, dirección x e y (mm)

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento Máximo X (mm) Estructura con SLB	Desplazamiento Máximo Y (mm) Estructura con SLB	Desplazamiento Máximo X (mm) Estructura sin SLB	Desplazamiento Máximo Y (mm) Estructura sin SLB
Nivel 5	15.5	60.892	61.359	697.796	710.522
Nivel 4	12.4	50.601	51.463	502.768	511.78
Nivel 3	9.3	37.72	38.822	322.583	327.689
Nivel 2	6.2	23.454	24.537	167.113	168.961
Nivel 1	3.1	11.201	11.847	50.04	50.22

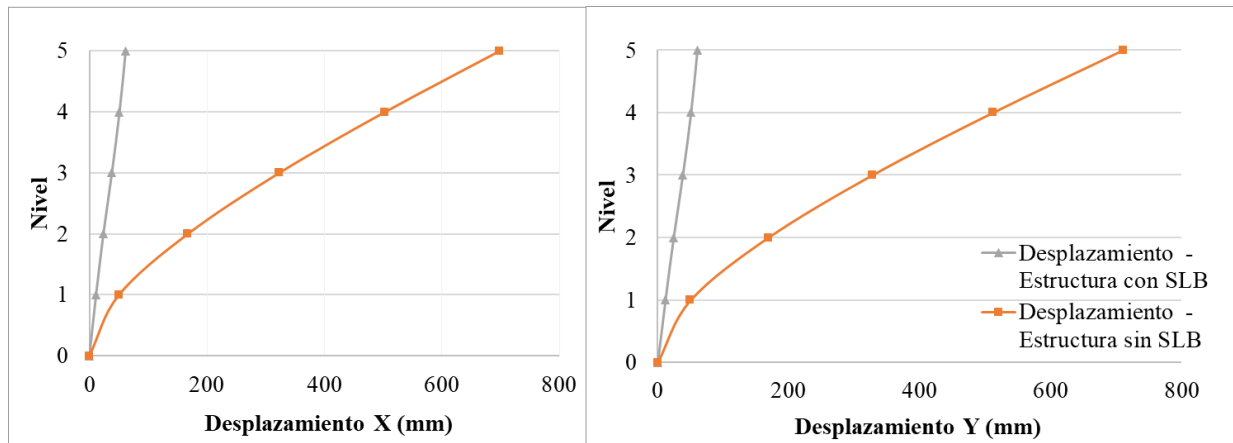


Figura 4. 9. Distribución de desplazamientos máximos de piso (estructura con y sin dispositivos SLB)

A partir de estos resultados, con la Figura 4.9 es posible resaltar la diferencia entre las dos estructuras en términos de su desplazamiento máximo y su deformada. En el primer caso, la forma deformada de la estructura es similar a la de un sistema de columnas en ménsula con vigas articuladas; debido a que, la distribución geométrica de rigidez lateral, de forma similar en toda la altura, está proporcionada en función del corte por los dispositivos SLB.

Por el contrario, para el segundo caso, la forma es similar a una estructura en voladizo; ya que, este sistema de protección, la rigidez lateral se encuentra principalmente en las columnas debido al tipo de conexiones en las vigas.

Sin duda, se puede decir que la incorporación de dispositivos SLB en esta estructura cambia su configuración deformada y los periodos que depende de ella. El desplazamiento horizontal en el último nivel se logra reducir desde el valor de 710 mm hasta 61 mm.

Lo anterior valida la función de los dispositivos SLB de proporcionar un comportamiento rígido en lugar del comportamiento de flexión en una estructura de hormigón armado prefabricado que puede modelarse como voladizo. Siendo una de las ventajas de este sistema disipativo, ya que limita el desplazamiento horizontal, reduciendo el daño en el elemento estructural; pero a su vez disipa la energía sísmica debido al comportamiento dúctil de los dispositivos SLB.

La Tabla N° 4.9 muestra los máximos desplazamiento de entrepiso con un análisis modal. La estructura posee un comportamiento similar en ambas direcciones debido a su geometría y esto se puede observar en la Figura 4.10.

Tabla 4. 9 Resultados de desplazamientos máximos de entrepiso (mm)– Análisis modal

Nivel	Desplazamiento absoluto X (mm)	Desplazamiento absoluto Y (mm)	Desplazamiento relativo X (mm)	Desplazamiento relativo Y (mm)	Distorsión X $\Delta ix / hei$ (-)	Distorsión Y $\Delta iy / hei$ (-)
Nivel 5	60.892	61.359	10.291	9.896	0.0033	0.0032
Nivel 4	50.601	51.463	12.881	12.641	0.0042	0.0041
Nivel 3	37.72	38.822	14.266	14.285	0.0046	0.0046
Nivel 2	23.454	24.537	12.253	12.69	0.0040	0.0041
Nivel 1	11.201	11.847	11.201	11.847	0.0036	0.0038

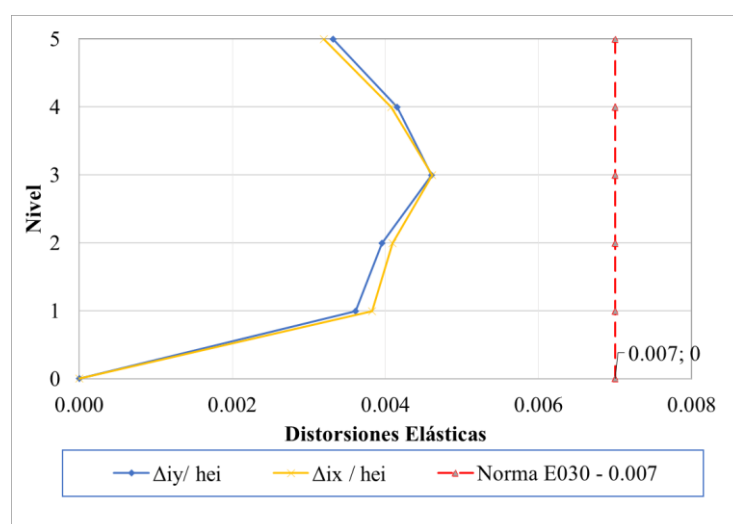


Figura 4. 10. Distribución de las distorsiones elásticas del edificio Prefabricado SLB

La Tabla 4.10 resume lo realizado en este apartado comparando los principales resultados obtenidos de la estructura con y sin dispositivos SLB.

Tabla 4. 10 Comparativa entre edificio prefabricado con o sin disipadores SLB. Análisis modal espectral

ESTRUCTURA	EDIFICIO PREFABRICADO EQUIPADO CON SLB		EDIFICIO PREFABRICADO SIN SLB	
Modelo tridimensional				
Dirección horizontal	X	Y	X	Y
Periodo (seg)	0.481	0.504	5.588	5.576
Desplazamiento promedio de techo (mm)	60.892	61.359	697.796	710.522
Deriva máxima	0.0046	0.0046	0.0629	0.0641

4.4 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (*time history*)

4.4.1 Metodología de análisis

La herramienta numérica más adecuada para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas es el cálculo dinámico no lineal (ADNL). Es posible calcular, en cada paso de tiempo discreto: las tensiones, las deformaciones, los esfuerzos, los desplazamientos o el daño, entre otras variables, en cualquier elemento de una estructura excitada por una acción dinámica considerando el comportamiento no lineal de los materiales. Estos resultados obtenidos son referencia para cualquier método de cálculo más simplificado que se utilice (Vargas, 2013). Este procedimiento se usa para obtener la respuesta de la estructura, a lo largo del tiempo, mediante integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, utilizando registros sísmicos que representan el movimiento del suelo del terreno (Eurocode 8, 2004).

Teóricamente es factible hacer un análisis no lineal completo ya que no se requiere combinación modal. Las irregularidades geométricas, excentricidades u otros aspectos similares no se toman en cuenta en forma directa, se realiza el análisis sin la necesidad de emplear factores aproximados muy conservadores en normativas sísmicas actuales que penalicen toda la estructura. A pesar de ello, este procedimiento usa un considerable tiempo para desarrollar la modelación junto con su procesamiento de resultados y una muy alta demanda de capacidad en las unidades de almacenamiento de información.

El análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo requiere del modelo matemático que represente correctamente la distribución espacial de masas en la estructura, como se indicó en la sección 3.3 se ha usado el programa ETABS que considera la respuesta no lineal de los elementos. El comportamiento sísmico del edificio prefabricado equipado con dispositivos con SLB, ha sido estudiado mediante análisis de historia temporal no lineal, con el fin de considerar adecuadamente la respuesta y el comportamiento histerético de los disipadores frente a un conjunto de aceleraciones del terreno. La no linealidad se concentra en la interfaz de estos dispositivos de protección sísmica, de acuerdo al modelo bilineal de Wen en base a su rigidez inicial, rigidez postfluencia y la fuerza de inicio de plastificación (descrito en la sección 3.3.4). Mientras que, las vigas y columnas de la estructura permanecen prácticamente en el rango elástico. Este método también requiere funciones de entrada temporal, que son definidas mediante un mapeo espectral y son insertadas en las dos direcciones horizontales como esquematiza Figura 4.11.

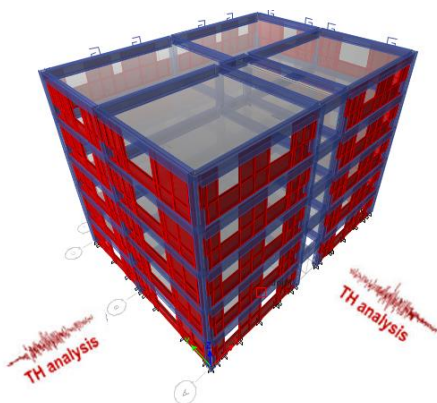


Figura 4. 11. Isométrico de modelo numérico y asignación de las señales en las dos direcciones horizontales

4.4.2 Mapeo espectral

Este tipo de análisis requiere el empleo de una función de entrada temporal, a falta de registros locales se puede realizar un mapeo espectral para generar señales o registros sísmicos de aceleraciones de terreno sintéticos simulados preseleccionados compatibles con un espectro elástico de referencia. Todo esto, con el fin de que los acelerogramas sintéticos sean una aproximación al fenómeno. De acuerdo con (Norma Técnica E030, 2018), para un mejor tratamiento de resultados, los registros sísmicos deben ser al menos siete. No obstante, en este estudio se han realizado análisis para diez registros de entrada, para lograr mayor precisión.

La Tabla N° 4. 11 muestra las diez señales artificiales generadas con sus valores máximos de aceleraciones del suelo (PGA), duración y el número de pasos. Los acelerogramas suelen registrarse con intervalos típicos de 100. El incremento de tiempo es de $\Delta t=0.01$ segundos es satisfactorio para la mayoría de los acelerogramas digitalizados. La duración de las señales generada son 10.23, 20.47 y 40.95 segundos. Para 10.23seg de duración se tienen 1023 *steps*.

Tabla 4. 11. Señales sísmicas artificiales generadas con mapeo espectral

Señales	PGA (g)	Duración (s)	Número de pasos
acx0001	0.891	10.23	1023.00
acx0002	0.506	20.47	2047.00
acx0003	0.546	10.23	1023.00
acx0004	0.551	10.23	1023.00
acx0005	0.477	20.47	2047.00
acx0006	0.555	10.23	1023.00
acx0007	0.496	10.23	1023.00
acx0008	0.476	20.47	2047.00
acx0009	0.492	40.95	4095.00
acx0010	0.597	40.95	4095.00

En la Figura 4.12 se muestra la comparación entre el espectro elástico definido de acuerdo a la (Norma Técnica E030, 2018) y los espectros de las diferentes señales sintéticas. Los diez registros artificiales generación como sus respectivos espectros están dispuestos en la sección Anexo A.

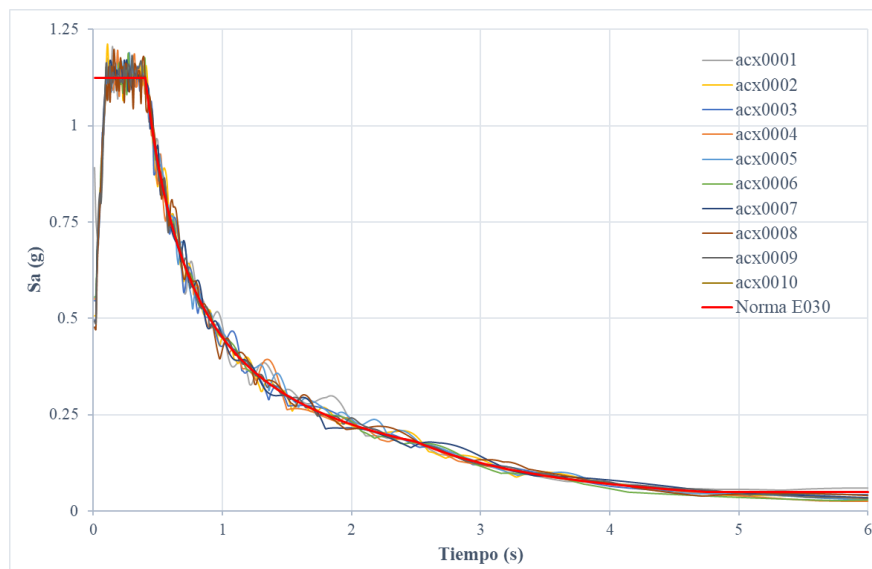


Figura 4. 12. Mapeo Espectral con el espectro de respuesta elástica

4.4.3 Implementación análisis dinámico no lineal *time history* en ETABS

Se realizan diez análisis independientes en el programa *ETABS*, por cada señal artificial generada en las dos componentes de la aceleración; de manera que, si uno de los análisis no logra convergencia, no se interrumpe el postproceso.

Se utiliza dos casos de carga:

(1) Cargas permanentes como carga no lineal estática, considerando la carga muerta (Peso propio y sobrecarga muerta) de forma completa y 25% de la carga viva; Ver Figura 4.13.

(2) Aplicación del acelerograma (direcciones x e y por separado), definido como carga de no lineal por integración directa, tomando como condición inicial las cargas permanentes, Figura 4.14.

Load Case Data

General

Load Case Name: Permanentes

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Pp	1
Load Pattern	Cp	1
Load Pattern	CpWall	1
Load Pattern	Us	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Modify/Show..., OK, Cancel

Figura 4. 13. Cargas Permanentes

Figura 4. 14. Implementación del registro sísmico acx0001 en la dirección X

Se emplea la relación de amortiguamiento de Rayleigh que requiere anclar dos periodos con una relación constante de amortiguamiento de $\varepsilon=2\%$ para estructuras de hormigón con agrietamiento ligero (L. Bozzo *et al.*, 2019). El primer período es el predominante en la dirección y (0.483 seg) mientras que el segundo período está relacionado con una suma de la masa participante en la dirección y superior al 90% (0.182seg), esta asignación se presenta en la Figura 4.15.

Figura 4. 15 Parámetros de integración directa

Este análisis no lineal se resolverá con el método de integración directa de Hilber Hughes Taylor (HHT o método alpha) definido por los parámetros $\gamma=0.5$, $\beta=0.25$ y el factor alpha que puede llevar valores entre 0 y -1/3. En este caso se ha adoptado el valor cero, como muestra la Figura 4.16. (Computers & Structures Inc., 2017)

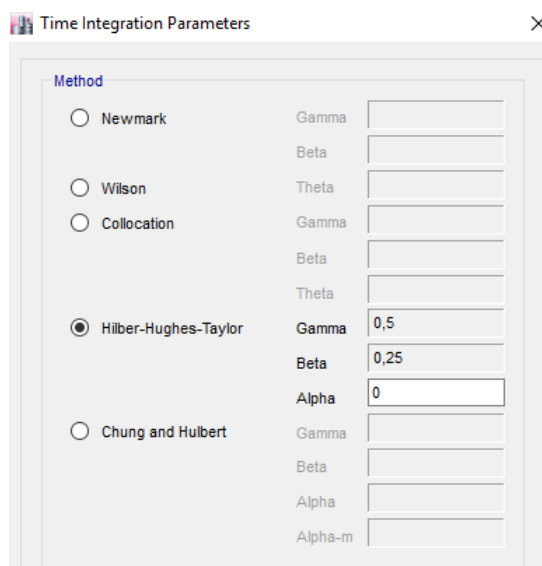


Figura 4. 16. Parámetros de integración del tiempo

4.4.4 Calibración y optimización del modelo numérico

El procedimiento de diseño iterativo para optimizar los dispositivos SLB en la estructura está influenciado por la verificación de no sobrepasar el valor máximo de la deriva para estructuras de hormigón armado según el código usado.

Para este tipo de análisis no lineal, las derivas obtenidas promedio no han de exceder 0.00875 (1.25 veces el valor de 0.007, como muestra la tabla N° 4.10 de la (Norma Técnica E030, 2018)); cumpliendo este requerimiento, se procederá al diseño de los disipadores SLB.

Tabla 4. 12 Límites para la distorsión del entrepiso. (Norma Técnica E030, 2018)

Material Predominante	Δ_i/h_{ei}
Concreto Armado	0.0070
Acero	0.0100
Albañilería	0.0050
Madera	0.0100
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.0050

Por otro lado, se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad de sistema de la cimentación, si fuera pertinente. Respecto esto, se desarrollaron dos modelos del edificio prefabricado variando la vinculación en la base de las columnas de este edificio.

- (1) **Modelo de edificio prefabricado SLB con bases articuladas de sus columnas.** Esta solución se muestra en la Figura 4.17. No es una estructura estándar ya que el sistema, sin los dispositivos, sería globalmente inestable, teniendo en cuenta que todas las vigas son articuladas. Sin embargo, debido a la presencia de los dispositivos, el sistema es estable. Además, la reducción de las fuerzas sísmicas es incluso mayor que en comparación con la solución de base empotrada.

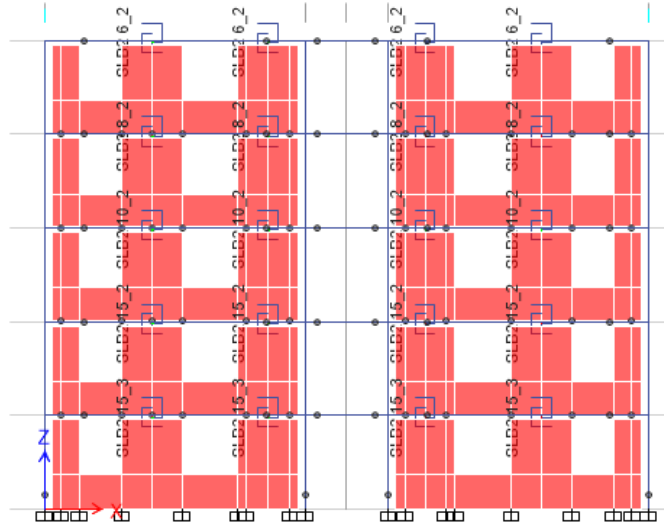


Figura 4. 17. Edificio prefabricado SLB, bases articuladas de sus columnas

- (2) **Modelo de edificio prefabricado SLB con bases empotradas de sus columnas.** Esta solución prefabricada es la más estandarizada constructivamente, se puede apreciar en la Figura 4.18. Consiste en dejar agujeros en la base para acomodar la armadura vertical de la columna y el hormigonado expansivo en su lugar en la unión.



Figura 4. 18. Edificio prefabricado SLB con bases empotradas de sus columnas

La disposición de la serie de disipadores SLB para cada uno de estos casos por cada nivel se muestra en la Tabla 4.13.

Tabla 4. 13 Disposición de dispositivos SLB por nivel

Nivel	Modelo con base columnas articuladas	Modelo con base columnas empotradas
5	SLB2 6_2	SLB2 6_2
4	SLB2 8_2	SLB2 8_4
3	SLB2 10_2	SLB2 10_3
2	SLB2 15_2	SLB2 15_2
1	SLB2 15_3	SLB2 15_4

4.5 Análisis y procesamiento de los resultados

Finalmente, se proporciona los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo (*time history*) de los dos casos de estudio optimizados, mediante gráficas y datos tabulados. Se muestran los parámetros de demanda ingenieril con comparación respectiva, mostrándose la información recolectada, de cada uno de los diferentes análisis, referente a: desplazamientos absolutos máximos de entrepiso (m), derivas máximas (m/m), aceleraciones de diafragma (g), fuerzas cortantes de entrepiso (kN), fuerzas cortantes en la base (kN), coeficientes sísmicos, deformaciones máximas de los dispositivos SLB (m), verificación de la demanda capacidad de los dispositivos sísmicos, balance de energía y ciclos de histéresis.

4.5.1 Desplazamientos absolutos máximos de entrepiso (m)

En esta sección se presentan las distribuciones de los desplazamientos máximos laterales de los dos modelos optimizados estudiados.

En la Figura 4.19, se muestra la distribución de los desplazamientos máximos promedio en cada entrepiso del edificio prefabricado SLB con base articulada para sus dos direcciones horizontales. Las líneas representan los valores máximos desplazamientos por nivel obtenidos para cada uno de los diez registros sísmicos artificiales empleados. La línea resaltada de color azul representa el valor promedio. El valor promedio máximo en el quinto nivel bordea los 0.10m

Los valores obtenidos por cada señal se muestran en la Tabla N° B.1. en la sección Anexos del presente documento. La señal acx0006 genera los resultados más críticos, representados en la figura con trazo discontinuo; a pesar de, tener una duración corta de 10.23 segundos, genera una respuesta mayor que otras señales con una duración doble de 20.47 segundos como por ejemplo la señal acx0002.

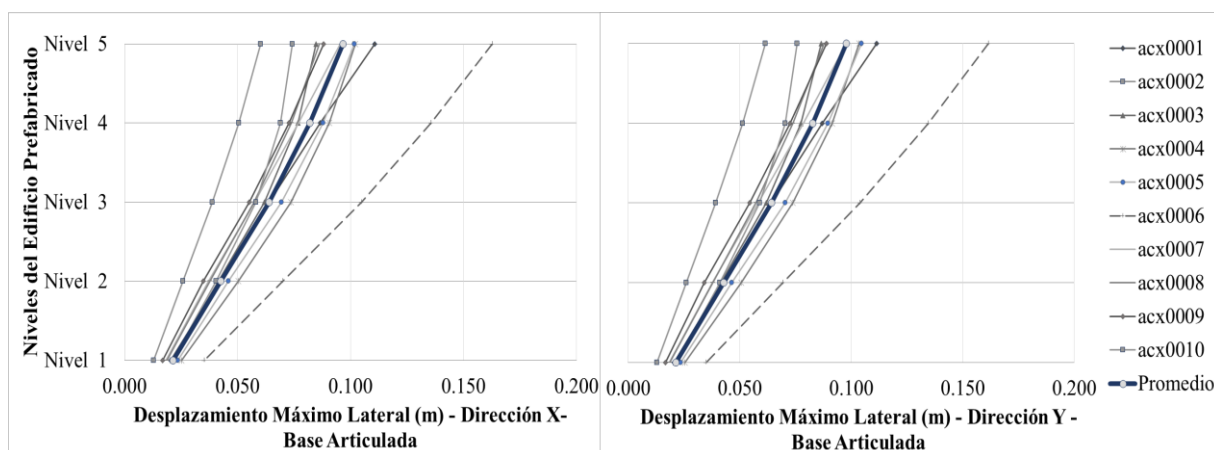


Figura 4. 19. Distribución de los desplazamientos laterales máximos (m), edificio prefabricado SLB base articulada

En el caso del modelo con columnas de base empotrada, se muestra la distribución de los desplazamientos máximos de entrepiso en las direcciones X e Y en la Figura 4.20, con valores cercanos a 0.09 metros en el quinto nivel. Estos resultados se anexan tabulados en el cuadro B.2 por cada señal, y su tendencia es similar a los desplazamientos del modelo con base articulada, aunque significativamente menores.

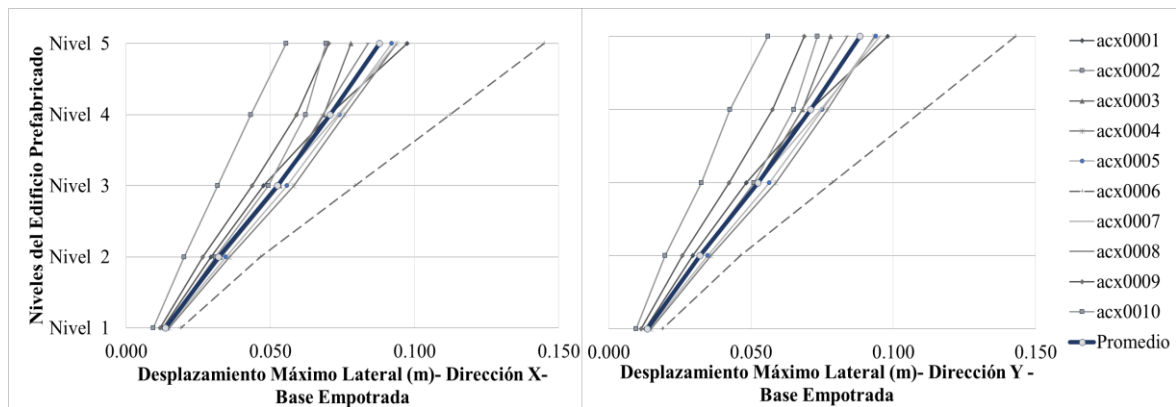


Figura 4. 20. Distribución de los desplazamientos laterales máximos (m), edificio prefabricado SLB base empotrada

En la Figura 4.21 se presenta una comparación para ambas soluciones de diseño alineado en términos de desplazamiento absoluto de piso en las direcciones x e y, presentados anteriormente.

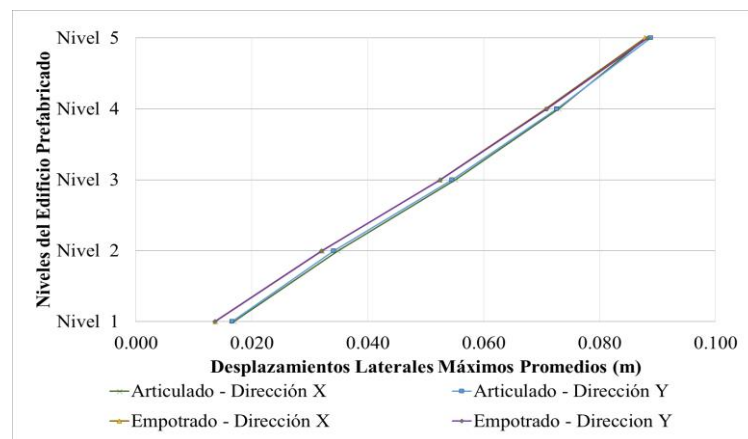


Figura 4. 21. Distribución de los desplazamientos laterales máximos promedios (m). Edificio prefabricado SLB base articulada y empotrada

De la figura anterior, se puede apreciar nuevamente que el comportamiento es semejante en las dos direcciones horizontales debido a que es una estructura prácticamente simétrica como regular, y se obtienen desplazamientos ligeramente menores en el modelo de base empotrada respecto su análogo de columnas de base articulada.

Cabe indicar que, entre todas las señales la señal 6 se identifica como crítica por la presencia de un pulso de larga duración al final del movimiento, como muestra la Figura 4.22. Esta sollicitación es crítica para estructuras con clara respuesta no lineal y, en particular si plastifican los elementos al mismo tiempo, tal como es el caso del edificio SLB o de cualquier estructura con aislamiento de base (Bozzo y Barbat, 2000).

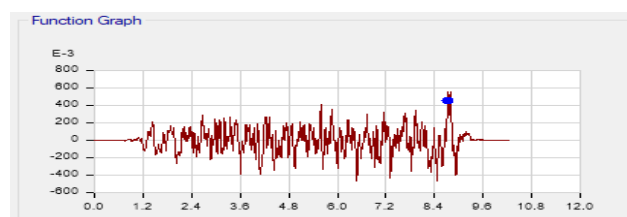


Figura 4. 22. Señal sísmica acx0006

4.5.2 Derivas máximas

La Figura 4.23 muestra las distorsiones máximas promedio del edificio prefabricado SLB con base articulada para las señales estudiadas con valores entre 0.0063 y 0.00758. Los valores promedios resaltados con trazo azul, en todos los casos, son menores al límite del código peruano (0.00875) representado por la línea vertical de trazo discontinuo.

Se puede apreciar las distorsiones máximas en la señal acx0006 y que los promedios de desviaciones máximas ocurren en el tercer nivel. Los valores tabulados de las distorsiones por cada señal para este modelo se presentan en los anejos B (ver tabla B.3).

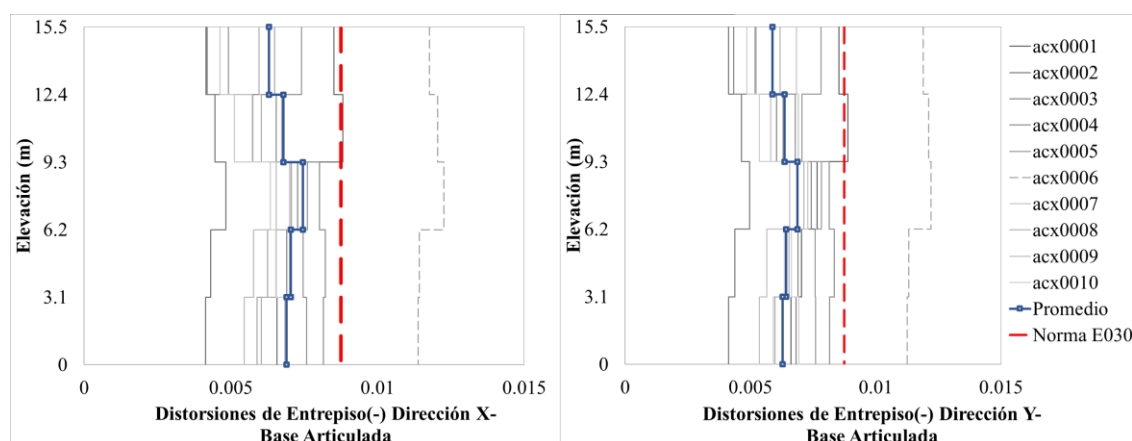


Figura 4. 23. Distribución de las distorsiones máximas de edificio prefabricado SLB con base articulada, dirección X e Y.

La Figura 4.24 muestra las distribuciones de las distorsiones máximas promedio del edificio prefabricado SLB con base empotrada con valores entre 0.00439 y 0.00739. Los valores obtenidos para cada señal se muestran en la tabla B.4 (ver en anejos), son similares a los del edificio con columnas articuladas en la base y sus valores máximos se informan en el tercer y quinto nivel.

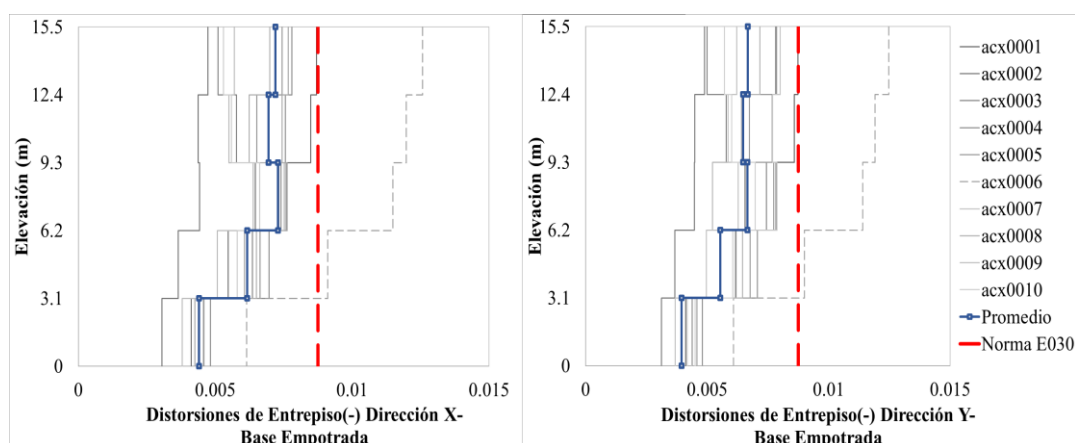


Figura 4. 24. Distribución de las distorsiones máximas de edificio prefabricado SLB con base empotrada

La Figura 4.25 compara las distribuciones de las derivas medias máximas promedios por nivel en las direcciones X e Y para los dos modelos estudiados. Se observa que los valores máximos son similares, aunque en la base y para la solución articulada son significativamente mayores que para la empotrada o fija. Sin embargo, las derivas para el modelo de base articulada son bastante uniformes con la altura con un valor constante de casi 0.007.

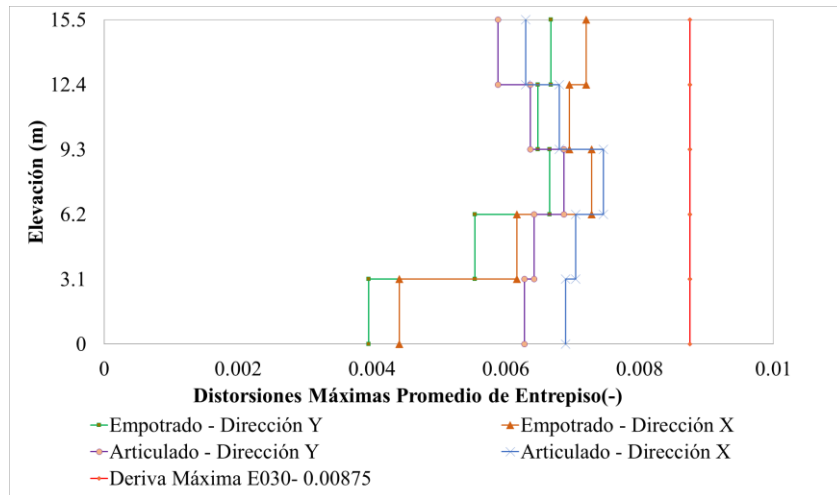


Figura 4. 25. Distribución de las distorsiones máximas promedio de entrepiso, edificio prefabricado SLB

Se puede observar cómo ambas soluciones de diseño proporcionan una estructura más rígida; por lo tanto, una reducción de la deriva media entrepisos en altura. Estos resultados indican que en el caso de seleccionar el modelo de base empotrada y emplear una señal de entrada inesperada muy fuerte (que pueda originar rótulas plásticas en la base de las columnas), el cortante de la base tendería a reducirse; mientras que, la deriva permanecería controlada dando como resultado una estructura robusta. También se muestra la necesidad de un análisis no lineal *time history* en comparación con los procedimientos simplificados como la amortiguación lineal equivalente.

4.5.3 Factor de concentración de distorsión

El factor de concentración de distorsión (FCD) fue estudiado por (Miranda, 1999) y (MacRae et al., 2004) y es usado para evaluar la capacidad de la estructura para mitigar la formación de pisos débiles, como indicador de la distribución de la demanda en la altura. La magnitud máxima del factor de concentración de distorsión se usa para evaluar las concentraciones de demanda en la altura de la estructura, como muestra la Figura 4.26.(Hernández y Colunga, 2013)

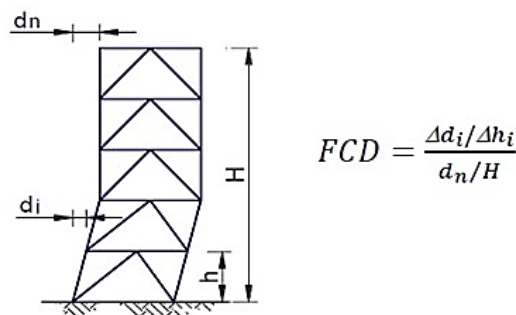


Figura 4. 26. Factor de concentración de distorsión

Un valor de FCD cercano a 1.0 indica que todos los pisos están igualmente deformados y que las deformaciones del piso son comparables al promedio deformación del edificio, lo que significa que no hay piso suave.

La Figura 4.27 muestra los factores de concentración de distorsión estimado para el edificio prefabricado SLB, se representa la línea punteada el valor de 1.2, y sus valores promedios resaltados de color azul, se puede notar un comportamiento no lineal muy similar en ambas direcciones.

Estos resultados son particularmente interesantes porque muestran que el edificio prefabricado SLB es robusto bajo una variedad de contenidos de frecuencia.

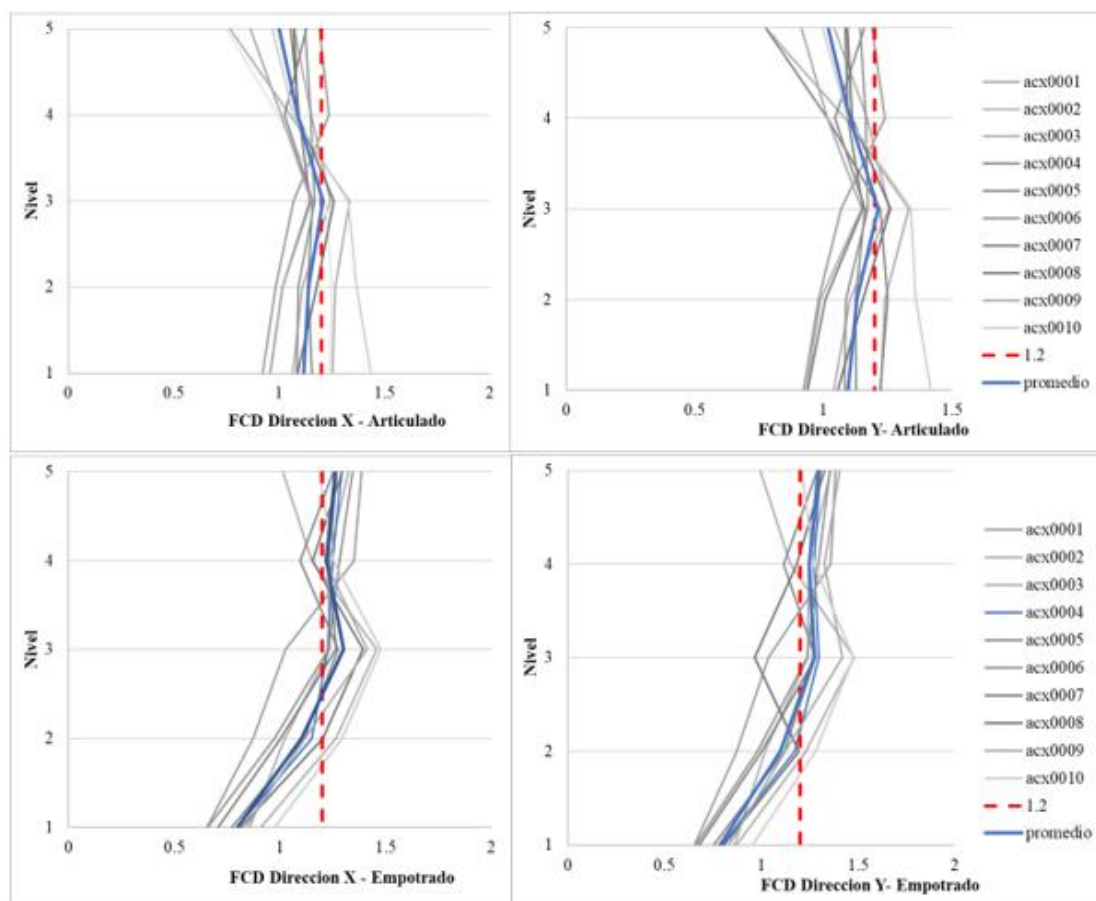


Figura 4. 27. Factores de Concentración de distorsión, edificio prefabricado SLB, base articulada y empotrada

4.5.4 Aceleraciones de diafragma

La aceleración máxima es un parámetro de diseño importante, no sólo porque es un indicador del cortante en la base, sino porque influye en las fuerzas ejercidas elementos no estructurales que son más sensibles a la aceleración de diafragma que a las distorsiones angulares. Los elementos no estructurales en este caso pueden ser muros cortinas, falsos techos, revestimientos, equipamiento y mobiliario colocado en el edificio.

La metodología HAZUS de FEMA recomienda controlar el daño de estos elementos no estructurales a través de aceleraciones máximas de entrepiso. La Tabla 4.14 resume los valores promedios de aceleraciones de piso correspondientes a los niveles de diseño sísmico y los niveles de daños correspondientes definidos. (MR, 2003)

La ubicación del proyecto concierne a una zona de alta sismicidad, por lo cual, una aceleración promedio de 0.30g, 0.60g, 1.20g y 2.40g para daños leves, moderados, extensivos y completos respectivamente.

Tabla 4. 14 Aceleraciones máximas de piso asociadas al estado de daño no estructural HAZUS, (MR, 2003)

Nivel de diseño sísmico	Aceleración del piso en el umbral de daño o estructural (g)			
	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Código Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Código Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Código Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Código Previo	0.20	0.40	0.80	1.60

A continuación, se presentan los resultados de aceleraciones de diafragma de los modelos estudiados. Las aceleraciones máximas de cada registro para cada nivel se muestran en las Tabla B.5 y B.6. del anejo B. La Figura 4.28 muestra las distribuciones de las aceleraciones máximas promedios de la estructura, en las direcciones X e Y, con base articulada cuyos valores que oscilan entre 0.288g y 0.486g. Esta figura muestra en líneas resaltadas, las aceleraciones máximas promedio del diafragma que claramente se reducen con la altura. También, se destaca el aceleración adoptada y recomendada de 0.40g con trazo discontinuo.

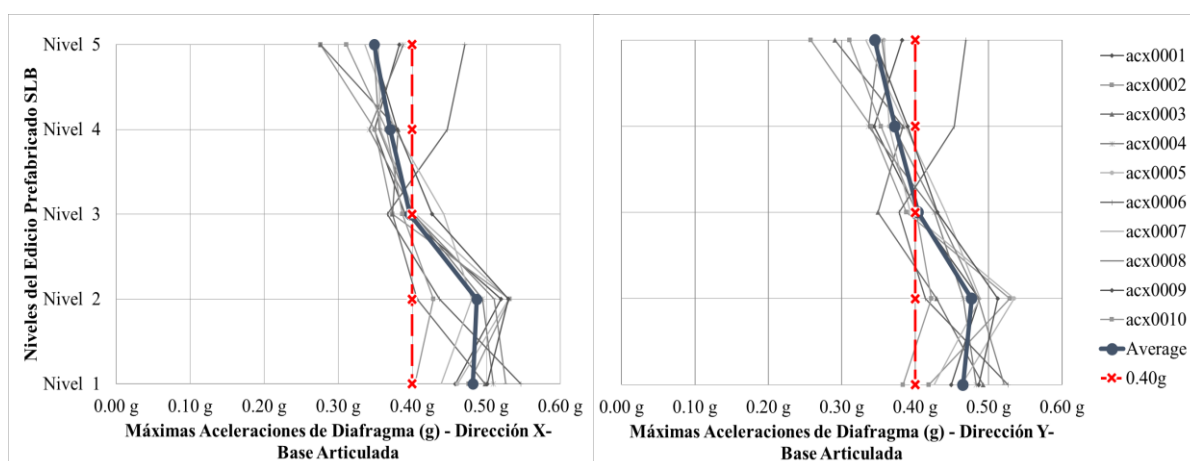


Figura 4. 28. Distribuciones de las aceleraciones máximas de diafragma (g), edificio prefabricado SLB, base articulada

A continuación, se presenta los resultados concernientes a la aceleración de diafragma para el edificio con la base empotrada en la Figura 4.29, cuyos valores oscilan entre 0.349g y 0.482g en ambas direcciones. Se observa un claro aumento en comparación con el modelo de base articulada.

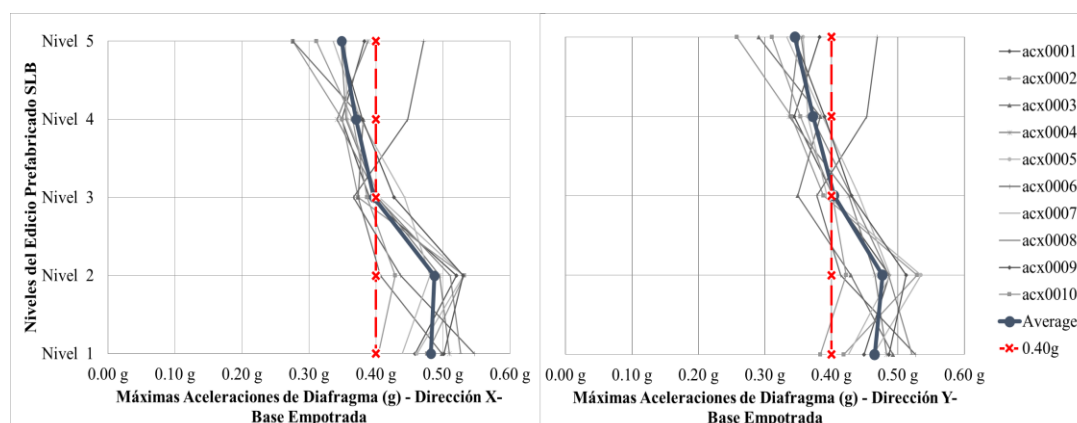


Figura 4. 29. Distribuciones de las aceleraciones máximas de diafragma (g), edificio prefabricado SLB, base empotrada

La Figura 4.30 corresponde a la comparativa de las distribución de aceleraciones máximas promedio, cuyos valores son similares en los niveles inferiores, aunque son claramente menores en los niveles superiores para la estructura de base articulada.

Una tendencia clara que se puede apreciar, en todos los casos, es que la aceleración del piso se reduce con la altura, lo que sería un tema interesante para futuras investigaciones proponiendo una estructura prefabricada similar pero para edificios más altos. El rango promedio se sitúa entre 0.30g a 0.50g con valores menores para la solución de base de columna articulada.

Según lo indicado en la Tabla 4.16, podemos decir que los daños en elementos no estructurales serían entre leves y moderados, ya que sus valores promedios oscilan en el rango comprendido entre 0.30 a 0.60g.

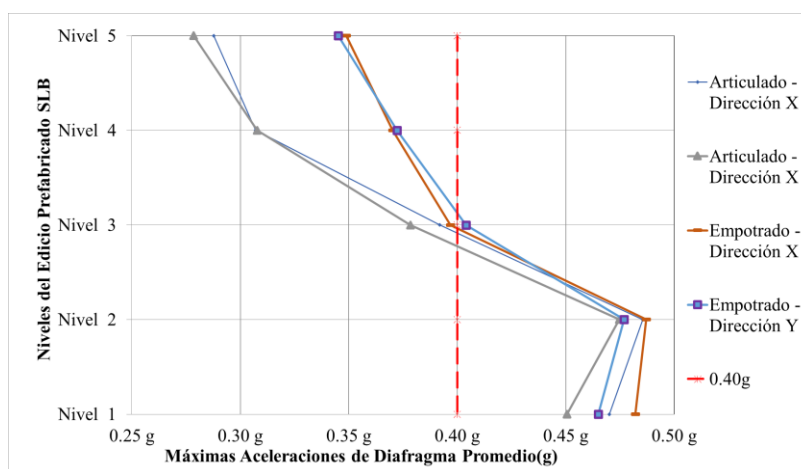


Figura 4. 30. Distribución de las máximas aceleraciones de diafragma promedio(g). Edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada

4.5.5 Distribución de fuerzas cortantes de entrepiso

En esta sección se muestra la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso en el edificio prefabricado SLB. En la Figura 4.31 se muestra el reparto de fuerza cortante respecto a la altura de la estructura del modelo con base articulada, y cómo se distribuye a de manera simétrica en sus dos direcciones horizontales. La línea resaltada en rojo corresponde a la media aritmética de cada cortante, ya sea mínima o máxima, de cada una de las señales analizadas de manera independiente.

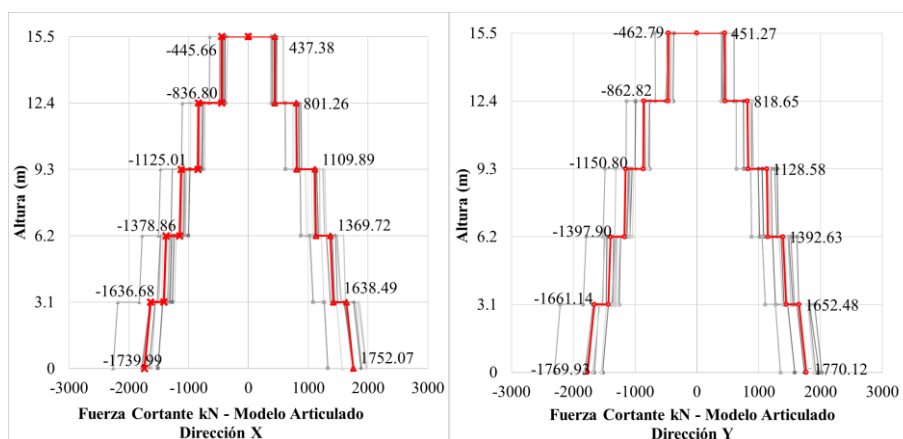


Figura 4. 31. Distribución de la fuerza cortante en edificio con base articulada en sus direcciones X e Y

De la misma manera, cuando se estudia la vinculación empotrada; se obtiene un comportamiento semejante en X e Y, lo que se puede apreciar en la Figura 4.32.

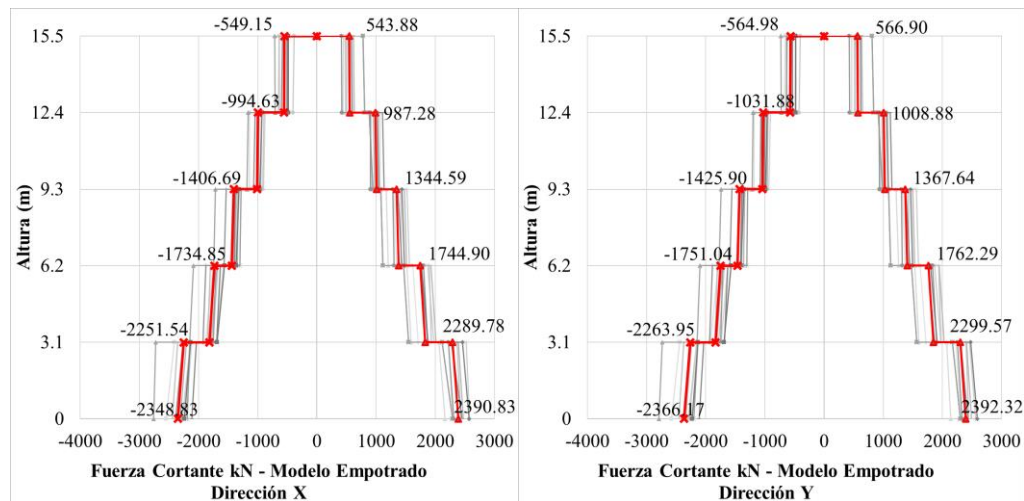


Figura 4. 32. Distribución de la fuerza cortante en edificio con base empotrada en sus direcciones X e Y

Al recoger la información representada en las dos graficas anteriores, se procede a realizar una comparación entre ambas estructuras y se muestra en la Figura 4.33; donde se puede apreciar que, la fuerza cortante obtenido en el modelo con base articulada es menor respecto a su análogo empotrada, con una reducción que borde a el 20%. Los valores numéricos se de estas graficas se detallan en la sección B.4 de los anejos del presente texto.

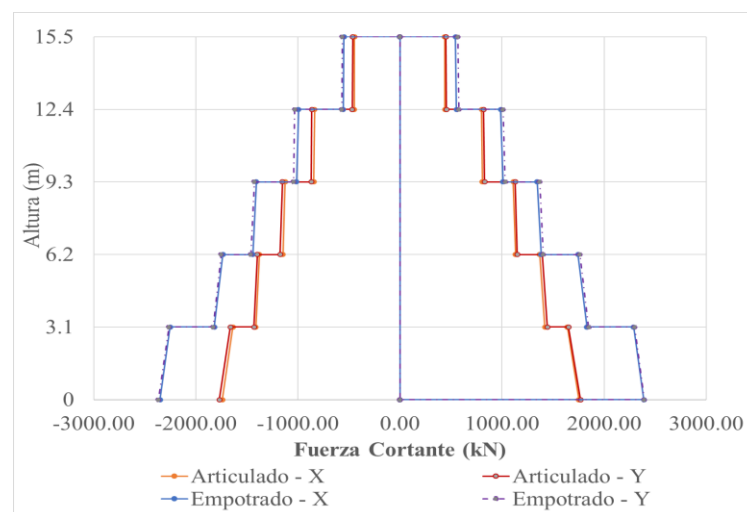


Figura 4. 33. Distribución de la fuerza sísmica en el edificio prefabricado SLB, direcciones X e Y

4.5.6 Fuerza cortante en la base

Se ha evaluado el cortante basal para cada estructura estudiada y sus resultados se resumen en la Figura 4.34. En el caso de la estructura con base articulada, las fuerzas sísmicas basales de las señales analizadas, están entre los valores de 1693.11kN y 2244.40kN. Sus valores promedios en cada dirección son $V_{x,max}=1828.22$ kN y $V_{y,max}=1800.26$ kN. Mientras que, para la estructura con base empotrada, las cortantes basales van del orden comprendido entre 2190.33kN y 2746.44kN. Sus valores medios son $V_{x,max}=2456.98$ kN y $V_{y,max}=2426.98$ kN.

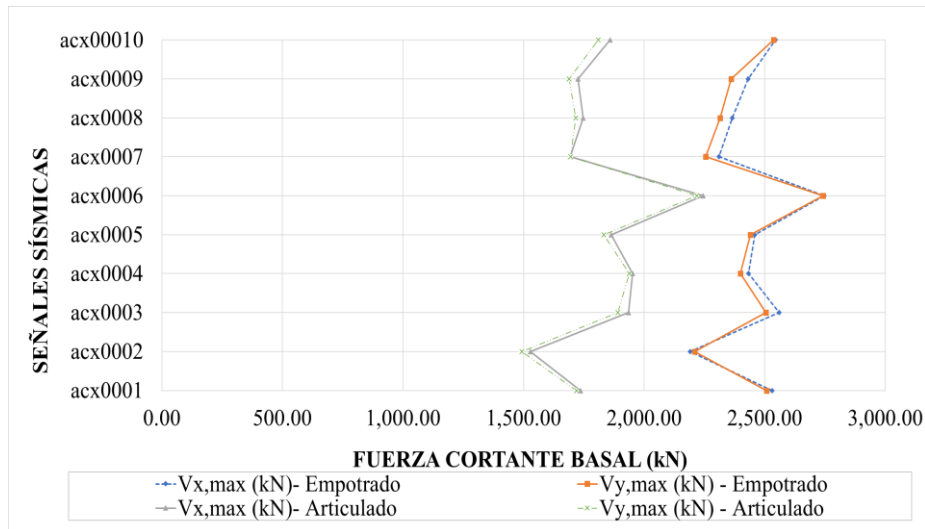


Figura 4. 34. Fuerza cortante basal edificio empotrado y articulado según registro sísmico

Se puede apreciar que, las fuerzas cortantes en la base son mayores en el caso del modelo de base empotrada respecto de la estructura prefabricada articulada, habiendo una reducción estimada promedio del 26%. Las Figuras 4.35, 4.36 y 4.37 muestran la historia temporal de respuesta de la fuerza sísmica en la base del edificio con columnas articuladas agrupando las señales por su duración en segundos. Asimismo, se presenta puede aprecia el cortante basal máximo y mínimo según cada conjunto de señales.

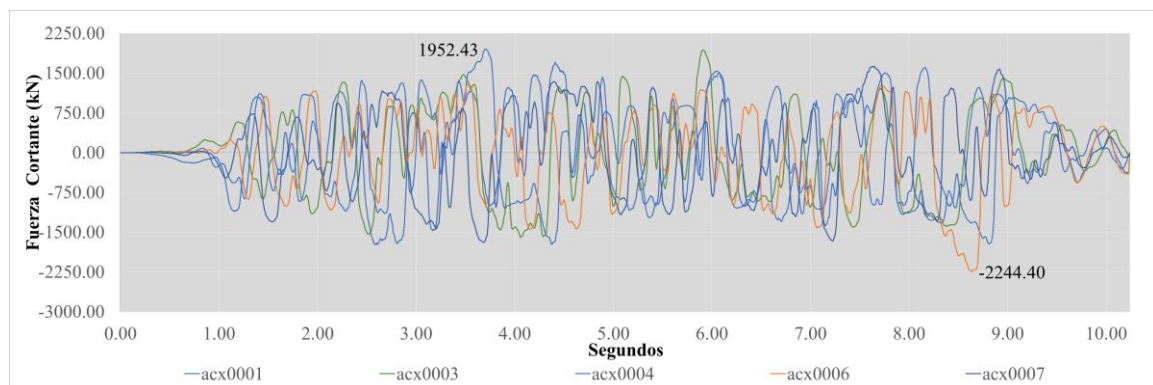


Figura 4. 35. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=10.23\text{seg}$.

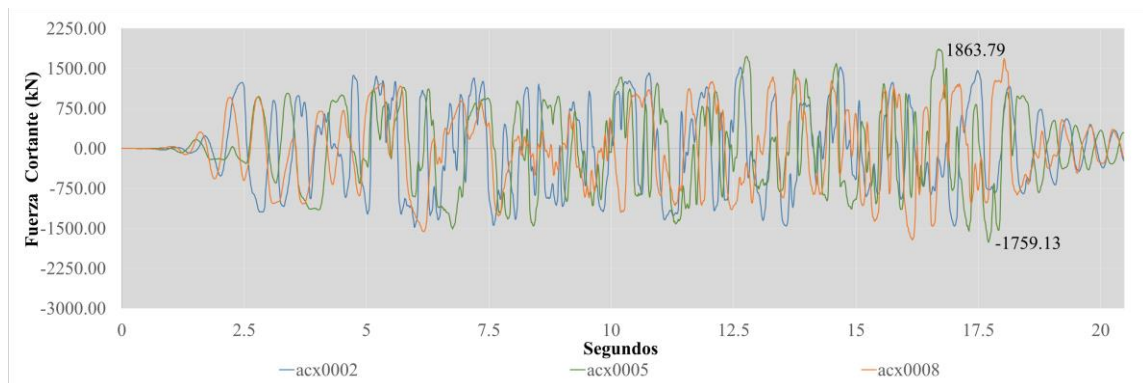


Figura 4. 36. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=20.47\text{seg}$.

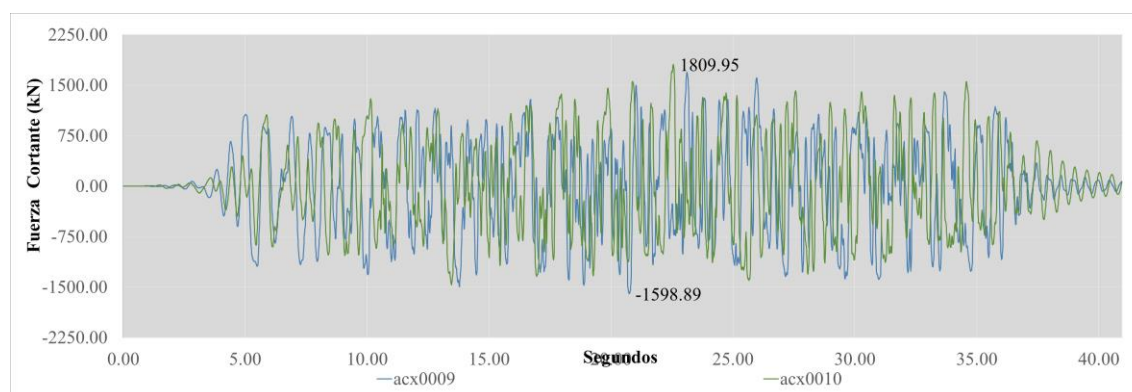


Figura 4. 37. Historia de cortante basal. Edificio articulado SLB. Duración de señales $t=40.95\text{seg}$.

4.5.7 Coeficiente sísmico C_s

El coeficiente sísmico C_s es un factor que multiplicado por el peso total del edificio provee la fuerza basal de diseño. Las normas de diseño definen la fuerza cortante bajo la siguiente expresión:

$$V = C_s * W \quad 4.4$$

Donde C_s , V , W son el coeficiente sísmico, la fuerza cortante basal y el peso sísmico de la estructura; respectivamente. (Bozzo y Barbat, 2000) El peso del edificio debe incluir un porcentaje de la carga viva estimada y se ha definido como $P_z = 14075.72\text{kN}$ en la sección 4.2.

La Figura 4.38 muestra los coeficientes sísmicos para cada una de las diez señales sísmicas estudiadas de los modelos base empotrada y articulada. En el caso del edificio articulado, los coeficientes sísmicos calculados son semejantes en ambas direcciones, sus valores se encuentran entre 0.11 y 0.16, y su valor promedio corresponde a 0.13. Mientras que, para el edificio con base empotrada, los coeficientes están comprendidos 0.16 a 0.20, contando con un valor medio de 0.17. Cabe indicar que, ambos valores son particularmente bajos, teniendo en cuenta que toda la energía de entrada se disipa en los dispositivos SLB y que no se permiten daños estructurales.

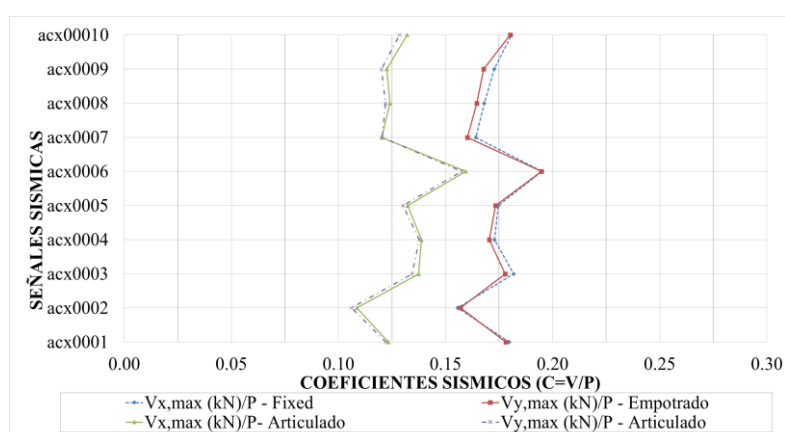


Figura 4. 38. Coeficiente de sísmicos por señal. Edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada

Es evidente que, en todos los registros simulados, el sistema estructural articulado da como resultado valores menores que para la estructura base empotrada con una reducción media del coeficiente de cortante sísmico basal que bordea un 25%. Los valores de coeficientes para cada uno de los modelos estudiados se han anexado en la Tabla B.10.

4.5.8 Verificación de D/C disipadores

Se debe corroborar que la fuerza cortante absorbida por el cada dispositivo SLB (demanda) sea mayor que la fuerza de fluencia del mismo f_y (capacidad) con el fin de asegurar el comportamiento no lineal de las conexiones. (Iasevoli, 2019).

Tal como se indicó en el apartado 4.4.4, se ha dispuesto la misma serie de dispositivos SLB por nivel. Los factores de demanda capacidad D/C se obtienen al comparar los promedios obtenidos del análisis con las fuerzas de plastificación de diseño (f_{ydis}) correspondiente para cada disipador. Los valores de las fuerzas de cortantes máximas de cada disipador para cada uno de los modelos estudiados, se han procesado en las tablas de la sección de anejo B (Tablas B.11, B.12, B.13 y B.14). Asimismo, los factores D/C promedio por disipador se detallan en el apartado B.8.

La Figura 4.39 muestra los factores D/C calculados para el caso del edificio con columnas de base articulada. En su totalidad, los valores representados son cercanos al factor de seguridad recomendado al diseñar dispositivos SLB cuyo valor es 1.5 (L. Bozzo *et al.*, 2019)); y que se muestra la línea base horizontal. Los valores de promedios de los factores D/C bordean 1.541 a 1.675 para la dirección X, los valores medios para la dirección Y fluctúan entre 1.613 y 1.630.

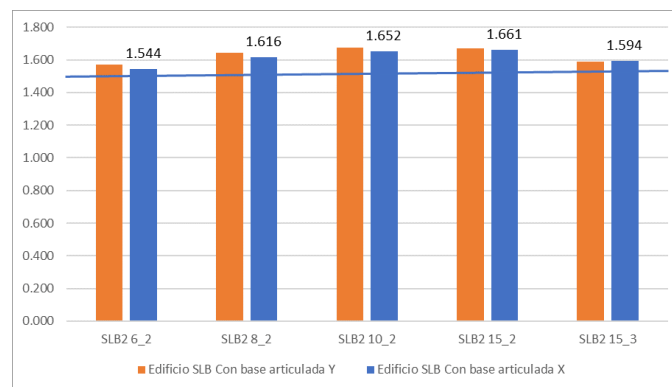


Figura 4. 39. Factores D/C en dirección x e y, Edificio con base articulada

Por otro lado, la Figura 4.40 muestra los factores de demanda capacidad para la estructura prefabricada con base empotrada. Se obtienen valores ligeramente menores respecto a los indicados en el párrafo anterior. Los factores D/C van desde 1.403 hasta 1.663 para la dirección X, sus valores promedios de D/C bordean 1.561 y 1.545 en su dirección Y.

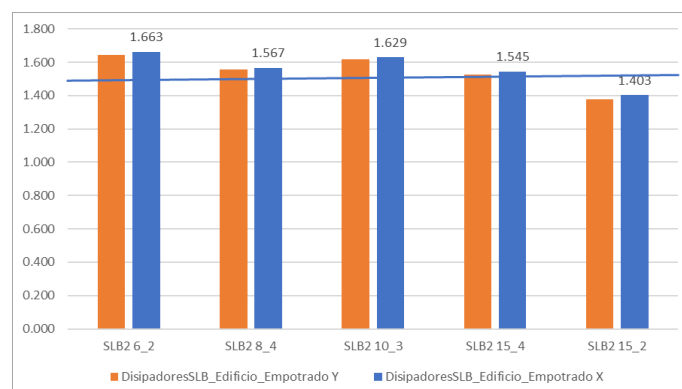


Figura 4. 40. Factores D/C en dirección x e y, Edificio con base empotrada

4.5.9 Deformaciones de disipadores

Se han calculado los desplazamientos relativos máximos entre las uniones i y j de las conexiones no lineales que representan los disipadores SLB, para los dos modelos calibrado. Con esto, se definirá un coeficiente o factor de seguridad definido como la relación $\delta u / \delta_{\max}$.

Las deformaciones de los dispositivos SLB colocados en los modelos analizados se representan en la Figura 4.41, y se detallan en la Tabla B.17 (Anexo B.8). Se puede apreciar que, los valores máximos son 41.32mm y 39.97mm para la estructura con empotramiento y articulación en las bases de las columnas del edificio prefabricado SLB, respectivamente. Los desplazamientos promedios de las conexiones no lineales, para estos dos casos de vinculación, bordean los 25mm.

Finalmente, considerando que la deformación máxima no lineal $\delta_{\max}$ de los dispositivos SLB es 30mm(L. Bozzo *et al.*, 2019), se obtienen factores de seguridad cercanos a 0.85.

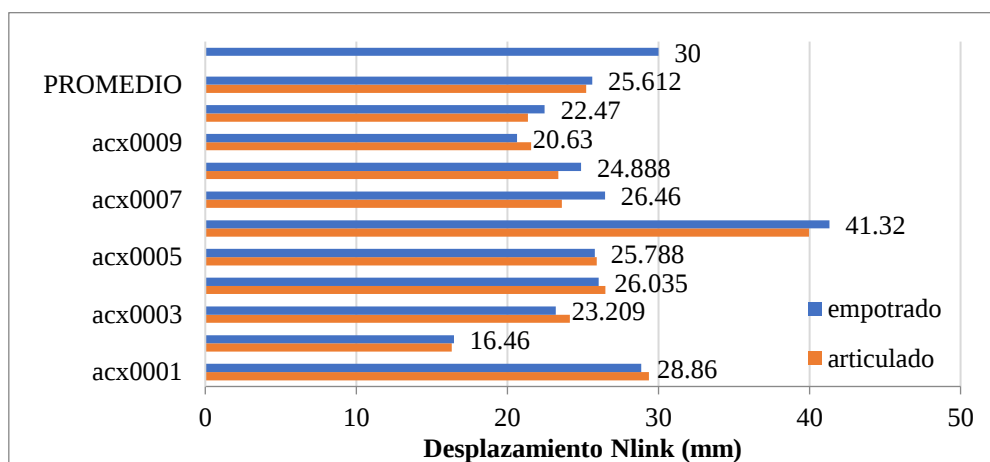


Figura 4. 41. Deformaciones máximas de dispositivos SLB de los modelos articulado y empotrado

4.5.10 Balance de energía

La energía introducida se disipa a través del movimiento, deformación elástica e inelástica y por fuentes de amortiguamientos en una ecuación, como se ha expresado en la sección 2.1. Para un edificio convencional sin disipadores se podría que la participación de la energía cinética y potencial es despreciable. Pudiéndose estimar que la totalidad esta energía sería asumida por esta estructura, a través de sus deformaciones elásticas e inelásticas de sus elementos estructurales(Romani, 2019).

Mientras que, para una estructura no convencional equipada con disipadores no se tiene determinado el porcentaje, por lo cual verificar el porcentaje de energía absorbida por el sistema de protección sísmica.

A continuación, se presenta la Figura 4.42, muestra el balance de energía acumulada del edificio prefabricado SLB con empotrada en su base, bajo la aplicación de la señal acx0001 en la dirección X. Se representa la energía potencial, la energía de amortiguamiento global y la energía amortiguamiento no lineal histerético NHD (definida por los disipadores colocados). De esta gráfica se puede observar que el edificio disipa la energía, a través de sus ochenta pequeños dispositivos *Shear Link Bozzo*, lo que se presenta como el 82.1% de la energía total introducida. Para este caso la

energía disipada por la estructura sea el 17.9%, lo que significa una sollicitación significativamente menor comparado al edificio sin disipadores.

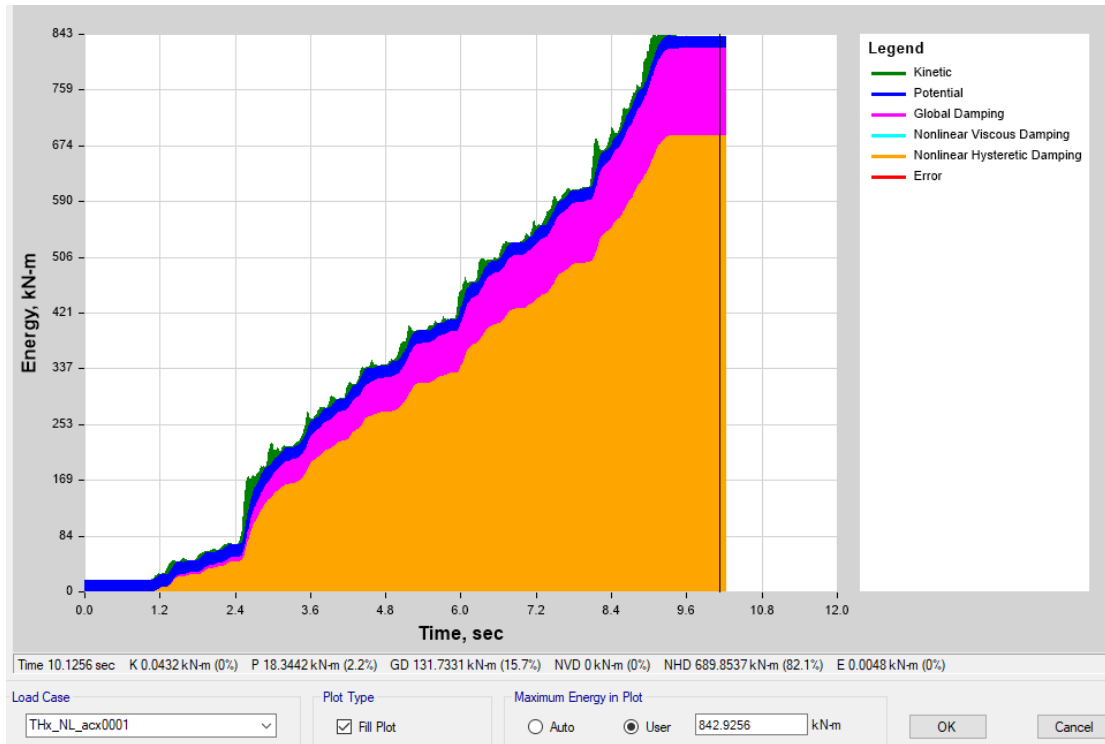


Figura 4. 42. Balance de Energía bajo la señal acx0001, dirección X, modelo Empotrado.

Se procede a realizar el procesamiento del balance de energía, para cada una de las señales empleadas de manera independiente, para la dirección X, para el edificio prefabricado y producto de estas verificaciones se presentan las gráficas 4.43 y 4.44.

Las relaciones entre la energía absorbida por las piezas histeréticas SLB bordean el 82.37% y 82.42% para los modelos con base articulada y empotrada respectivamente, y se recogen en las tablas anexadas en el apartado B.10.

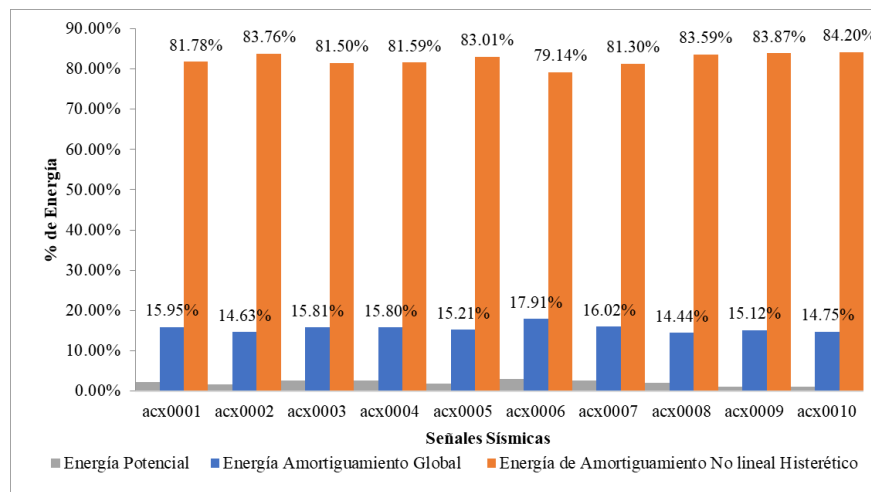


Figura 4. 43. Porcentaje en balance de energía. Edificio prefabricado SLB con base articulada.

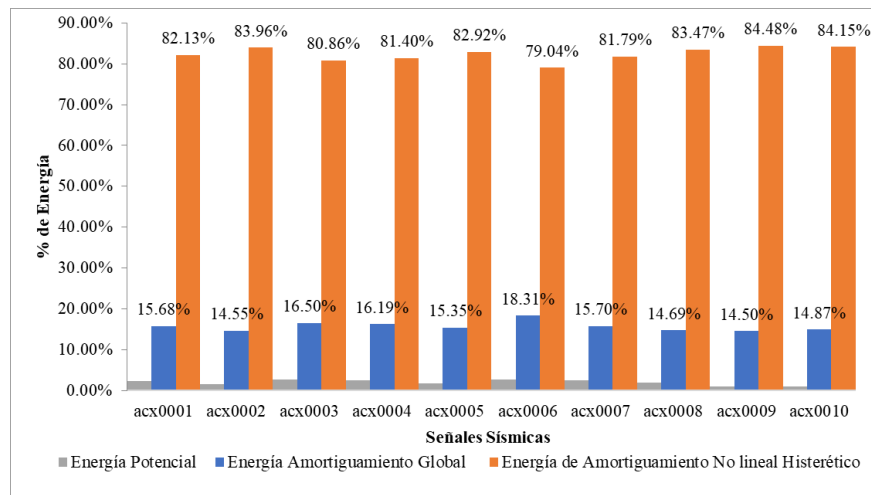


Figura 4. 44. Porcentaje en balance de energía. Edificio prefabricado SLB con base empotrada.

4.5.11 Curvas de histéresis

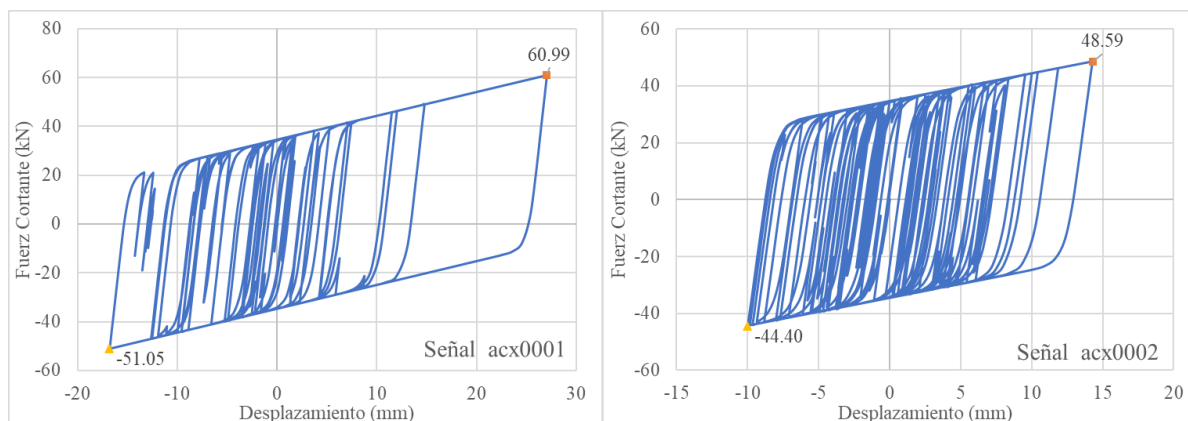
A continuación, se muestra las curvas histéricas representativas frente a los 10 registros sísmicos empleados del disipador SBL2 6_2; además se indica para uno su fuerza cortante máxima generada (Figura 4.45).

Este dispositivo está colocado en el eje A y entre los ejes 1 y 2, en el quinto nivel del edificio prefabricado con base empotrada. El dispositivo seleccionado tiene una fuerza de plastificación de $f_y=35.60\text{kN}$ y su fuerza máxima es de $f_{max}=69.01\text{kN}$.

Se observa que la máxima fuerza cortante es generada por el registro acx0006 con un valor de 73.32 kN ; mientras que, la fuerza cortante menor de 47.57kN sucede en acx0005, los desplazamientos promedios no superan los 30mm .

Además, el valor promedio de estas fuerzas cortantes es de 54.03kN , y es menor a la fuerza máxima que puede resistir esta pieza; de esta manera, se asegura que el elemento llegase a plastificar (ya que su valor promedio es mayor que f_y).

De lo anterior, se concluye que la calibración con dispositivos SLB, es muy adecuada y sobre todo que los disipadores actúan en forma preestablecida, disipando energía antes de su fallo. Se debe realizar la misma verificación para la totalidad de los dispositivos asignados en el modelo estructural.



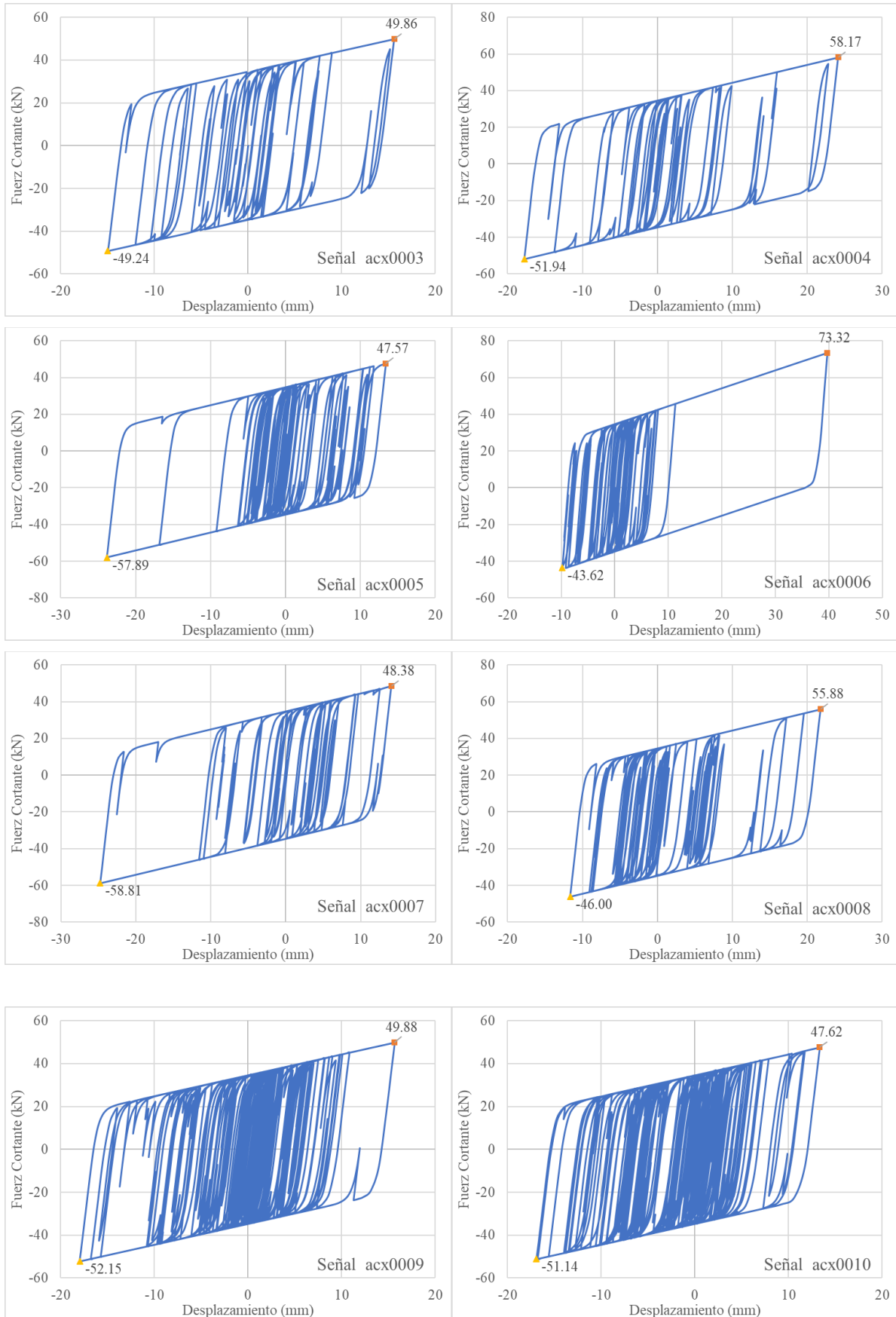


Figura 4. 45. Curvas histeréticas del dispositivo SLB2 6_2 según los diez registros sintéticos empleados

4.5.12 Resumen de resultados

Los resultados anteriores se resumen en las Tablas 4.15 y 4.16. Cabe indicar que, en el caso de las derivas o distorsiones angulares se han tomado los valores máximos de los cinco niveles para cada registro. Todos estos valores han sido presentados en el artículo de (Bozzo *et al.*, 2020) del Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica a desarrollarse en Sendai, Japón en octubre del 2021.

Tabla 4. 15 Parámetros de demanda ingenieril por señal. Edificio prefabricado con base articulada

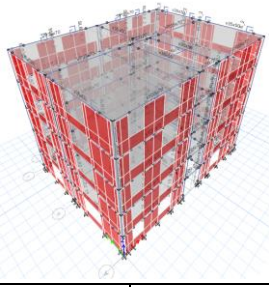
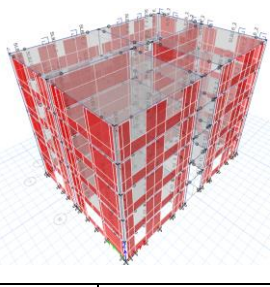
Señal	PGA (g)	Duración (s)	Vx,max (kN)	Vy,max (kN)	Vx/Pz (-)	Vy/Pz (-)	Deform. SLB (mm)	Derivas, Xmax	Derivas, Ymax
acx0001	0.891	10.23	1,735.82	1720.020	0.123	0.122	29.36	0.00882	0.00890
acx0002	0.506	20.47	1,527.45	1492.214	0.109	0.106	16.32	0.00483	0.00497
acx0003	0.546	10.23	1,935.12	1891.000	0.137	0.134	24.13	0.00729	0.00744
acx0004	0.551	10.23	1,952.43	1937.850	0.139	0.138	26.49	0.00823	0.00835
acx0005	0.477	20.47	1,863.79	1832.837	0.132	0.130	25.92	0.00761	0.00784
acx0006	0.555	10.23	2,244.40	2218.440	0.159	0.158	39.97	0.01226	0.01222
acx0007	0.496	10.23	1,693.11	1694.700	0.120	0.120	23.60	0.00706	0.00729
acx0008	0.476	20.47	1,746.48	1716.067	0.124	0.122	23.38	0.00701	0.00714
acx0009	0.492	40.95	1,725.01	1689.527	0.123	0.120	21.58	0.00655	0.00658
acx0010	0.597	40.95	1,858.62	1809.952	0.132	0.129	21.36	0.00687	0.00693

Tabla 4. 16 Parámetros de demanda ingenieril por señal. Edificio prefabricado con base empotrada

Señal	PGA (g)	Duración (s)	Vx,max (kN)	Vy,max (kN)	Vx/Pz (-)	Vy/Pz (-)	Deform. SLB (mm)	Derivas, Xmax	Derivas, Ymax
acx0001	0.891	10.23	2531.13	2507.604	0.180	0.178	28.86	0.00870	0.00874
acx0002	0.506	20.47	2190.33	2209.365	0.156	0.157	16.46	0.00473	0.00490
acx0003	0.546	10.23	2559.84	2504.170	0.182	0.178	23.21	0.00733	0.00744
acx0004	0.551	10.23	2432.79	2398.521	0.173	0.170	26.04	0.00781	0.00787
acx0005	0.477	20.47	2458.44	2440.194	0.175	0.173	25.79	0.00759	0.00781
acx0006	0.555	10.23	2746.44	2741.413	0.195	0.195	41.32	0.01258	0.01249
acx0007	0.496	10.23	2309.72	2255.313	0.164	0.160	26.46	0.00766	0.00800
acx0008	0.476	20.47	2365.41	2315.635	0.168	0.165	24.89	0.00753	0.00718
acx0009	0.492	40.95	2431.22	2361.507	0.173	0.168	20.63	0.00639	0.00628
acx0010	0.597	40.95	2544.52	2536.079	0.181	0.180	22.47	0.00662	0.00698

Asimismo, se presenta el esquema comparativo de las respuestas de los modelos utilizados en Tabla 4.17. Se puede decir que, si la solución finalmente adoptada es el modelo estructural de bases empotradas que es la más estandarizada en la industria de la prefabricación. Además, en caso de ocurrencia de un terremoto extremo, que sobrepase la capacidad de flexión de las columnas, y que originará rótulas plásticas en sus bases. La respuesta estructural general mejoraría tendiendo a mejorar reduciendo las aceleraciones del piso manteniendo los desplazamientos y derivas máximos; implicando que el sistema estructural sea robusto.

Tabla 4. 17 Comparativa edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada

ESTRUCTURA	EDIFICIO PREFABRICADO SLB BASE ARTICULADA		EDIFICIO PREFABRICADO SLB BASE EMPOTRADA	
Modelo Tridimensional				
Dirección horizontal	X	Y	X	Y
Periodo (seg)	0.481	0.504	0.461	0.483
Cortante promedio basal(kN)	1828.22	1800.26	2456.98	2426.98
Coefficiente sísmico Cs	0.13	0.13	0.17	0.17
Aceleración mínima / máxima promedio (g)	0.288/0.470	0.278/0.475	0.349/0.487	0.345/0.477
Desplazamiento promedio de techo (m)	0.096	0.0979	0.0879	0.0883
Deriva máxima	0.00746	0.00758	0.00729	0.00667
Máxima deformación de dispositivo SLB (mm)	25.21		25.61	
% energía absorbida por SLB	82.37		82.42	

4.5.13 Estimación de coeficiente de reducción equivalente

Para el diseño de los elementos prefabricado, se debe usar un coeficiente de reducción sísmico aplicable dentro del rango elástico, considerando el desempeño de la estructura frente a un evento sísmico. Cabe precisar que, la (Norma Técnica E030, 2018) no determina un coeficiente R para el tipo de estructura que se está proyectando. La determinación de este valor precisa estudiar de manera integral el desempeño de una serie de modelaciones de varios tipos de estructuras que usen esta configuración de disipadores SLB, aún más con elementos prefabricados. En general, para estructuras convencionales con disipadores se podría establecer un $R=8$, en el caso de ser considerado como sistema estructural aporticado o un $R=7$ como sistema dual (Muros estructurales y pórticos de hormigón armado), según corresponda.

Se sabe que los coeficientes de reducción sísmica sugeridos provienen exclusivamente de la experiencia y tienen muy poco rigor cuantitativo, pudiendo sobreestimar o reducir excesivamente las cargas sísmicas de diseño. El factor “R” consta del efecto multiplicativo simultáneo de 3 parámetros: ductilidad, sobrerresistencia y redundancia. (Daza, 2003)

De la forma analizada y presentada en los resultados, entre las secciones 4.6.1 a 4.6.11, anteriores corresponden a un análisis sísmico sin considerar ductilidad de la estructura, $R=1$. El componente de modificación a la redundancia tiene mucha relación con la cantidad de miembros estructurales que forman parte del sistema resistente a sismos y con la cantidad de rótulas plásticas asignadas para formar el mecanismo de colapso de la estructura (Moses, 1974) (Daza, 2003). En este caso, se han dispuestos de los disipadores SLB como rótulas plásticas que absorben en gran porcentaje las sollicitaciones sísmicas y responden de manera preestablecida.

La Tabla 4.18 presenta la estimación del coeficiente de reducción sísmica R , usando los resultados preliminares y definiéndolo como el cociente de los promedios de cortante basal del edificio prefabricado con bases empotradas obtenidos mediante el análisis dinámico no lineal en el dominio de tiempo ($V_{NLbasal}$) y el cortante calculado del análisis dinámico modal con espectral $R=1(V_{dinbasal})$. La relación de ambos valores que equivalen 4.27 y 4.06, para sus direcciones horizontales, como factores de reducción estimados que consta como la relación.

Tabla 4. 18. Estimación de coeficiente de reducción sísmica

	Dirección X	Dirección Y
VNL basal (kN)	2456.98	2426.98
Vdinbasal (kN)	10502.53	9856.51
Factor de Reducción Estimado	4.27	4.06

De acuerdo con el párrafo anterior, se ha establecido un factor R equivalente de 4. El valor R de la normativa peruana incluye el factor de reducción por ductilidad y el de sobrerresistencia estimándose, este último de forma habitual en 2, por lo que el resultado se considera consistente. La Figura 4.46 muestra los espectros de análisis de diseño asignando el coeficiente $R=4$.

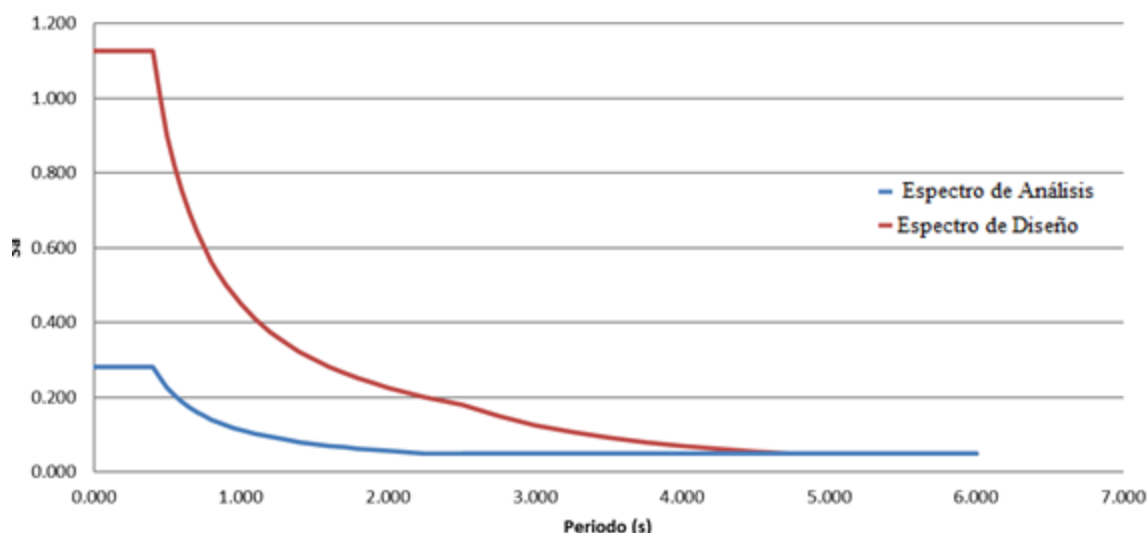


Figura 4. 46. Espectro de Análisis $R=1$ y Espectro de Diseño $R=4$

V. DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO PREFABRICADO SLB

Luego de haber realizado las modelaciones y análisis sísmico del edificio prefabricado SLB, este capítulo expone el proceso de diseño de sus componentes de acuerdo a la influencia de sus fases constructivas como piezas independientes que son acopladas como propuesta completa tecnológica. Se inicia el diseño de las columnas con ménsulas cortas y dispuestas de manera que sean capaces de soportar las vigas autoportantes. El diseño estructural de las columnas se describe en la sección 5.1. Los diseños de las prelosas de un metro de ancho y vigas semiprefabricadas se han realizado solamente por cargas de gravedad teniendo en cuenta el proceso constructivo y son descritos en las secciones 5.2. y 5.3, respectivamente. Continuadamente, se ha dispuesto el diseño y presentación de la propuesta de muros desacoplados de hormigón armado que soportará un dissipador SLB (sección 5.4 y 5.5). Los cálculos de estos elementos se integran en el presente documento en la sección anejo C junto con los esquemas o plano del anejo E. La sección 5.7 describe la secuencia constructiva propuesta para la construcción del edificio prefabricado SLB. Finalmente, producto de la optimización del diseño de las piezas prefabricadas, la sección 5.8 presenta la estimación de cuantificaciones de los materiales, a fin de poder compararlos, más adelante, con otra propuesta convencional.

5.1 Columnas y ménsulas cortas

Las columnas son elementos prefabricados verticales de sección 40cm×40cm, de 15.50 metros de largo, con un peso estimado de 6.30 a 6.70 toneladas. Las columnas poseen ménsulas cortas con la finalidad de formar pórticos en la estructura como indica la Figura 5.1.

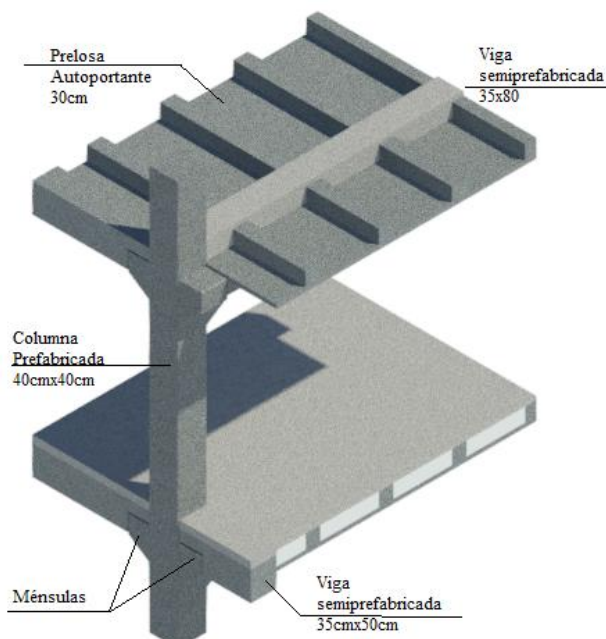


Figura 5. 1. Isométrico de Columna Prefabricada 40x40cm y ménsulas

Se han predimensionado las columnas de 40x40cm debido a que poseen ménsulas cortas que soportan a las vigas semiprefabricadas de ancho $b=35$ cm. Por otra parte, con el objetivo de

proporcionar durabilidad, evitar cuantías excesivas de armadura en columnas, se ha considerado que la resistencia a la compresión del hormigón sea de $f'c=35\text{MPa}$ (que es mayor a lo que habitualmente se usa en viviendas) y el uso de acero corrugado dúctil con $f_y=420\text{MPa}$.

Las columnas prefabricadas se diseñan de acuerdo a las disposiciones sísmicas de la (Norma Técnica E060, 2009) de hormigón armado, usando un análisis modal espectral con el coeficiente de reducción equivalente $R=4$, definido en la sección 4.6.12. El diseño de la columna con mayores sollicitaciones se muestra en el anejo C.1. Se procede a asignar el mismo armado longitudinal a las columnas restantes con el fin de tener un único tipo de columna cuyo diseño se realiza usando el programa ETABS 2016. A fin de tener una estructura muy optimizada, se ha reducido la armadura longitudinal y transversal de las columnas entre el segundo y quinto nivel.

La Figura 5.2 muestra la distribución del armado longitudinal y transversal de la columna C-1, su detalle se encuentra en los planos anexados en este proyecto (anejo E).

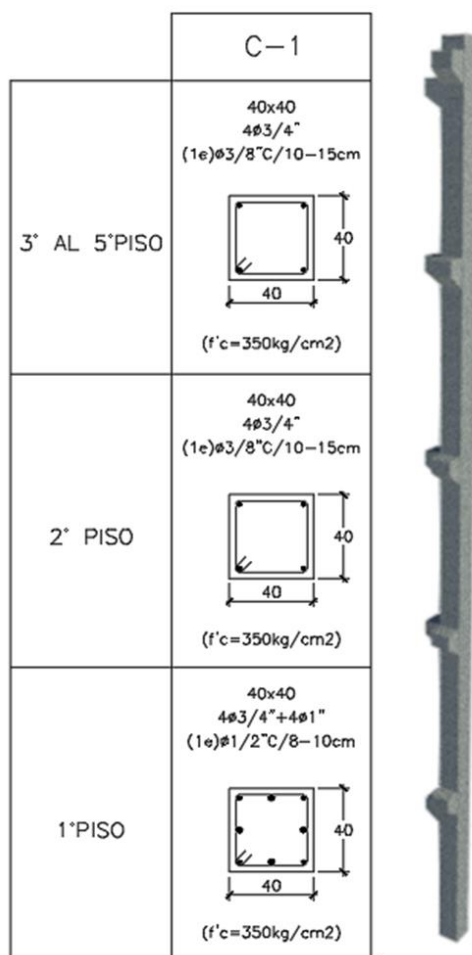


Figura 5. 2. Disposición del armado longitudinal de columna prefabricada C-1

A su vez, se realiza una evaluación del daño en las columnas con el armado longitudinal y transversal dispuesto, por lo que se colocaron zonas de plasticidad. Esta estructura no convencional puede conceptuarse como un péndulo simple, ya que las vigas son soportadas por una conexión articulada a las columnas, es por ello que, la posible ubicación de las rótulas plásticas sería en las bases de las columnas (su extremo inferior). Asimismo, se colocaron rótulas plásticas donde se

realiza el cambio de refuerzo longitudinal. Este análisis se ha realizado empleando la señal más desfavorable, se ha podido apreciar que las rótulas no llegan a activarse.

En la práctica del hormigón prefabricado es muy usual emplear conexiones que transmiten el cortante apoyando las vigas sobre ménsulas en las columnas. Las ménsulas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como vigas, pueden fallar por cortante a lo largo de la interfaz de la columna y la cartela, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada (ACI 318.19), su diseño se muestra en el anejo C.1. La Figura 5.3 muestra el alzado de columnas y ménsulas, se puede apreciar a su vez la disposición de las vigas en sus etapas constructivas, que se desarrollarán en la sección 5.3.

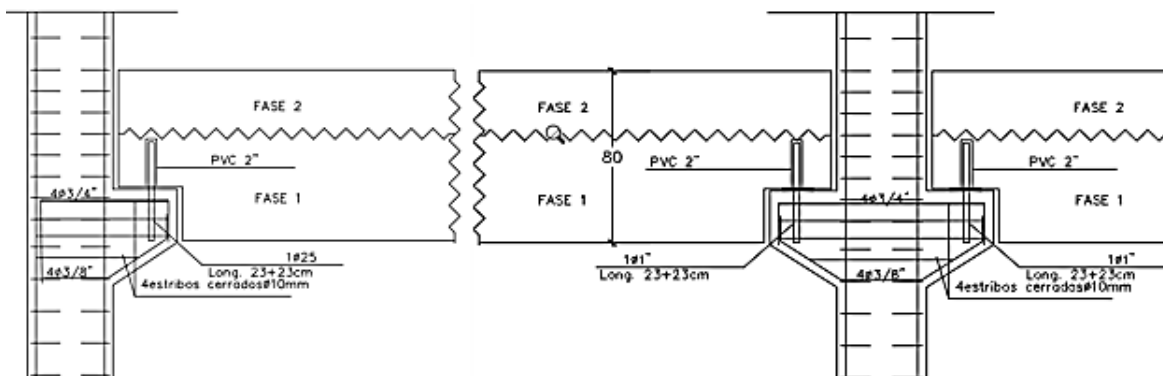


Figura 5. 3. Alzado de armados de columnas y ménsula respectivas

5.2 Prelas autoportantes

Las prelas son piezas semiprefabricadas, aligeradas, unidireccionales, postensadas y autoportantes con capacidad de desarrollar grandes luces y se apoyan sobre vigas principales que se encuentra sin vaciar, como se puede apreciar en la Figura 5.4. Su espesor permite colocar tuberías e instalaciones sin inconvenientes, sin reducir su capacidad de resistir las cargas de gravedad. La distribución en planta típica de las losas de techo con la orientación de las viguetas en una dirección se muestra en la Figura 5.5.

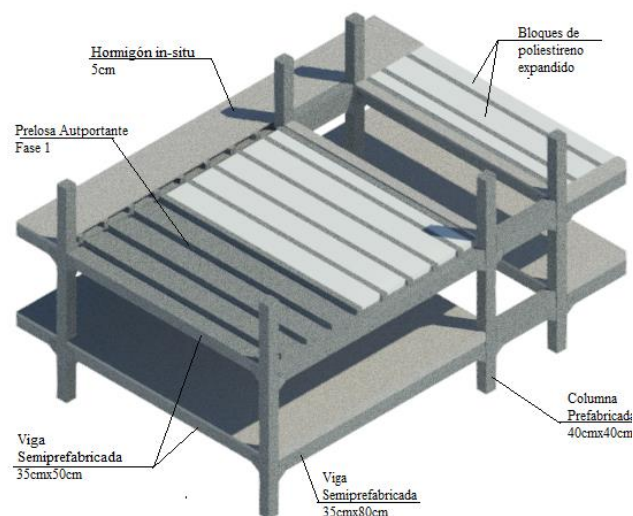


Figura 5. 4. Losas prefabricadas en edificio prefabricado

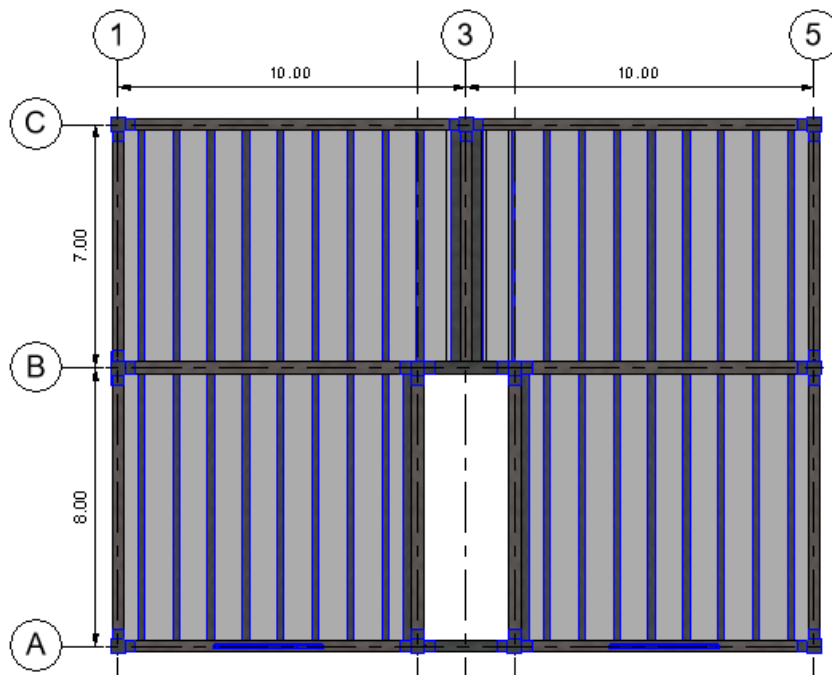


Figura 5.5. Disposición de prelosa en planta típica de edificio prefabricado

Este diseño de estos elementos consiste en dos fases constructivas:

- (i) La fase 1 se trata de una prelosa de 25cm de espesor (Sección Tipo T invertida), se representa en la Figura 5.6. En la parte inferior cuenta, con una losa de 6cm de espesor y de 100 cm de ancho que a su vez sirve de moldura de dichos paneles; posee nervaduras o viguetas de 0.20mx0.25m unidireccionales. Estas prelosas se apoyan sobre parte de las vigas semiprefabricadas coladas en la dirección longitudinal del edificio. Su diseño se representa como una viga simplemente apoyada.

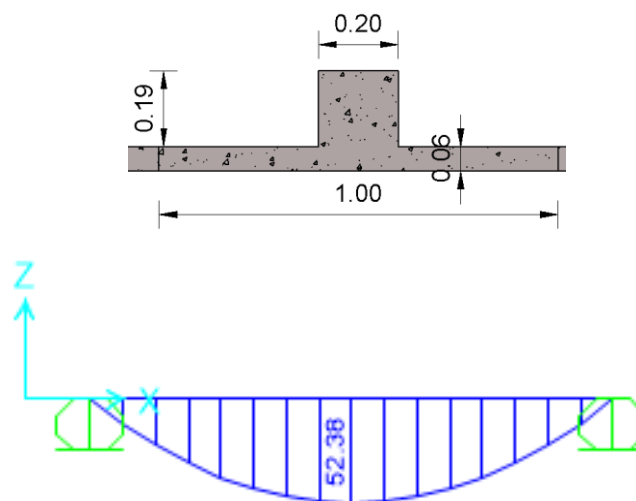


Figura 5.6. Sección geométrica (superior) y esfuerzos de flexión (inferior) en prelosa autoportante Fase 1

- (ii) La fase 2 corresponde a la sección integral de la prelosa autoportante (Sección tipo Doble T, como muestra Figura 5.7). Se colocan los refuerzos superiores adicionales y bloques de poliestireno expandido, que aligeran el peso de la estructura ubicados entre viguetas. Se realiza el vertido de hormigón completando la capa superior de 5 cm de las losas y la parte

inacabada de las vigas semiprefabricadas, obtenido una altura definitiva de losa de 30 cm. El diseño de este elemento corresponde a una viga de dos vanos.

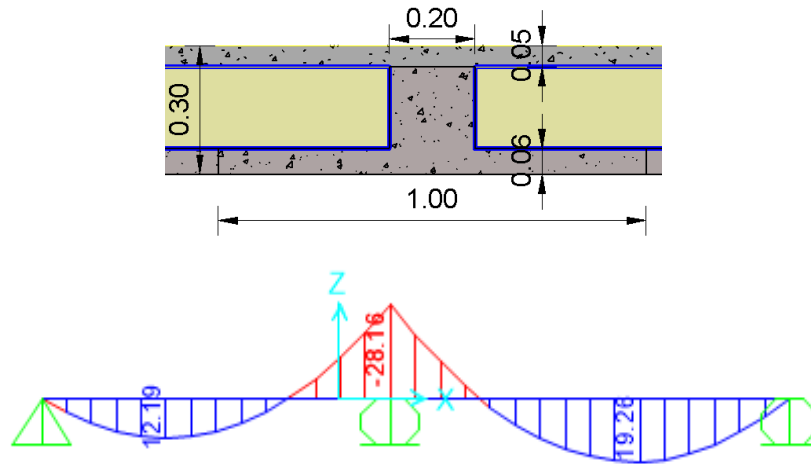


Figura 5. 7. Sección geométrica (superior) y esfuerzos de flexión (inferior) en prelosa Fase 2

La Figura 5.8 presenta la sección transversal de prelosa apoyada sobre una viga autoportante, donde los 5 cm de capa superior se completarán cuando se termine de construir la losa de entrepiso.

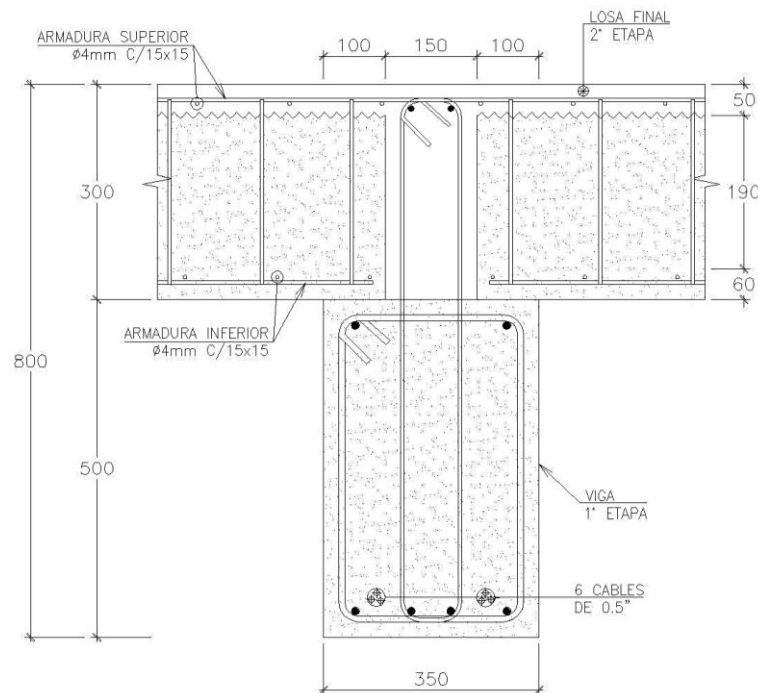


Figura 5. 8. Apoyo prelosa sobre viga principal

Estas piezas prefabricadas tienen una longitud entre 7.85m a 8.85m y un peso de 1.6 a 1.84 toneladas, con una resistencia a compresión del hormigón de $f'_c=28\text{MPa}$, cuenta con armado pasivo es de acero corrugado ASTM A615 Grado 60 de $f_y=420\text{MPa}$. Mientras que, el refuerzo activo está formado por dos cables de acero de 0.5" grado 270 (según norma ASTM A416M-41 y A370) y el esfuerzo de fluencia de los tendones no adherido de $f_{pu}=1860\text{MPa}$. Se ha dispuesto de malla electrosoldada ($f_y=500\text{MPa}$) en como armadura inferior y superior es de esta prelosa. Los detalles finales se representan en la Figura 5.9.

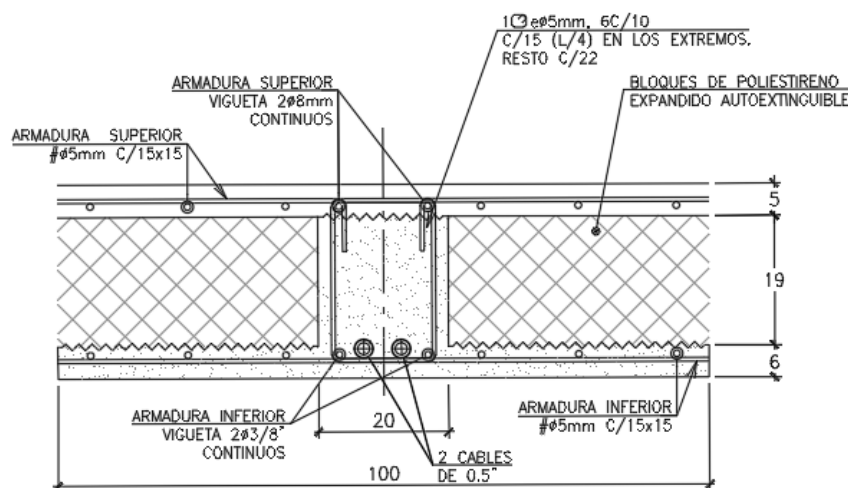


Figura 5. 9. Sección transversal típica de prelosa autoportante

5.3 Vigas semiprefabricadas

Las vigas en su totalidad serán piezas semiprefabricadas de hormigón armado y su diseño es gobernado por las cargas de gravedad. Su conexión con las columnas será mediante las ménsulas cortas en sus extremos (conexión articulada); de manera que, la demanda sísmica es absorbida por el sistema de muros desacoplados y los disipadores de energía SLB. Se ha proyectado como vigas isostáticas simplemente apoyadas autoportantes en dos categorías: las vigas principales con armado longitudinal activo; y las vigas que denominaremos secundarias solo con armado pasivo.

Las vigas principales de $f'c=35$ MPa están dispuestas en la dirección longitudinal del edificio prefabricado, son las más solicitadas y son diseñadas para resistir el peso propio de las vigas en cada una de sus fases constructivas, prelosas apoyadas, muros desacoplados de 12 centímetros o tabiques y la sobrecarga constructiva como la de carga viva de diseño. Estos elementos son postensados, con la finalidad usar el 100% de las propiedades del acero activo, de controlar flechas, lograr una construcción más rápida. Su longitud varía entre de 7.90 y 9.30 metros teniendo un peso estimado de 2.85 y 4.50 toneladas respectivamente. Los cálculos de los diseños de estos elementos se anexan en la sección C.3.

El diseño estructural corresponde a un proceso iterativo, inicialmente las vigas principales fueron analizadas con una sección de 35cmx70cm. La altura de estas vigas se ha modificado a 80cm debido a un recálculo por ser autoportantes; asimismo, esta variación no implica cambio de rigidez en el sistema ya que las vigas están articuladas de las columnas; no obstante, pero esto genera un aumento de las cargas verticales en la estructura prefabricada, que responde muy eficientemente frente las solicitaciones sísmicas, como se ha determinado en la sección 4.5. Para el diseño constructivo de las vigas principales se han considerado las siguientes fases:

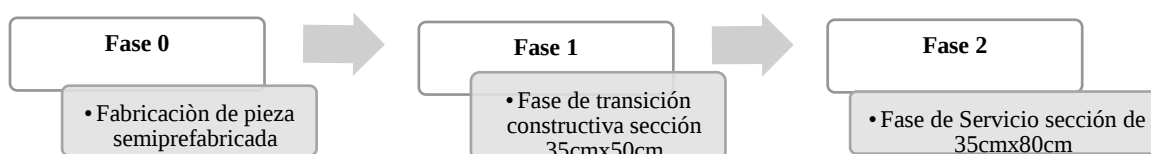


Figura 5. 10. Fases constructivas de vigas semiprefabricadas principales

La fase inicial corresponde a la fabricación de las piezas semiprefabricadas, sus dimensiones son de 35cmx50cm. Las cargas aplicadas son el peso propio y efecto de las fuerzas de postensado, se define el trazo del acero activo empleando el software ADAPT Builder, como se muestra en la Figura 5.11. Se ha considerado un 20% de pérdidas y se ha verificado tensiones en estado servicio y vacío. De esta forma, las vigas principales poseen entre 4 a 6 cables de armado activo de $f_{py}=1860\text{MPa}$ con diámetro de 0.5 pulgadas.

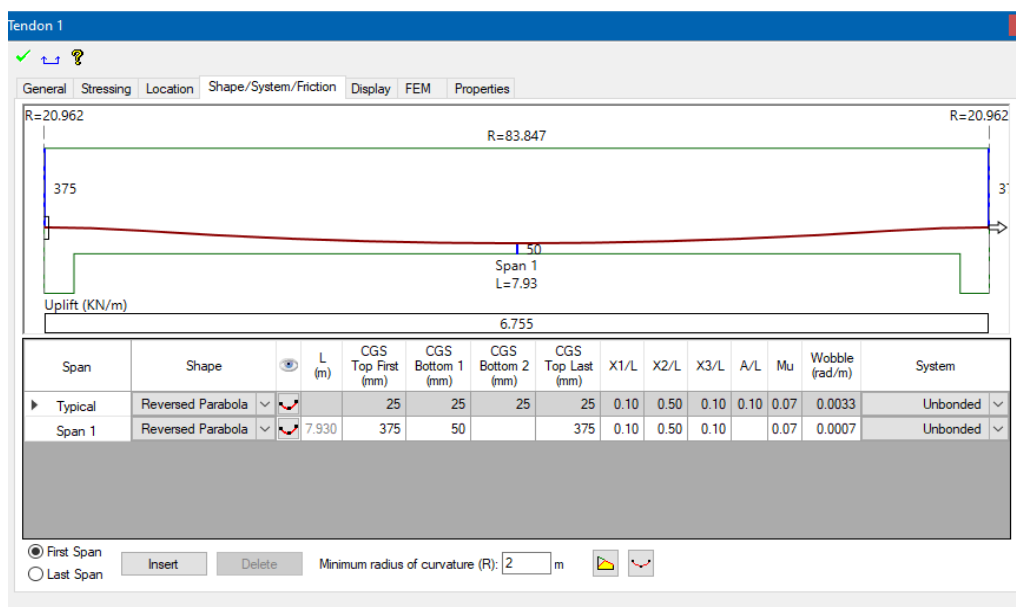


Figura 5. 11. Definición de trazado de acero activo en viga semiprefabricada. ADAPT Builder. Fase 0

La Fase 1 es una etapa de transición constructiva, comprende el izaje de las piezas prefabricadas 35cmx 50cm, previa a la colocación de la prelosa y los 30 centímetros superiores de la viga, como muestra la Figura 5.11. Se verifican las tensiones en servicio del acero activo. Las cargas aplicadas son: las cargas muertas CM como el peso de viga sección rectangular 35cmx50cm, los 30cm superiores de viga y el peso de prelosa autoportante de $h=30\text{cm}$, y se considera una sobrecarga del proceso constructivo. En esta fase temporal se considera la combinación $1.2\text{CM} + 1.2\text{CV} + \text{T}$.



Figura 5. 12. Esquema prelosa apoyada por viga semiprefabricada. Fase 1

Finalmente, en la fase 2 la viga tiene una sección rectangular 35cmx80cm. La capa superior de 30 centímetros es vaciada monolíticamente de manera conjunta la capa superior de prelosas de entrepiso, la estructura entra a fase operativa como muestra la Figura 5.13. Se usa la combinación de rotura $1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$. Las cargas muertas CM aplicadas son el peso de muro desacoplado, cargas de acabado, tabiquería y se asigna la sobrecarga CV restante. Cabe indicar que, se revisa la eventual

solicitación sísmica entre el anclaje de muro y la viga. Se ha verificado que el momento negativo que podría generarse es cubierto por el armado pasivo propuesto en la parte superior de la viga.

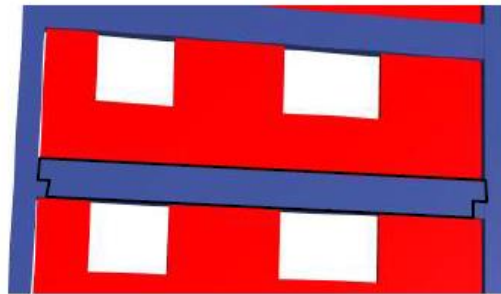


Figura 5.13. Vigas Principales en su estado operativo. Fase 2

La sección transversal de una de las vigas principales se muestra en la Figura 5.14.

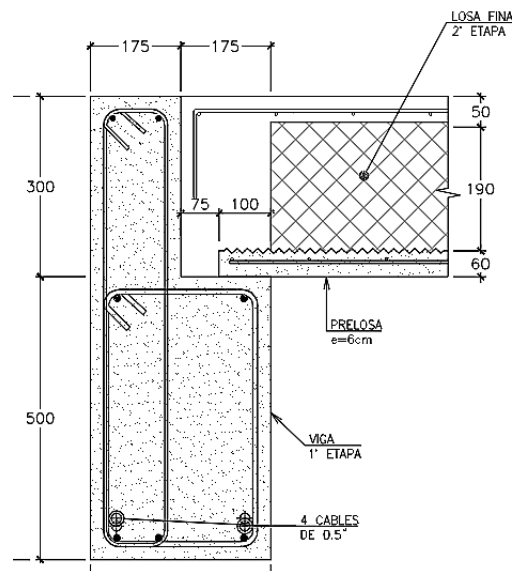


Figura 5.14. Sección transversal de viga principal semiprefabricada

Las vigas secundarias tienen un hormigón de resistencia de $f'c=28\text{MPa}$, permiten formar pórticos en la dirección transversal del edificio. Tienen una longitud entre 6.30 a 7.30 metros y su peso estimado va entre 2.10 a 2.45 toneladas. Su diseño constructivo consta de dos fases. La fase 1 corresponde a una sección rectangular de $35\text{cm} \times 40\text{cm}$, la única carga aplicada es el peso propio del elemento prefabricado, como muestra la Figura 5.15. En la fase 2, la sección es rectangular de $35\text{cm} \times 50\text{cm}$ y su diseño está enmarcado a la carga muerta de 10cm de hormigón en la parte superior y una influencia de la carga viva, y eventualmente el peso de los muros en fase operativa.

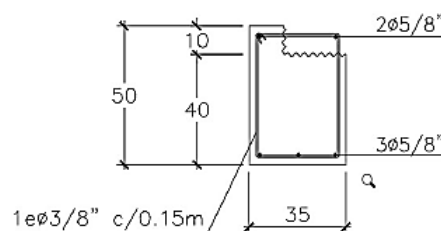


Figura 5.15. Vigas secundarias semiprefabricadas

5.4 Muros desacoplados

Los muros desacoplados son elementos prefabricados de 12cm de espesor, propuestos de hormigón armado de $f'_c=28\text{MPa}$ con armadura de acero corrugado $f_y=420\text{MPa}$. Se conectan en su parte inferior con la viga, donde se apoya; están desvinculados de las columnas mediante juntas; y en su parte superior se conectan con los disipadores, como muestra la Figura 5.16.

Estos elementos pueden fabricarse con los espacios dispuestos para ventanas y puertas, su longitud varia respecto de la disposición de arquitectura y varía entre 6.50 a 9.60 metros, contando con un peso estimado que oscila entre 3.40 a 4.50 toneladas. Su diseño es independiente al de la estructura global debido a que únicamente deben resistir los esfuerzos máximos del disipador y se diseñan en base a las disposiciones de la norma de diseño de hormigón armado, considerando los detalles en su armado, anclaje entre muro y disipador; así como, el anclaje del muro con la viga que lo soporta.

Estos muros desacoplados soportan esfuerzos pequeños y requieren armado de barras de diámetros inferiores y no requieren de núcleos confinados. En proyecto se dispone de barras de 8mm cada 25cm en dos caras vertical y horizontal, como se puede ver en la Figura 5.16.

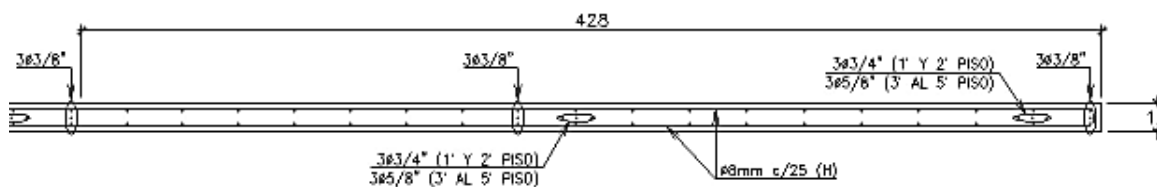


Figura 5.16. Vista en planta de muro

El refuerzo diagonal colocado dentro de los muros desacoplados, en forma de V invertida, debe estar soldado a las planchas base donde se colocarán los disipadores de energía, como muestra la Figura 5.17. Estos refuerzos cumplen también la función de anclajes 3Ø3/4" - 3Ø5/8" (según dimensiones del disipador).

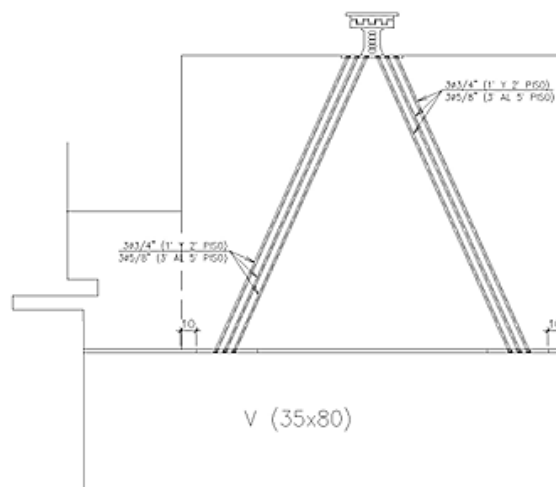


Figura 5.17. Elevación de muro desacoplado y dispositivos SLB

Con relación a la junta entre el muro desacoplado y las columnas se pueden determinar según el desplazamiento de entrepiso para cada nivel, pero por simplicidad se adopta el valor genérico de 0.007 (valor de Drift máximo considerado), por tanto, para altura libre de 2.15m se requiere una junta vertical de 15mm; para mayor seguridad se aumenta a 25mm. La Figura 5.18 muestra su unión a la viga y la base de los muros desacoplados.

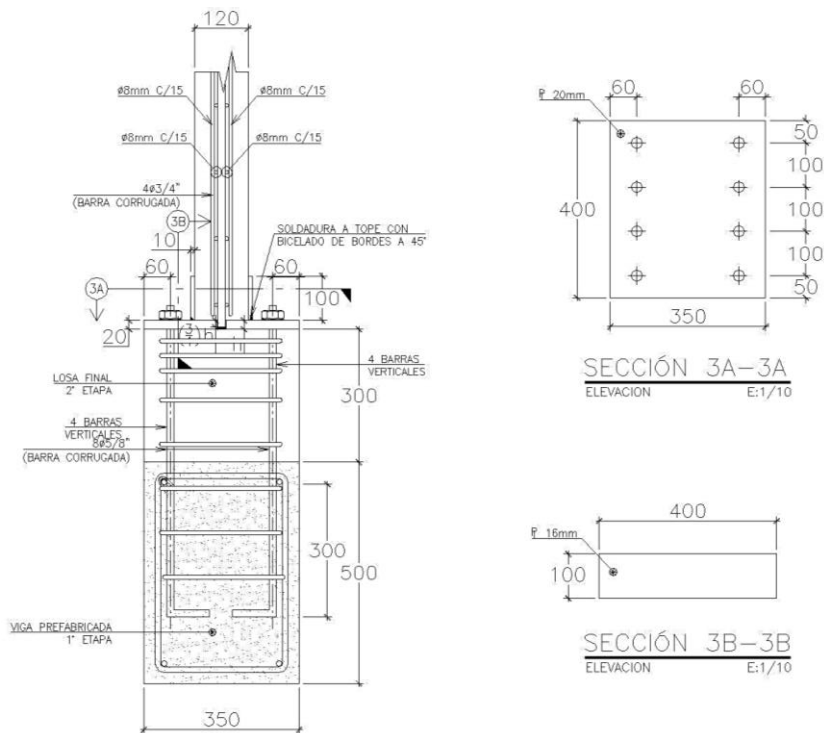


Figura 5. 18. Armado de conexión muro desacoplado

5.5 Sistema de disipadores SLB

El sistema de disipadores SLB tendrá la función principal de delimitar el desplazamiento horizontal de la estructura cuando actúe una fuerza sísmica, proporcionando la ductilidad a la estructura. Cada disipador SLB sólo trabaja por fuerza de corte horizontal y no se somete a esfuerzos axiales debido a que su conexión almenada o tipo peine que impide el contacto vertical de los elementos como muestra la Figura 5.19.

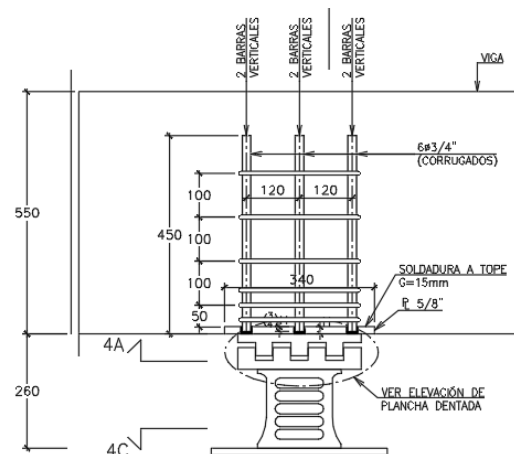


Figura 5. 19. Armado de conexión dispositivo SLB y viga prefabricada

5.6 Cimentación y elementos constructivos complementarios

El presente estudio muestra el diseño de la superestructura del edificio prefabricado, las cimentaciones no se diseñaron debido a que no se cuenta con estudio de mecánica de suelos; no obstante, constructivamente se recomienda realizar una cimentación in situ compuesta por zapatas aisladas y combinadas conectadas con vigas de conexión.

La tabiquería considerada como un elemento no estructural de cerramiento, puede ser hecha de mampostería, de hormigón armado in situ o modular similar a los muros desacoplados.

Las escaleras pueden ser piezas prefabricadas in situ o ser metálicas por peso y simplicidad de montaje se pueden incorporar como etapas posteriores.

5.7 Proceso constructivo de edificio prefabricado SLB

La estructura propuesta permite una ejecución en paralelo e industrializada, emplear materiales de alta calidad con un adecuado control de ejecución. El costo y el tiempo de ejecución podría reducirse para la construcción de este edificio con el siguiente proceso constructivo propuesto:

- a. Construcción de la cimentación in situ dejando preparaciones para empotrar las columnas prefabricadas.
- b. Fabricación, izaje, montaje e instalación de las columnas prefabricadas, vigas semiprefabricadas y prelosas apoyadas en las vigas semiprefabricadas principales.
- c. Vaciado de capa de compresión que une el conjunto losa y vigas. Sucesivamente, se continúa con la colocación de vigas y pre losas, su respectivo vaciado en los niveles superiores.
- d. Colocación de los muros desacoplados y disipadores sísmicos SLB.

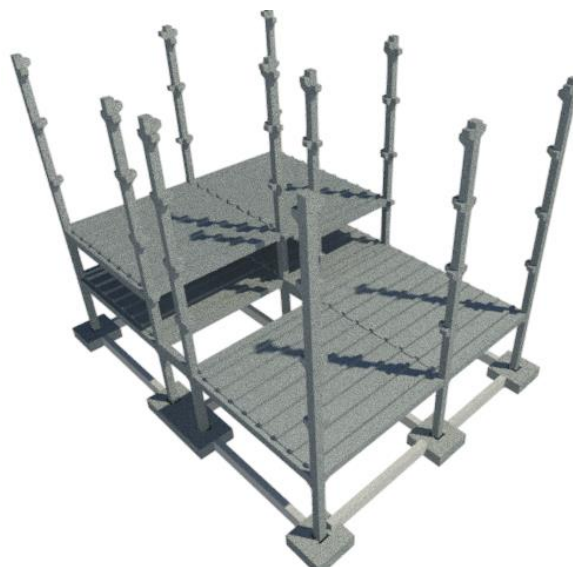


Figura 5. 20. Secuencia constructiva del edificio prefabricado SLB

5.8 Cuantificaciones de materiales del edificio prefabricado SLB

Finalmente, en esta sección, con el diseño optimizado de elementos prefabricado se presenta la Tabla 5.1 que resumen las cantidades de materiales en los elementos prefabricados y los disipadores SLB, con su respectiva ratio por metro cuadrado, con el fin de realizar posteriores comparaciones con un edificio convencional aporticado.

Tabla 5. 1. Cantidades de materiales. Edificio prefabricado SLB

Ítem	DESCRIPCION	Unidad	Total	Ratio (Und/m2)
1	COLUMNAS Y MENSULAS			
1.1	Hormigón $f'c=35\text{MPa}$	m3	32.43	0.022
1.2	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	6218.44	4.146
1.3	Apoyo Elastomérico en ménsula	und	140.00	0.093
2	PRELOSA AUTOPORTANTE			
2.1	Hormigón $f'c=28\text{MPa}$	m3	191.45	0.128
2.2	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	4624.89	3.083
2.3	Malla Electrosoldada de $f_y=500\text{MPa}$	kg	1731.08	1.154
2.4	Armadura activa ($f_{pu}=1860\text{MPa}$)	kg	2170.74	1.447
2.5	Placas de anclaje activo y pasivo	und	380.00	0.253
2.7	Bloques de poliestireno expandido auto extingible	m2	1002.15	0.668
3	VIGAS SEMIPREFABRICADAS			
3.1	Hormigón $f'c=35\text{MPa}$	m3	76.55	0.051
3.2	Hormigón $f'c=28\text{MPa}$	m3	41.72	0.028
3.3	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	10822.18	7.215
3.4	Armadura activa ($f_{pu}=1860\text{MPa}$)	kg	1003.08	0.669
3.5	Placas de anclaje activo y pasivo	und	120.00	0.080
4	MUROS DESACOPLADOS			
4.1	Hormigón $f'c=28\text{MPa}$	m3	67.51	0.045
4.2	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	6658.33	4.439
4	DISIPADORES SLB			
4.2	Suministro E Instalación De Disipadores SLB	und	80.00	0.053

Asimismo, se muestra las cantidades agrupadas de la sección anterior en cantidades globales en la tabla 5.2.

Tabla 5. 2. Cantidades de materiales por elemento. Edificio prefabricado SLB

IT	DESCRIPCION	und	Muros desacoplados	Columnas y ménsulas	Prelosas autoportantes	Vigas autoportantes	Acumulado	Cuantía
1	Hormigón $f'c=35\text{MPa}$	m3		32.43		76.55	108.97	0.07
2	Hormigón $f'c=28\text{MPa}$	m3	67.51		191.45	41.72	300.68	0.20
3	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	6658.33	6218.44	4624.89	10822.18	28323.83	18.88
4	Malla electrosoldada de $f_y=500\text{MPa}$	kg			1731.08		1731.08	1.15
5	Armadura activa ($f_{pu}=1860\text{MPa}$)	kg			2170.74	1003.08	3173.82	2.12

VI. COMPARATIVA ENTRE EDIFICIO PREFABRICADO SLB Y CONVENCIONAL

En la sección 6.1, se presenta el sistema estructural de este bloque que permite realizar una serie de entramados de varios pisos mediante unión de pórticos rectangulares compuesto por vigas y columnas, se emplea el mismo sistema de prelosas del edificio prefabricado SLB. La sección 6.2 define la demanda sísmica definida con los factores sísmicos de acuerdo a la norma indicada, asimismo se describe su análisis dinámico sísmico modal espectral determinándose periodos de vibración, las distorsiones angulares y desplazamientos obtenidas con este método. El diseño propuesto esta estructura, definida como un sistema de pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momento SMF (de acuerdo a la normativa ASCE 7-16) se plasma en el apartado 6.3. El subcapítulo 6.4 presenta el análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo realizado en esta estructura convencional asignando rótulas plásticas en vigas y columnas; los resultados sísmicos ingenieriles más importantes como derivas y aceleraciones de piso, se presentan en esta sección. El cómputo de los materiales y establecer ratios se realiza en la parte 6.5. Finalmente, el apartado 6.6 pretende hacer las comparaciones técnica y económica del edificio prefabricado SLB con base empotrada y el edificio convencional aporticado, con el fin de precisar los beneficios del sistema prefabricado propuesto en cuanto a aspectos técnicos de diseño y economía.

6.1 Sistema estructural del edificio convencional

Este apartado corresponde a la descripción de la estructura aporticada equivalente de cinco niveles con el sistema tradicional convencional, en el medio de la construcción de la zona de estudio. A su vez, es muy representativa respecto a la propuesta del edificio prefabricado SLB, ya que busca conservar la misma propuesta de arquitectónica conformar espacios más funcionales con áreas más libres con ambientes diáfanos y a su vez cumplir los requerimientos de diseño sísmico estipulado (Norma Técnica E030, 2018). Esta alternativa consiste en una estructura a base de pórticos dúctiles de hormigón armado con los mismos forjados nervados postensados del edificio prefabricado. La planta típica y la vista en isométrico de este modelo estructural se ha desarrollado en ETABS se presentan en las Figura 6.1 y Figura 6.2, respectivamente.

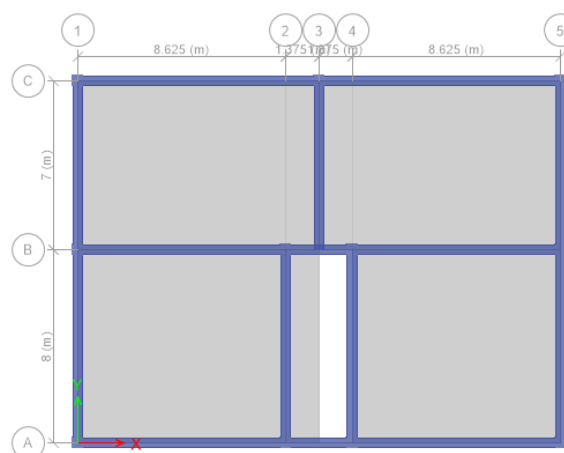


Figura 6. 1 Planta edificio convencional.

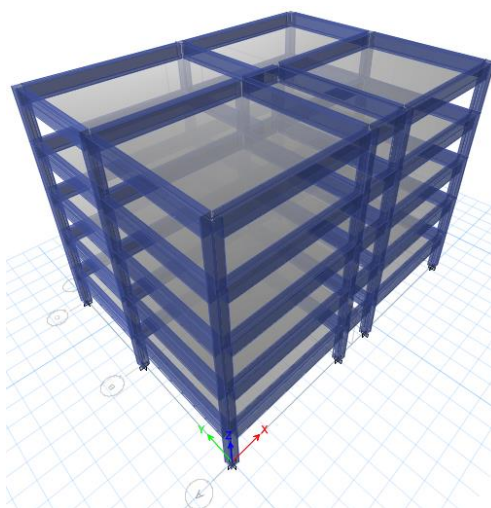


Figura 6. 2. Isométrico del edificio convencional

Las secciones de las columnas son 60cmx60cm, cuya resistencia a la compresión del hormigón es de 35MPa. Las vigas son de hormigón armado de 28MPa, sus secciones son 35cmx75cm (en los primeros dos niveles) y 35cmx60cm (niveles superiores). Cada nivel corresponde a un diafragma rígido, asimismo se han asignado brazos rígidos en las uniones en las uniones de vigas y columnas. En cuanto propiedades no lineales de los materiales, se trabaja con el constitutivo de Mander para el hormigón, mientras que ese usa el modelo elastoplástico con endurecimiento cinemático para el acero corrugado de refuerzo, indicado en la sección 3.3.3. Las propiedades de estos materiales son asignados y generados de manera automática usando los criterios de aceptación asignados colocados por defecto en el programa de diseño.

6.2. Demanda sísmica y análisis dinámico modal espectral

Los parámetros sísmicos son indicados en la sección 4.1, pero considerando un coeficiente $R=8$ (estructura de pórticos de hormigón armado). Se resumen en la Tabla 6.1. El espectro de análisis y diseño sísmico se muestra en la Figura 6.3.

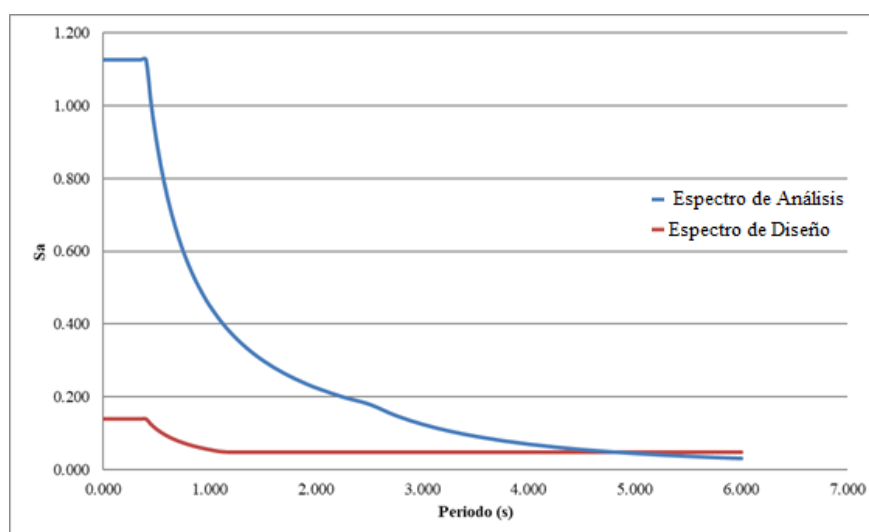


Figura 6. 3. Espectro de análisis elástico y espectro de diseño inelástico ($R=8$)

Tabla 6. 1 Parámetros sísmicos de edificio convencional

Parámetro	Factores
Z	0.40 (Zona 4)
U	1.00
S	1.00
Tp	0.4
TL	2.5
Rx=Ry	8

El análisis modal espectral se desarrolla empleando el espectro elástico. El método de combinación modal usado corresponde a la combinación cuadrática completa CQC. Mientras que, el tipo de combinación direccional es SRSS, con un amortiguamiento modal del 5%. En la Tabla 6.2 se presenta los modos de vibración para la estructura, la masa efectiva indica que el primer modo es traslacional en la dirección Y. El segundo modo es traslacional en la dirección X y torsional. El tercer modo es torsional y traslacional en la dirección X. Se puede comprobar que, la suma de las masas modales eficaces representa al menos 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 6. 2 Modos de vibración del edificio convencional

Modo	T (s)	Meff,ux	Meff,uy	Meff,m
1	0.641	0.000	0.775	0.000
2	0.617	0.472	0.000	0.310
3	0.515	0.324	0.000	0.480
4	0.209	0.000	0.144	0.000
5	0.201	0.076	0.000	0.066
6	0.167	0.056	0.000	0.069
7	0.107	0.000	0.048	0.000
8	0.104	0.027	0.000	0.020
9	0.091	0.017	0.000	0.026
10	0.067	0.000	0.025	0.000
11	0.066	0.017	0.000	0.007
12	0.06	0.005	0.000	0.017
13	0.05	0.006	0.000	0.002
14	0.049	0.000	0.008	0.000
15	0.045	0.001	0.000	0.006
Σ Meff =		1.00	1.00	1.00

Del análisis realizado, se obtiene el peso del edificio equivalente a 14894.12kN. Los desplazamientos de entrepiso evaluados con este método son indicados en la Tabla 6.3 y se representan Figura 6.4.

Tabla 6. 3. Desplazamiento de entrepiso, edificio convencional aporticado

Nivel	Desplaz. Máximo X (m)	Desplaz. Máximo Y (m)
Nivel 5	0.0790	0.0821
Nivel 4	0.0676	0.0701

Nivel 3	0.0503	0.0517
Nivel 2	0.0304	0.0309
Nivel 1	0.0119	0.0120

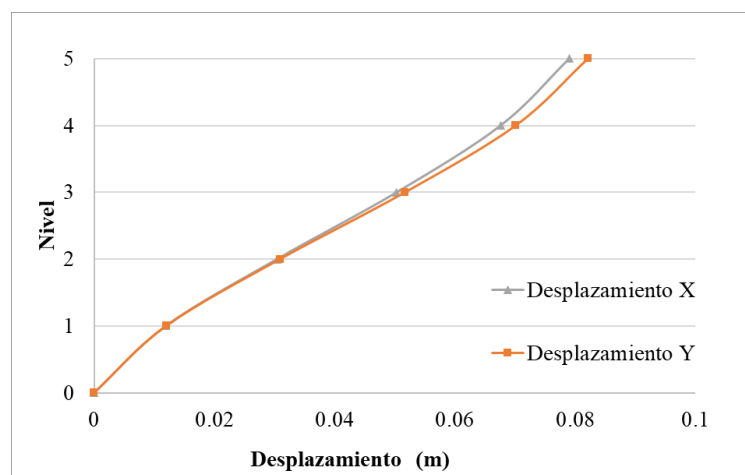


Figura 6. 4. Desplazamientos de entrepiso, análisis modal espectral, edificio convencional aporticado.

En la Tabla 6.4 se verifica que esta edificación está dentro los límites de daño de al tener unas distorsiones menores al límite normativo para este análisis (0.007). Las distorsiones máximas ocurren en el segundo y tercer nivel, lo que se puede apreciar en la Figura 6.5.

Tabla 6. 4. Distorsiones máximas de entrepiso en edificio convencional aporticado

Nivel	Distorsión Máxima X	Distorsión Máxima Y
Nivel 5	0.00386	0.00411
Nivel 4	0.00576	0.00614
Nivel 3	0.00651	0.00681
Nivel 2	0.00601	0.00614
Nivel 1	0.00383	0.00386

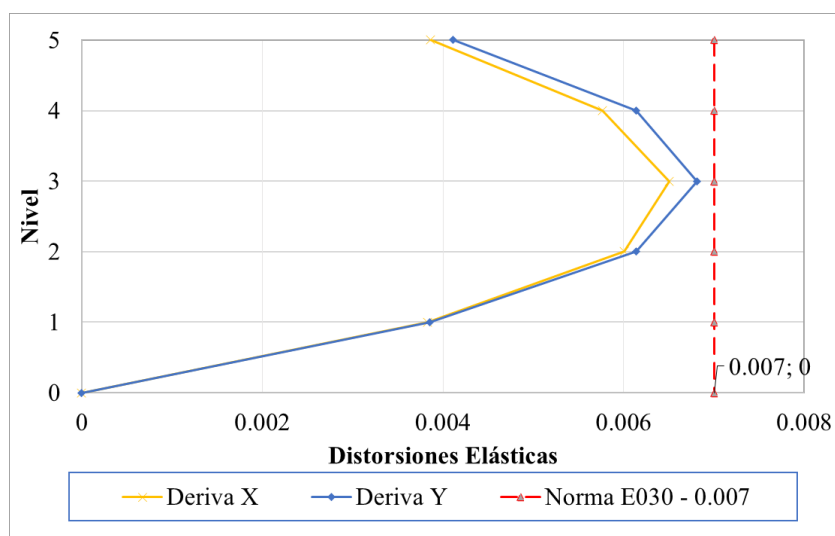


Figura 6. 5. Derivas de entrepiso, análisis modal espectral, edificio convencional aporticado.

6.3. Diseño estructural de edificio convencional

Para el desarrollo de esta propuesta de diseño se ha usado la (Norma Técnica E020, 2009), (Norma Técnica E030, 2018), (Norma Técnica E060, 2009); asimismo, el código ACI 318-19, con los criterios de sistemas de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), según clasificación de la norma ASCE 7-16.

Las cargas consideradas para el diseño son carga muerta CM, carga viva CV y cargas sísmicas Sx y Sy, las cuales se usan en las siguientes combinaciones:

- 1.4CM+1.7CV
- 1.25CM+1.25CVSx
- 1.25CM+1.25CV+Sx
- 0.90CM+Sx
- 0.90CM+Sy

Implementando dichas combinaciones de diseño, se procede a crear una envolvente de diseño, usada para el diseño de vigas y columnas de acuerdo a lo estipulado en la (Norma Técnica E060, 2009) como una estructura convencional. A su vez, se verifica el factor demanda y capacidad de D/C de las columnas; así como, la verificación de columna fuerte y viga débil.

El refuerzo colocado en las columnas de edificios es uniforme y consta de 4 barras de 1" y 8 barras de ¾" (43.11cm²). A su vez cuenta con cercos de 3/8" dispuestos cada 0.08m en cuatro ramas en la zona de confinamiento. La Tabla 6.5 presenta el armado colocado en las vigas en esta estructura aporticada. Mientras que, la tabla 6.6. muestra las cantidades y cuantías obtenidas en el diseño estructural de este edificio.

Tabla 6. 5. Cuadro de refuerzo en vigas del edificio convencional

Piso	Eje	Viga	Área acero (cm2)				
			Dimensiones	Sup I	Sup J	Infe I	Infe J
1 -2	Eje 1,2,4,5	V1	35X75	10.52	10.52	8.52	8.52
1 -2	Eje 3	V2	35X75	8.52	8.52	8.52	8.52
1 -2	Eje A	V6	35x75	18.74	18.74	13.63	13.63
1 -2	Eje B / 1-2, 4-5	V5	35X75	23.85	23.85	13.63	13.63
1 -2	Eje B / 3-4	V7	55X60	23.85	23.85	13.63	13.63
1 -2	Eje C / 1-3	V3	35X75	18.74	23.85	8.52	8.52
1 -2	Eje C / 3-5	V4	35X75	23.85	18.74	8.52	8.52
3-4	Eje 1,2,4,5	V1	35X60	10.00	10.00	8.00	8.00
3-4	Eje 3	V2	35X60	8.00	8.00	8.00	8.00
3-4	Eje A	V5	35X60	18.22	18.22	8.00	8.00
3-4	Eje B / 1-2, 4-5	V4	35X60	28.44	28.44	18.22	18.22
3-4	Eje B / 3-4	V4'	55X60	28.44	28.44	8.00	8.00
3-4	Eje C / 1-3	V3	35X60	23.33	23.33	13.11	13.11

3-4	Eje C / 3-5	V4	35X60	28.44	28.44	18.22	18.22
5	Eje 1,2,3,4,5	V1	35X60	8.52	8.52	8.52	8.52
5	Eje A	V1	35X60	11.40	11.40	8.52	8.52
5	Eje B / 1-2, 4-5	V3	35X60	18.74	18.74	8.52	8.52
5	Eje B / 3-4	V4	55X60	18.74	18.74	8.52	8.52
5	Eje C	V2	35X60	13.63	13.63	8.52	8.52

Tabla 6. 6. Cantidades y cuantías en edificio convencional

IT	DESCRIPCION	und	Columnas	Prelosas autoportantes	Vigas	Acumulado	Cuantía und/m2
1	Hormigón $f'c=35\text{MPa}$	m3	61.38			61.38	0.04
2	Hormigón $f'c=28\text{MPa}$	m3		191.45	122.20	313.65	0.21
3	Acero corrugado GR60 ($f_y=420\text{MPa}$)	kg	9864.32	4624.89	17175.00	31664.21	21.11
4	Malla electrosoldada $f_y=500\text{MPa}$	kg		1731.08		1731.08	1.15
5	Acero activo $f_{pu}=1860\text{MPa}$	kg		2170.74		2170.74	1.45
6	Encofrado y desencofrado	m2	409.20		781.25	1190.45	0.79

6.4. Desempeño de acuerdo al diseño estructural

6.4.1. Análisis dinámico historia de respuesta

En esta sección se muestra el análisis no lineal dinámico en el dominio del tiempo (*time history*) de la estructura convencional usando la metodología e implementación explicada en las secciones 4.4.1 y 4.4.2. Este análisis no lineal por integración directa se realiza posterior al diseño del edificio; de esta manera, se debe asegurar que los elementos de hormigón estén previamente armados en el modelo.

Se hace necesario resaltar que el sistema del edificio prefabricado SLB concentra la no linealidad de los dispositivos sísmicos asignados; mientras que, la estructura convencional contiene una serie de rótulas plásticas que afectan el comportamiento post fluencia del sistema resistente.

En esta estructura aporticada, las columnas y vigas se han modelado como elementos lineales (tipo *frame*) con la posibilidad de dañarse en sus extremos mediante rótulas plásticas, que se definen como los puntos donde la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar (Aguar, 2003).

En el programa ETABS, las rótulas plásticas se modelizan como puntos discretos donde ocurren desplazamientos o rotaciones, asumiendo para estas una longitud donde la deformación plástica se integre como una fracción de la longitud total del elemento o la fracción de una sección en el caso de rótulas a momento. (Computers & Structures, Inc., 2017).

Se han asignado posibles estaciones posibles de rótulas plásticas en columnas predefinidas con asignación automática, siguiendo los lineamientos del código americano ASCE 41-13, con los grados de libertad P1-M2-M3; lo que implica, un modelo acoplado entre esfuerzos producto de cargas axiales y con momentos flectores en ambas direcciones. Este tipo de rótulas se definen según la Tabla 10-8 (Columnas de Hormigón) de la norma indicada siendo su condición de falla por flexión

y cortante. Por otro lado, las rótulas plásticas en vigas son del tipo a flexión P-M3, definidas por el método automático FEMA 356, a través de la Tabla 10-7 del ASCE 41-13, donde se definen parámetros específicos según su respectivo armado.

En cuanto a las longitudes plásticas asignadas aplicadas en los extremos de las columnas y vigas. La ubicación de las rótulas es el punto medio de la longitud plástica calculada para los bordes de vigas y columnas, tal como se puede apreciar en la Figura 6.6. Estas longitudes se han estimado usando la fórmula de indicada en EC8:

$$L_p = 0.10 L + 0.015 db f_y \quad 6.1$$

Donde: db es el diámetro de la barra longitudinal en mm, fy es el límite de fluencia del acero de refuerzo en MPa.

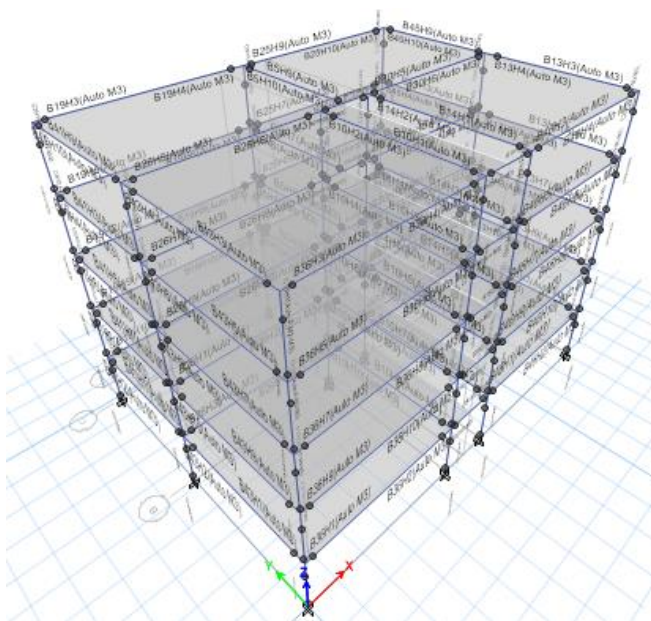


Figura 6. 6. Distribución de rótulas plásticas en edificio convencional aparcado

Por otro lado, en cuanto a la definición de las combinaciones no lineales de los 10 registros artificiales, se considera la relación de amortiguamiento de Rayleigh anclada con dos periodos con una relación constante de amortiguamiento de $\varepsilon=5\%$, para estructuras de hormigón convencional. El primer período es de 0.641 seg, predominante en la dirección Y. A su vez, el segundo período se estima en 0.167seg y corresponde al periodo donde la suma de la masa participante superior al 90%.

El estado de las rótulas plásticas colocadas en la estructura se muestra la Figura 6.7, en este caso para el análisis no lineal con la señal acx0007. En virtud a estos resultados, se puede notar que, este sistema es robusto; asimismo, las rótulas asignadas se encuentran entre los puntos B y C de su diagrama de momento rotación, entre su inicio de no linealidad o en su estado de degradación.

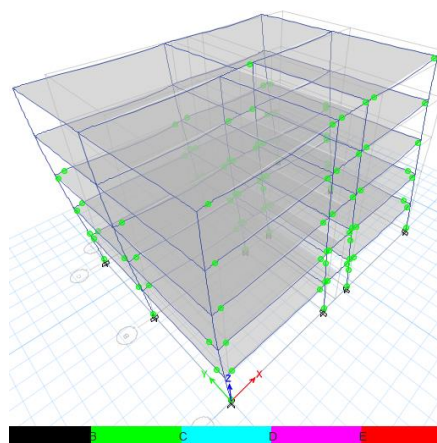


Figura 6. 7. Estado de rótulas plásticas en edificio convencional aporticado

Las Figuras 6.8 y 6.9 muestran los diagramas de momento-rotación de las rótulas asignadas en un extremo de una columna y una viga del primer nivel, con la carga sísmica de la señal acx0007 en la dirección X. En ambos casos, se puede observar que existen elementos que desarrollan propiedades histeréticas capaces de absorber parte de la energía aportada.

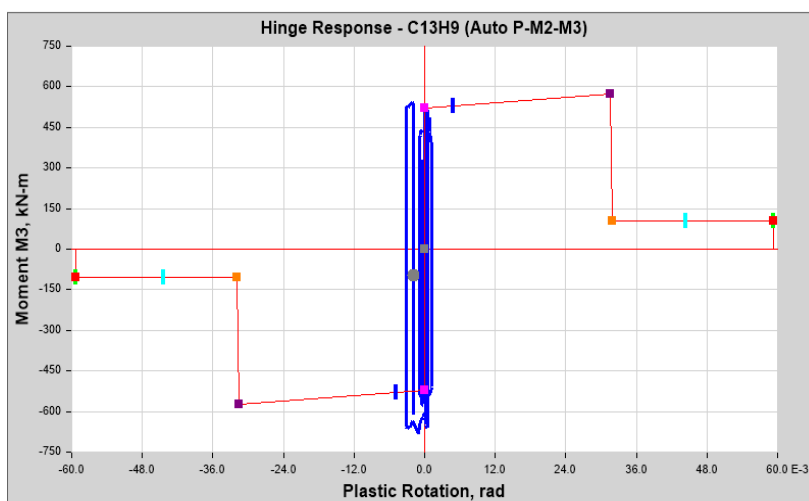


Figura 6. 8. Diagrama de momento – rotación de columna, C1 60cmx60cm sismo acx0007

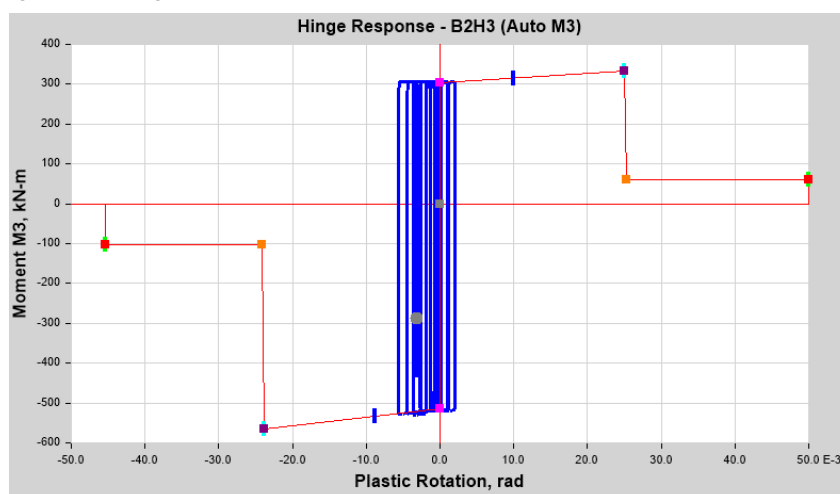


Figura 6. 9. Diagrama de momento – rotación de viga V35x75, sismo acx0007

6.4.2. Desplazamientos máximos de entrepiso

La Figura 6.10 muestra la distribución de los desplazamientos laterales obtenidos del ADNL *time history*, se obtiene valores promedios máximos en el techo del edificio de 0.079 y 0.083 en la dirección longitudinal (X) y transversal en la dirección (Y), respectivamente. Los valores numéricos obtenidos de los desplazamientos máximos se anexan en la Tabla D.1.

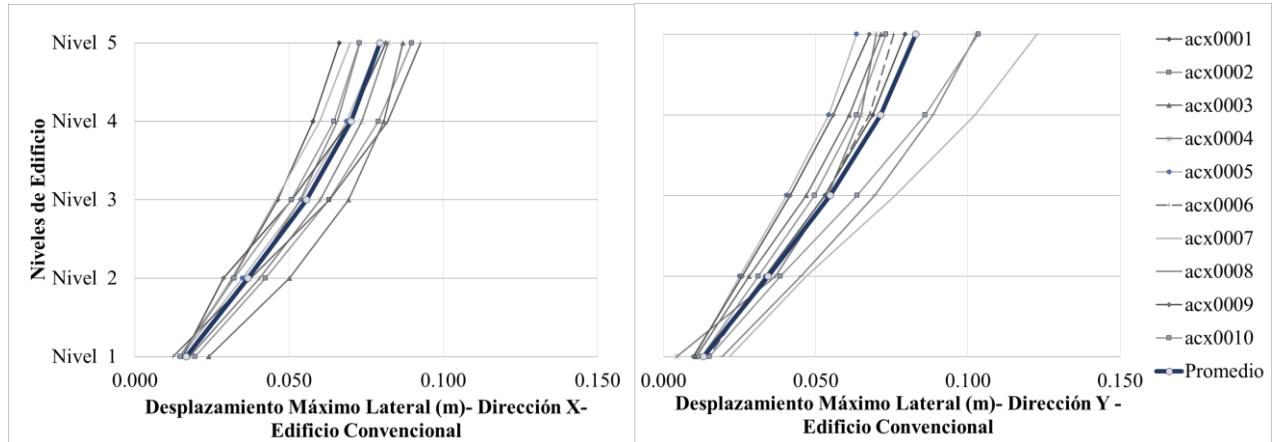


Figura 6. 10.Distribución de los desplazamientos máximos laterales X e Y en edificio convencional aporticado

6.4.3. Distorsiones máximas de entrepiso

La Figura 6.11 muestra la distribución de las distorsiones máximas con las 10 señales estudiadas en ambas direcciones del edificio convencional. Se puede notar que la línea azul que representa el promedio se encuentra por debajo de la deriva máxima para este tipo de análisis 0.00875 (línea roja), que el comportamiento de la estructura no es simétrico, esto podría suceder debido a que plastifica primero en una dirección y luego lo hace en el otro sentido de análisis. La tabla D.2 muestra las distorsiones obtenidas del ADNL *time history* de esta estructura.

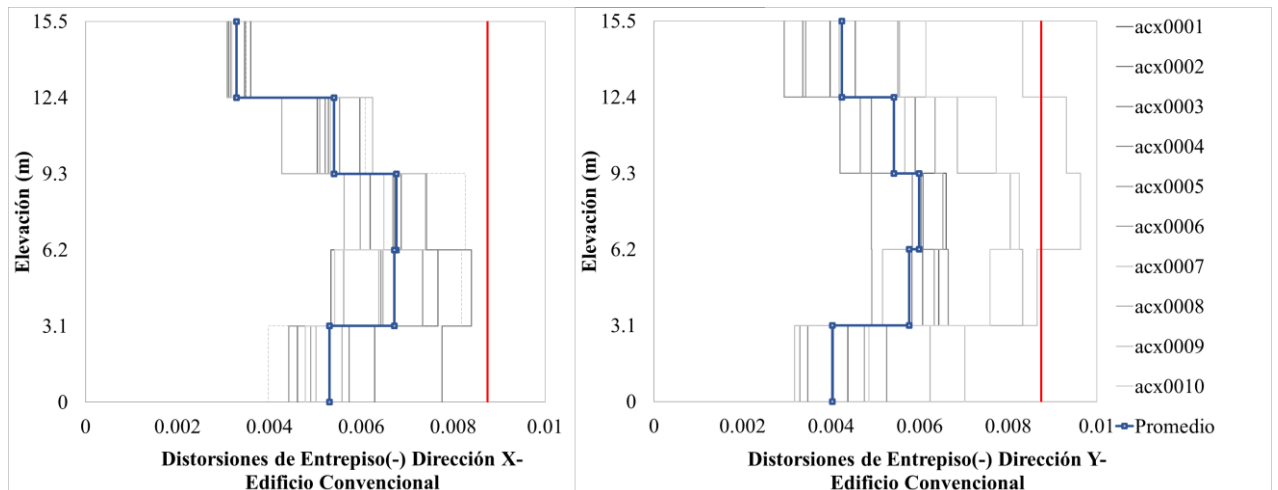


Figura 6. 11.Distribución de las distorsiones máximas X e Y en edificio convencional aporticado

6.4.4. Aceleraciones de diafragma

Por otro lado, la Figura 6.9 representa las aceleraciones de diafragma del edificio convencional, cuyos valores promedios máximos están entre 0.50g y 0.90g en la dirección X, mientras que la dirección transversal Y sus valores se encuentran entre 0.50g y 0.70g. Se puede apreciar que las aceleraciones aumentan en los niveles superiores, la tabla D.3 muestra los valores de aceleraciones de diafragma obtenidos en estos análisis.

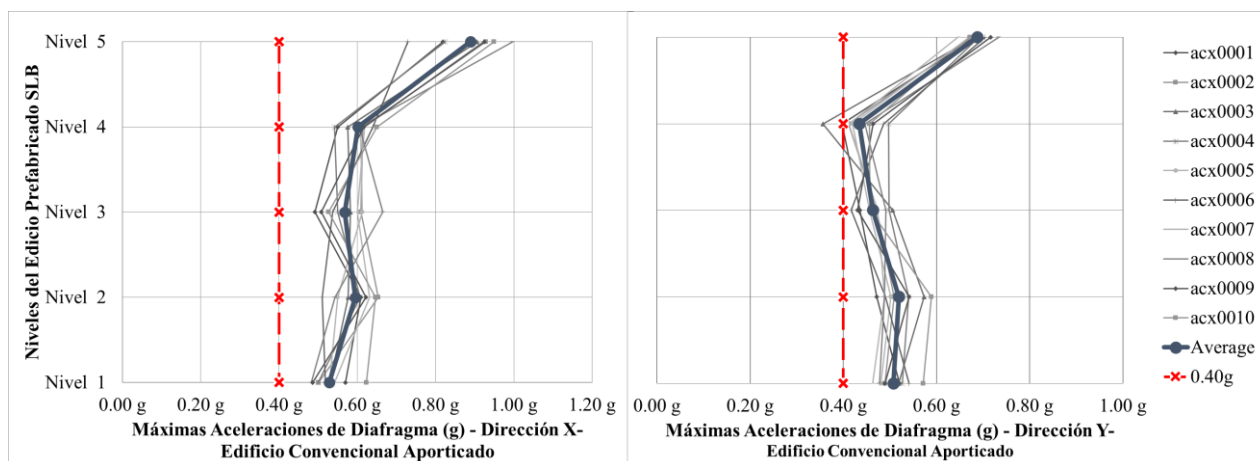


Figura 6.12. Distribución de las aceleraciones máximas de diafragma en edificio convencional aporticado

6.5. Análisis técnico y económico entre edificio prefabricado SLB y de edificio convencional

6.5.1. Comparativo de análisis sísmico

La distribución de las distorsiones máximas promedio de ambos edificios se presentan en la Figura 6.13. En el caso de las derivas del edificio convencional se tienen como valores máximos 0.00677 y 0.0679. Mientras que, en el edificio prefabricado optimizado se cuenta con 0.00729 y 0.00667, son inferiores a la deriva máxima 0.00875 puesta como límite en la normativa.

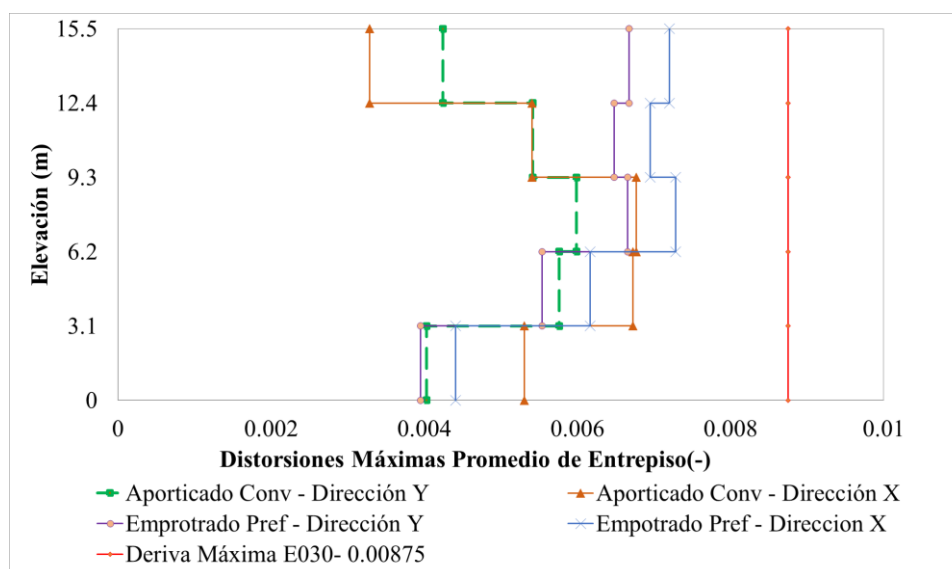


Figura 6.13. Distribución de distorsiones máximas promedio. Edificio convencional aporticado y prefabricado con base empotrada

Por otro lado, las aceleraciones de diafragma del edificio convencional tienen valores uniformes con tendencia a reducirse a medida que aumentan los niveles, entre 0.35g y 0.50g, con un nivel estimado de daño moderado. En el caso del edificio convencional se puede notar que el comportamiento es similar en ambas direcciones con una tendencia opuesta al edificio prefabricado ya que en llegan a 0.70g y 0.90g en los niveles superiores, con daños moderados a extensivos.

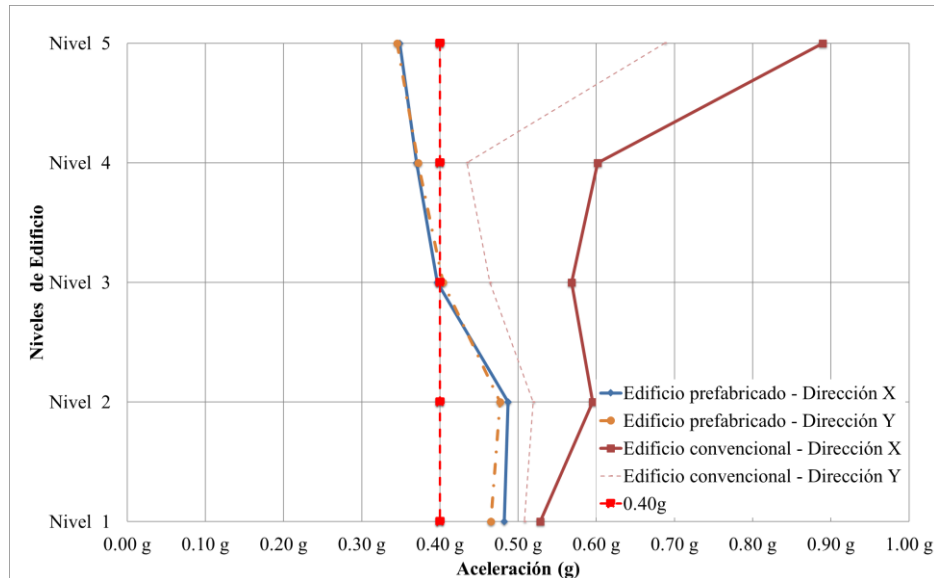


Figura 6. 14. Distribución de aceleraciones de diafragma (g) máximas promedio en edificio prefabricado SLB y convencional aporticado

En cuanto a los coeficientes sísmicos C_s , se presenta la Figura 6.12, donde se observa que el edificio prefabricado con base empotrada tiene coeficientes sísmicos entre 0.15-0.20 (en x e y tenemos un comportamiento similar). Mientras que, en el caso del edificio aporticado convencional se aprecia el aumento del peso sísmico y sus fuerzas cortante en la base (anexados en Tabla D.4), relacionándolos se tiene un valor medio del coeficiente C_s entre 0.24 y 0.33 como puede verse en las Tablas D.5.,

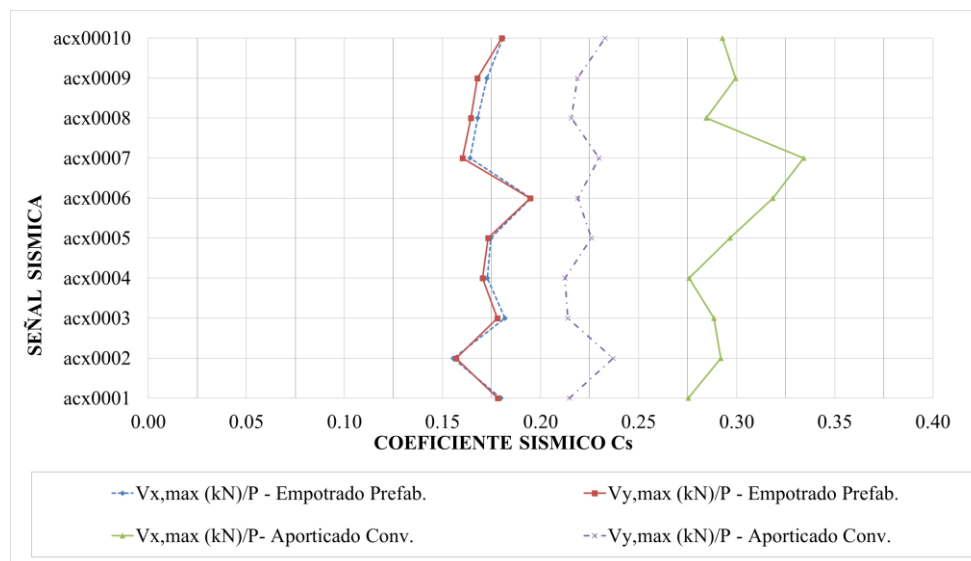
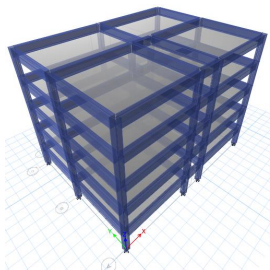


Figura 6. 15. Coeficiente sísmico C_s en edificio prefabricado SLB y convencional aporticado

Se presenta el resumen de las respuestas de la estructura prefabricada y convencional en la tabla 6.6.

Tabla 6. 7. Cuadro comparativo edificio aporticado y edificio prefabricado SLB con base empotrada

ESTRUCTURA	EDIFICIO APORTICADO		EDIFICIO PREFABRICADO SLB BASE EMPOTRADA	
Modelo Tridimensional				
Dirección horizontal	X	Y	X	Y
Período (seg)	0.641	0.617	0.461	0.483
Peso sísmico (kN)	14894.12		14075.72	
Cortante promedio basal(kN)	4405.05	3306.91	2456.98	2426.98
Aceleración promedio mínima / máxima (g)	0.53/0.89	0.43/0.69	0.349/0.487	0.345/0.477
Desplazamiento promedio de techo ADNL (m)	0.0794	0.0829	0.0879	0.0883
Deriva máxima promedio ADNL %	0.00677	0.00679	0.00729	0.00667

6.5.2. Comparativo económico

La Figura 6.16 muestra las estimaciones de las diferentes cantidades de acero G60 ($f_y=420\text{MPa}$) dispuestas como armadura longitudinal, transversal y en ménsulas de las columnas de las propuestas prefabricada y convencional. Se puede notar que aun incluyendo el refuerzo que se dispondrá en sus ménsulas, existe una reducción estimada del 36.96% entre la cantidad acumulada de armado en columnas del edificio aporticado respecto a su análoga prefabricada.

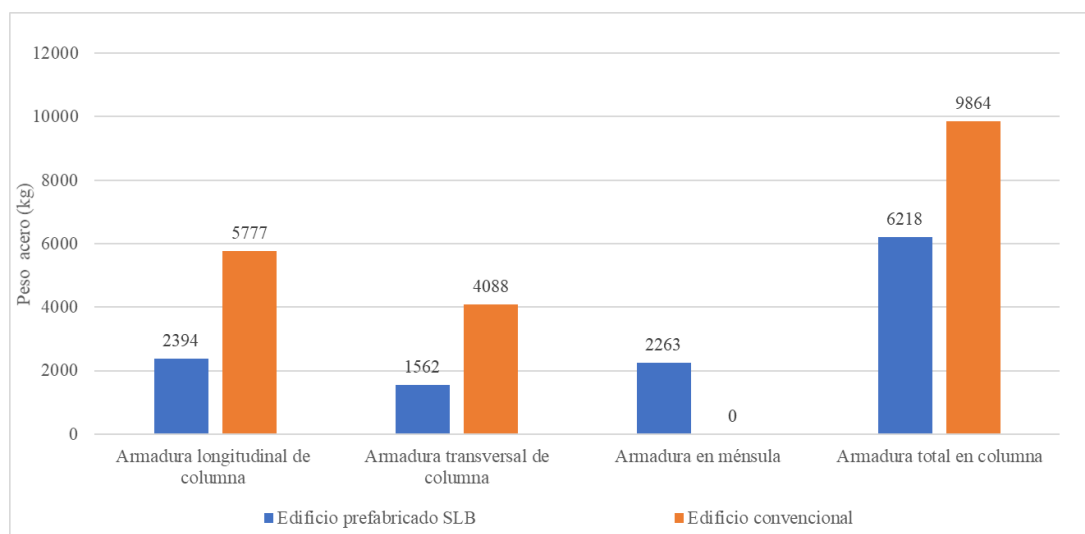


Figura 6. 16. Distribución de refuerzo en columnas del edificio prefabricado y convencional.

Las cantidades de acero dispuesto como armadura longitudinal (activo y pasivo), transversal y en zonas de anclajes en vigas diseñadas se recogen en la Figura 6.17. Se puede apreciar que la cantidad armado activo grado 270 según norma ASTM A416M-14 ($f_{pu}=1860\text{MPa}$), colocadas en vigas reduce la cantidad de acero pasivo. Asimismo, existen refuerzos de anclajes en las vigas semiprefabricadas y una cantidad menor de acero de refuerzo transversal en la solución prefabricada. Por consiguiente, se tiene un estimado acumulado de acero pasivo con una reducción del 36.98% entre ambas estructuras.

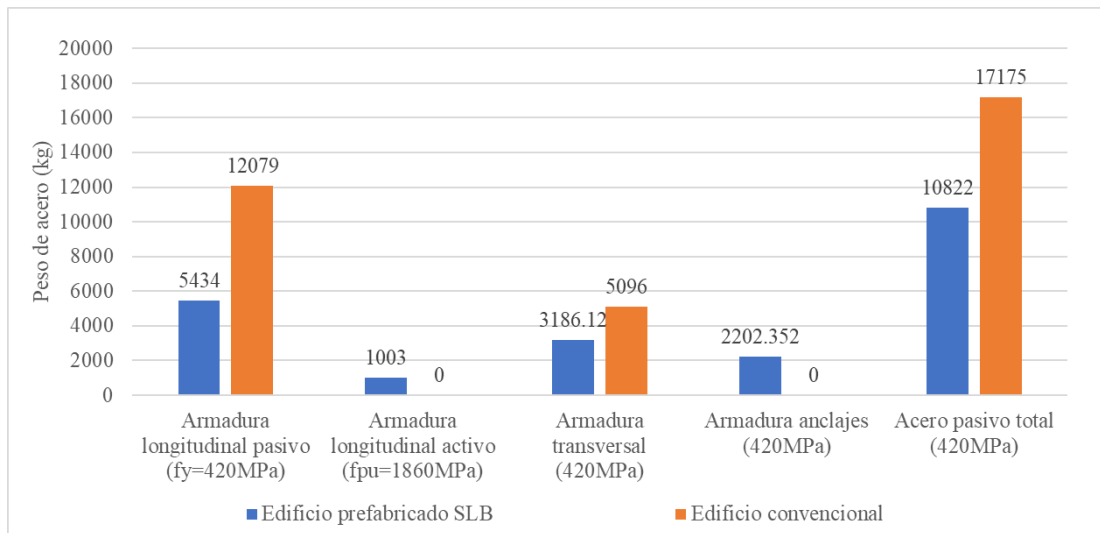


Figura 6. 17. Distribución del refuerzo en vigas del edificio prefabricado y convencional.

Además, un aspecto importante es comparar las cantidades de armadura pasiva entre las dos propuestas, como puede verse en la Figura 6.18. Se puede apreciar que existe una cantidad de armado en muros desacoplados en el edificio prefabricado; del mismo modo, las cantidades de acero en prelosa es la misma para ambas estructuras.

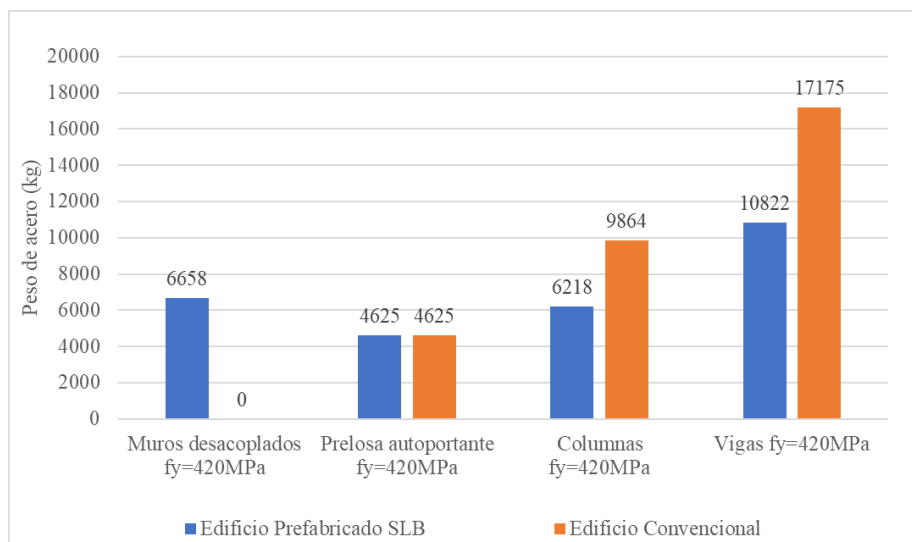


Figura 6. 18. Distribución del refuerzo en componentes del edificio prefabricado y convencional.

La Figura 6.19 muestra el comparativo de los valores acumulado del armado estructural en peso. Las cantidades de acero pasivo se reduce en 11% a favor del prefabricado. La malla

electrosoldada ($f_y=500\text{MPa}$) es la misma prelosa autoportante dispuesta en ambas estructuras. No obstante, la cantidad de armadura activa es mayor en 46% en la estructura prefabricada.

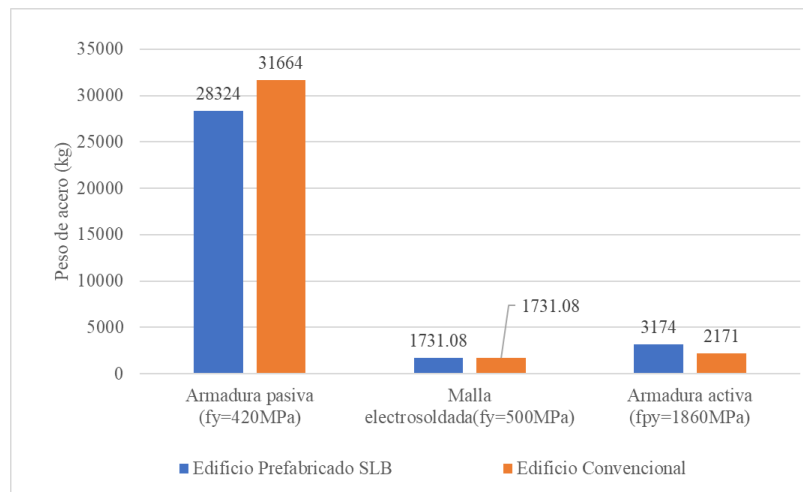


Figura 6. 19. Cantidad acumulada de la armadura en edificio prefabricado y convencional.

Por otro lado, la Figura 6.20 muestra las estimaciones de las diversas cantidades de hormigón por componente y su correspondiente volumen acumulado. Se puede apreciar que existe un ahorro significativo de hormigón en columnas de casi el 50% en la propuesta prefabricada. Sin embargo, incluyendo el hormigón de los muros desacoplados, se tiene un volumen total del 410m^3 en el edificio prefabricado; mientras que, una cantidad estimada de 375m^3 para la estructura aporticada. Estos valores acumulados estimados tienen de variación 10.71% a favor de la estructura convencional.

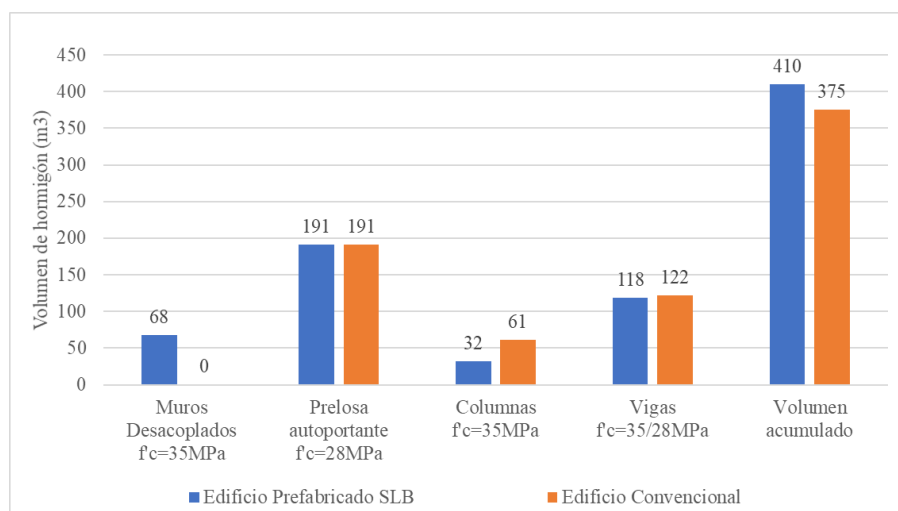


Figura 6. 20. Distribución del concreto en componentes del edificio prefabricado y convencional

Asimismo, la Figura 6.21 tiene mucho interés porque muestra la cuantía de volúmenes de hormigón obtenidos (m^3) de buena calidad en ambos planeamientos. Estos valores son similares para este proyecto de 1500m^2 , con un valor acumulado de $0.27\text{m}^3/\text{m}^2$ de hormigón (28MPa y 35MPa) y $0.25\text{m}^3/\text{m}^2$ para las propuesta prefabricada y convencional, respectivamente.

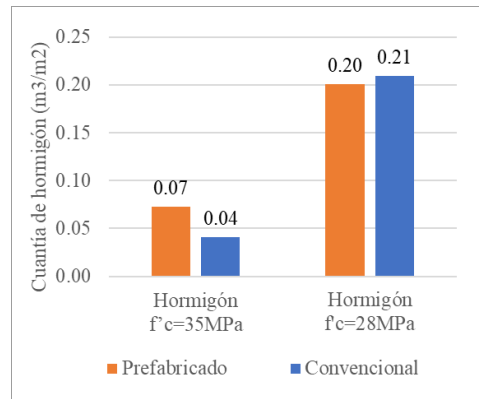


Figura 6. 21. Cuantía de volúmenes de hormigón en componentes del edificio prefabricado y convencional

En contraste, la Figura 6.22 muestra el cómputo de encofrado acumulado de columnas y vigas del edificio convencional, teniendo un total 1190m². En el caso del edificio prefabricado, el ahorro se logra mediante uso de prelasas y vigas autoportantes en el sistema de piso, de esta manera se permite más rapidez de construcción y se elimina el uso de encofrado y apuntalamiento.

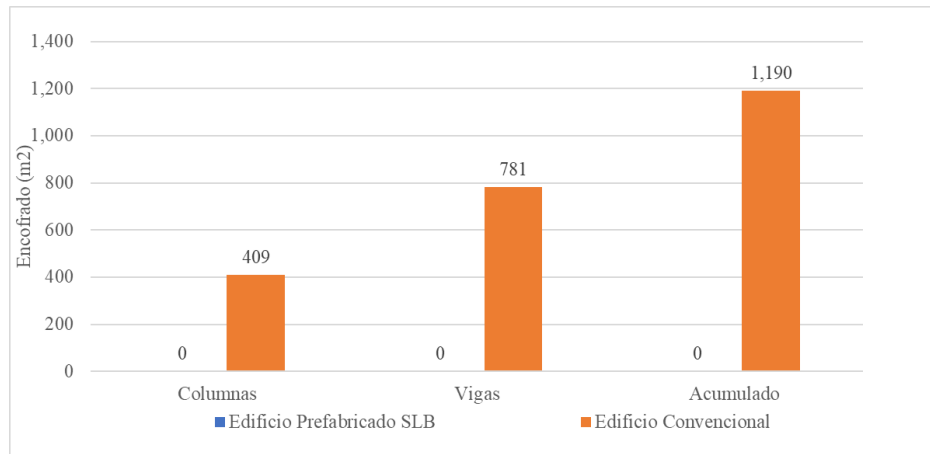


Figura 6. 22. Cantidad de encofrado de columnas, vigas y acumulado en edificios prefabricado y convencional

Finalmente, en la Figura 6.23 se presenta un comparativo de estimados en dólares por metro cuadrado costos en Perú, para cada uno de los componentes de los sistemas estructurales estudiados.

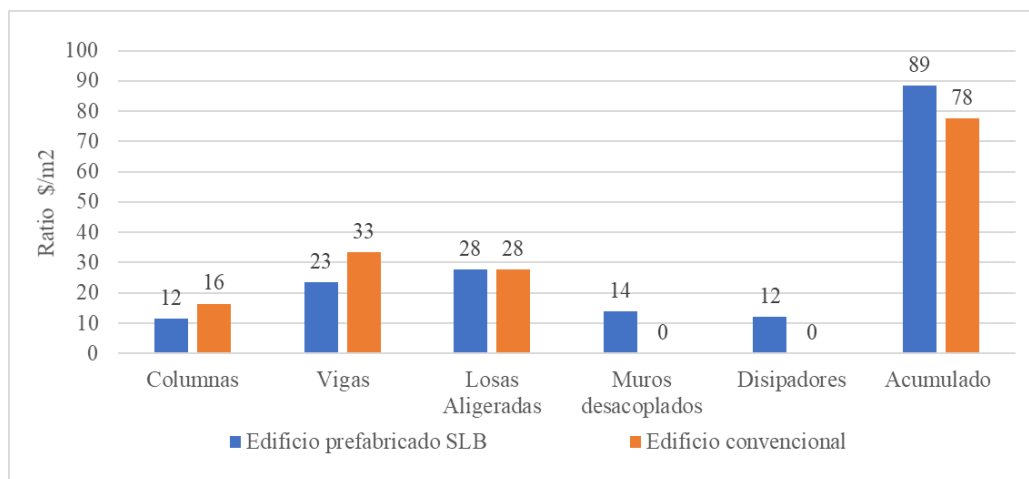


Figura 6. 23. Cuantía en costos desagregado y acumulado entre edificio prefabricado y convencional.

A primera instancia, se puede determinar que la tipología de la estructura convencional es más económica que la prefabricada con sistemas disipadores, ya que se tiene un precio estimado de 89\$/m² para la estructura prefabricada que es mayor frente al sistema convencional 78\$/m². Se puede observar que el costo de los muros desacoplados y de los disipadores SLB tienen un estimado de 26\$/m². Cabe indicar que, al usar prefabricación, existirán otras ventajas además del coste de material, como el tiempo de ejecución y calidad de los trabajos. Asimismo, la estructura con disipadores tendrá daño menor (o nulo) para el sismo de diseño, es necesario valorar el no tener daño y no tener pérdida de operación.

VII. CONCLUSIONES FINALES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION

El capítulo 7 se centra en exponer las conclusiones obtenidas a lo largo de la presente tesis. Además, se incluyen las futuras líneas de investigación que son necesarias llevar a cabo para complementar y continuar el estudio realizado. El capítulo se estructura en dos apartados, uno para cada uno de los puntos descritos anteriormente.

7.1. Conclusiones finales

Sobre sistema prefabricado SLB

- Esta tesis ha estudiado un edificio prefabricado, de planta libre, de cinco niveles, que incorpora 80 pequeños dispositivos SLB simples. Combina sistema de protección sísmica de *Shear Link Bozzo* y la prefabricación de piezas estructurales simples. El edificio tiene un peso sísmico 14075kN, posee columnas de altura completa y vigas biarticuladas, para simplificar y acelerar la construcción prefabricada.
- Esta solución es un sistema flexible rápido de ejecutar y la seguridad estructural frente a sismos lo aportan los dispositivos SLB en su 100%, haciendo que no ocurra daño estructural en caso de ocurrencia de sismo. El daño no estructural se controla con la rigidez inicial de los dispositivos SLB y las aceleraciones de piso, se controlan por la rápida plastificación de estos elementos. Se destaca el aporte de los dispositivos sísmicos SLB que reducen de forma drástica la respuesta. Lo más significativo; sin embargo, es que alivia a las conexiones de esfuerzos importantes dado que la respuesta estructural es elástica excepto por la disipación en estos elementos dispuestos fuera de los nudos prefabricados.

Sobre la conexión rígido flexible dúctil

- Se ha estudiado el desempeño de la estructura prefabricada flexible y rigidizada con disipadores SLB, mediante un análisis modal espectral. Se pudo apreciar los beneficios que se logran al incorporar estos dispositivos SLB, bajo la teoría de la conexión rígido – flexible – dúctil. En particular, destacan la reducción de los periodos de vibración de 5.588 seg y 5.576 seg a 0.481seg y 0.504seg; así como, la reducción del desplazamiento lateral de la estructura sin disipador estimada en 710.52mm baja a 61.359mm. Del mismo modo, las derivas máximas de piso llegan a reducirse de 0.0629 a 0.0046, llegando a estar por debajo del límite máximo normativo para este caso (0.007).

Sobre los análisis dinámicos no lineales

- El análisis no lineal realizado usa diez señales sísmicas de historia temporal compatibles con el espectro peruano en una condición de suelo S1 y en la Zona 4. La duración de las señales estudiadas es de 10.23seg, 2047seg y 40.95seg; cuentan con un intervalo de análisis de 0.01seg. De entre todas las señales, la señal 6 (PGA=0.55g) se identifica como crítica por la presencia de un pulso de larga duración al final del movimiento. Esta sollicitación es importante para estructuras con clara respuesta no lineal y, en particular si plastifican los

elementos al mismo tiempo, como el caso del edificio SLB o de cualquier estructura con aislamiento de base.

Sobre edificio prefabricado SLB con base articulada y empotrada

- El periodo de la solución articulada es 0.504seg, ligeramente mayor a su análoga de base empotrada es de 0.483seg; de modo que, hay una reducción de 4.17%.
- Luego de optimizar la disposición de los disipadores sísmicos en cada uno de los modelos, se obtuvieron desplazamientos máximos en el quinto nivel del edificio de 0.0979m y 0.0883m para la estructura articulada y empotrada, respectivamente; existiendo una reducción de 9.8%.
- En cuanto a derivas, la solución articulada tiene una deriva máxima promedio mayor de 0.00758 y la propuesta con base empotrada tiene 0.00729; en ambos casos las distorsiones calculadas son menores al límite máximo establecido por el código sismorresistente peruano para análisis no lineales (0.00875). No obstante, cabe indicar que las distribuciones de derivas para el modelo de base articulado son uniformes con la altura con un valor promedio constante de casi 0.007. Por otro lado, el factor de concentración de distorsión es cercano al valor 1.2, pudiéndose notar que la estructura es robusta ante la diversidad de señales estudiadas.
- Asimismo, las aceleraciones de diafragma oscilan entre 0.278g a 0.475g para el caso del modelo con base articulado; por el contrario, las aceleraciones varían entre 0.345g a 0.487g en el modelo empotrado. Los valores menores son para la solución de base de columna articulada con una reducción de 17.47% para la dirección X y 19.42% para la dirección Y. Según la Tabla N° 4.14 de HAZUS, los daños en elementos no estructurales serían entre leves y moderados para ambas propuestas estudiadas.
- Las distribuciones de fuerzas cortantes en el modelo prefabricado con base articulada muestran una disminución de 20% respecto al edificio empotrado. A su vez, se pudo apreciar que las fuerzas cortantes basales son mayores en el caso del modelo de base empotrada (2456.98kN) respecto de la estructura prefabricada articulada (1800.26kN), habiendo una reducción estimada promedio del 26%. Los coeficientes sísmicos tienen una reducción media de 25% para las diez señales, con un valor de 0.129 para la estructura aporricada y 0.173 para la estructura con base empotrada. Todos los resultados obtenidos para las dos direcciones horizontales indican que esta estructura posee un comportamiento simétrico.
- Los disipadores SLB de tercera generación colocados tienen un factor de diseño D/C de 1.50, que relaciona las deformaciones no lineales respecto a las lineales. Los factores de D/C comparan la demanda de los dispositivos sísmicos con su fuerza de plastificación f_y (de la tabla de diseño de disipadores). Se pudo notar que los valores promedios para los modelos articulado y empotrado obtenidos son de 1.613 y 1.545, cercanos al factor D/C antes indicado; por lo cual, se estaría garantizando el adecuado diseño y optimización de cada sistema. Por otro lado, se sabe que la deformación máxima no lineal de los disipadores SLB es de 30mm. Los desplazamientos promedios de los dispositivos colocados en las dos

propuestas prefabricadas, obtenido de las diez señales sísmicas sintéticas, se estiman en 25.21mm y 25.61mm; por lo tanto, al relacionar estos valores se tiene un factor de seguridad de 0.85 al comparar con el desplazamiento no lineal máximo.

- Se ha estudiado el balance de energía para cada uno de los modelos con los diez registros usados. En cuanto a las relaciones de energía de amortiguamiento no lineal histerético, definida por los disipadores SLB, bordean el 82.37% y 82.42% del total de la energía suministrada para los modelos con base articulada y empotrada. Se ha estudiado el diagrama de histéresis de uno disipador simple SLB2 6_2, ubicado en el quinto nivel. El dispositivo seleccionado tiene una fuerza promedio cortante de 54.03kN, que es menor a la fuerza máxima que puede resistir esta pieza ($f_{max}=69.01kN$). Se asegura a manera con este ejemplo, que la pieza alcanza su plastificación al sobrepasar $f_y=35.60kN$.
- En base a estas comparaciones, se puede precisar que la estructura con daño mejor distribuido es la de la base articulada, pues presenta derivas más uniformes y menores aceleraciones. No obstante, tiene el inconveniente de que durante su ejecución inicial o montaje el sistema pueda ser inestable. Sin embargo, este resultado muestra un aspecto importante, que en el caso eventual de una acción sísmica inesperada que donde sus columnas excedan sus momentos de plastificación y estas plastifiquen generando rótulas plásticas, haciendo que la respuesta global, lejos de empeorar, tendería a reducir aceleraciones y desplazamientos. Esto último se puede considerar como un factor de seguridad adicional en el edificio SLB.
- Con los datos del análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo para el edificio prefabricado SLB con base empotrada y sin daño estructural en columnas o vigas, se ha estimado un factor reducción equivalente de 4, que será usado para el diseño estructural de las columnas. Cabe indicar que, según normativa peruana, si el sistema fuese considerado como aporticado o sistema dual (muros de hormigón y pórticos) tendría un $R=8$ y $R=7$ respectivamente. Asimismo, el valor R incluye el factor de reducción por ductilidad y el de sobrerresistencia estimándose este último de forma habitual en 2 por lo que el resultado se considera consistente.

Sobre el diseño estructural del edificio prefabricado

- Se ha descrito el procedimiento de diseño propuesto en este edificio prefabricado. Las columnas son prefabricadas de 15.50m de longitud. Las prelosas y vigas principales poseen acero activo y pasivo ya que se ha considerado que no se use encofrado. El diseño estructural de las piezas prefabricadas tiene en cuenta sus fases constructivas, el uso de acero activo y el uso de los disipadores sísmicos SLB. Se ha propuesto el proceso constructivo y se ha estimado las cuantías entre las que destacan la cantidad de hormigón de 0.27m³/m²; 18.88 kg/m² de armadura de acero pasivo; y 2.12kg/m² de armadura de acero activo. No obstante, cabe precisar que esta estructura se puede seguir optimizando, en caso de reducir los dispositivos o cambiar los muros desacoplados de hormigón a paneles metálicos más ligeros, todo con el fin obtener una estructura de fácil montaje.

Sobre el comparativo del edificio aporticado y prefabricado

- La estructura convencional adoptada es similar en cuanto a luces, cargas y ubicación de sus columnas. No se consideró añadir más columnas o elementos intermedios, ya que la comparación debería darse sobre la base de calidad similar, en cuanto a espacios e iluminación de las viviendas. El peso sísmico del edificio es de 14894.12kN, representando un aumento del 17.18% respecto del edificio prefabricado.
- Del mismo modo, al realizar el análisis modal espectral con $R=8$ (sistema aporticado), se ha registrado los periodos de 0.641seg y 0.617 seg en las direcciones X e Y, esto significa un incremento del 39.04% y 27.74% respecto al modelo prefabricado SLB con base empotrada. Mientras que, en el caso de los desplazamientos de entrepiso, se han computado en 0.0790m y 0.0821m en el último nivel; valores mayores en 29.74% y 33.80% respecto a los desplazamientos de la estructura equipada con disipadores (de la Tabla 4.8). A su vez, la deriva máxima obtenida ocurre en el tercer nivel (0.00681) y es menor al valor límite normativo (0.007) para análisis lineales; sin embargo, es superior a la deriva estimada con este método del edificio prefabricado SLB (0.0046).
- Por otro lado, se realizó un análisis dinámico no lineal en el dominio de tiempo en el edificio aporticado asignando rótulas plásticas en los extremos de sus elementos, analizando este sistema con el mismo conjunto de registros sintéticos. Las derivas, aceleraciones y fuerzas cortantes en la base fueron superiores al del edificio prefabricado. Además, en cuanto a desplazamientos y distorsiones, el modelo convencional deja de comportarse como simétrica, posiblemente debido a que plastifica primero en una dirección perdiendo la proporción que se tenía en la propuesta prefabricada regular.
- En cuanto al comparativo técnico, la deriva máxima no lineal del edificio convencional fue 0.0679, este valor es menor al calculado con la propuesta prefabricada de base empotrada y su valor máximo normativo (0.00875). Con respecto a las aceleraciones de diafragma, en el edificio aporticado se tienen valores altos que llegan a 0.70g y 0.90g en los niveles superiores, con daños moderados a extensivos. Asimismo, en cuanto a los coeficientes sísmicos C_s , este edificio tiene un valor medio del coeficiente C_s entre 0.24 y 0.33 mayores al caso de edificio prefabricado con base empotrada.
- Posteriormente, se analizaron los aspectos técnicos, económicos y constructivos.; estimándose las cantidades y cuantías de armados, hormigón, encofrado y costo estimado. Existe una reducción estimada del 36.96% de la cantidad de armadura en columnas a favor de la estructura prefabricada. Asimismo, el edificio prefabricado tiene un estimado acumulado de acero pasivo con una reducción del 36.98% entre ambas estructuras. Del mismo modo, las cantidades de acero pasivo en el edificio prefabricado SLB se reducen en 11%. La malla electrosoldada ($f_y=500\text{MPa}$) es la misma prelosa autoportante dispuesta en ambas estructuras. Por su parte, el refuerzo activo es mayor en 46% en la estructura prefabricada.

- En cuanto a cantidades de hormigón, existe un ahorro significativo de hormigón en columnas de casi el 50% en la propuesta prefabricado. Sin embargo, un volumen total del 410m³ en el edificio prefabricado; mientras que, una cantidad estimada de 375m³ para la estructura aportada, teniendo una variación 10.71% a favor de la estructura convencional. Se obtuvo un cociente acumulado de 0.27m³/m² de hormigón (28MPa y 35MPa) y 0.25m³/m² para las propuesta prefabricada y convencional, respectivamente.
- En el caso del edificio prefabricado, existe un el ahorro se logra mediante uso de prelosas y vigas autoportantes en el sistema de piso. El cómputo de encofrado acumulado de columnas y vigas del edificio convencional es de 1190m².
- Finalmente, en lo referente a costos, el precio estimado para la estructura prefabricada es de 89\$/m², y es que es mayor frente al sistema convencional que bordea 78\$/m². El costo de los muros desacoplados y de los disipadores SLB tienen un estimado de 26\$/m², que está incluido en el precio total del edificio prefabricado. Sin embargo, podemos indicar que el hecho de usar prefabricación aventaja sobre el tiempo de ejecución y calidad de los materiales. Asimismo, la estructura prefabricada equipada con disipadores tendrá un daño menor (o nulo) para el sismo de diseño, es necesario valorar el no tener daño y no tener pérdida de operación.

7.2.Futuras líneas de investigación.

Al realizar este estudio, se han identificado las siguientes líneas de investigación que se recomiendan para trabajos futuros:

- Aplicación de este sistema para edificios prefabricados más altos para investigar si el desempeño podría ser superior al obtenido en el edificio de baja altura.
- Investigar el uso de la conexión especial tipo peine para el control de vibraciones sísmicas verticales, ya que puede ser una fuente de amortiguación por fricción.
- Incorporación de registros sísmicos de sitio con la ventaja de evaluar el desempeño de esta estructura prefabricada con sismo reales, dejando de lado registros artificiales que tratan de representar el fenómeno.
- Aplicación de estructuras prefabricadas con disipadores a edificios con irregularidad en elevación y en planta.
- Empleo en nuevas edificaciones de otros usos como esenciales (hospitales y escuelas) e importantes.
- Estudio comparativo frente a otros sistemas de protección sísmica aislamiento en la base y disipación de energía.

Referencias bibliográficas

Aguiar, R. (2003) *Análisis Sísmico por Desempeño*. Primera Ed. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

American Concrete Institute AC, ACI Committee 318 (2019) *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) : an ACI standard ; Commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)* Farmington Hills, MI

American Concrete Institute (2003) *ACI: A Century of Progress*.

American Society of Civil Engineers ASCE/CEI 41 (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Reston, Virginia, USA

American Society of Civil Engineers ASCE/CEI 7-16 (2017) *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, Reston, Virginia, USA

Bazán, E. y Meli, R. (2002) *Diseño sísmico de edificios*. Limusa/Noriega Editores.

Bergman, D. M. y Goel, S. C. (1987) «Evaluation of cyclic testing of steel plate devices for added damping and stiffness. Report no. UMCE87-10», *Ann Arbor (MI, USA): The University of Michigan*.

Bozzo, G. (2018) *Simulación de un ensayo en mesa vibrante de una estructura con dispositivos de disipación sísmica para viviendas de bajo coste*. Universitat Politècnica de Catalunya. Disponible en: <http://hdl.handle.net/2117/131255>.

Bozzo, L. (2017) «Disipadores SLB para diseño sismorresistente». Barcelona.

Bozzo, L. et al. (2019) *Análisis y Diseño utilizando Disipadores Sísmicos Tipo SLB. Ejemplos de Aplicación*. Barcelona.

Bozzo, Luis et al. (2019) «Modeling, Analysis and Seismic Design of Structures using Energy Dissipators SLB», (August). doi: 10.15460/Tecnia.21354.

Bozzo, L. et al. (2020) «Precast buildings equipped with SLB devices», *17th World Conference on Earthquake Engineering*, N° C001502.

Bozzo, L. y Barbat, A. (2000) *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*.

Bozzo, L., Cahis, X. y Torres, L. (1998) «A shear type energy dissipator for the protection of masonry infill walls», en *Proceedings of the Sixth US National Conference on Earthquake Engineering*.

Bozzo, L. y Gaxiola, G. (2015) «El Concepto "Rigido-Flexible-Ductil" y las Conexiones SLB», en *XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.

Bozzo, L. M. y Barbat, A. H. (1999) *Diseño sismorresistente de edificios*. Reverté.

Bozzo, L. M., Gonzales, H. y Gaxiola, G. (2016) *Proceso de análisis y diseño utilizando disipadores sísmicos tipo SLB*.

Briones, B. y de la Llera, J. C. (2014) «Analysis, design and testing of an hourglass-shaped copper energy dissipation device», *Engineering Structures*, 79, pp. 309-321. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.006>.

- Cahís Carola, F. X. (2001) *Desarrollo de un nuevo disipador de energía para diseño dismorresistente. Análisis numérico y validación experimental de su comportamiento*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Cahís, X., Ll, T. y Bozzo, L. (2000) «An inovative elasto-plastic energy dissipator for the structural and non-structural building protection», en *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Chen, W. F. y Han, D. J. (1988) «Plasticity for Structural Engineers. 1988», *Springer, New York*.
- Cid, J. O. M., López, J. R. Á. y Sautié, N. F. (2015) «Uniones viga-columna continuas de hormigon armado prefabricado: apuntes sobre su comportamiento. /Precast continuous beam-column joints: Notes on their behavior», *Arquitectura y Urbanismo*, 36, p. 93+.
- Code, T. E. (2007) «Specification for buildings to be built in seismic zones», *Ministry of Public Works and Settlement, Government of Republic of Turkey*.
- Committee Vision 2000 SEAOC (1995) «Performance-based seismic engineering», *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*.
- Computers & Structures Inc. (2017) *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000® and CSiBridge®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®*.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T. y Dargush, G. F. (1998) *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY.
- Daza, L. G. (2003) «Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta», *International Journal of Natural Disasters, Accidents and Civil Infrastructure*, 3(1936-1483), pp. 33-48. Disponible en: https://www.scipedia.com/public/Daza_2003a.
- Dusicka, P. (2002) «*Cyclic behavior of Shear Link connections of the new East span of San Francisco Oakland Bay bridge tower*». University of Nevada in Reno, NV.
- Eurocode 8 (2004) «Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings Eurocode».
- Foti, D., Bozzo, L. y López-Almansa, F. (1998) «Numerical efficiency assessment of energy dissipators for seismic protection of buildings», *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27, pp. 543-556. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199806)27:6<543::AID-EQE733>3.0.CO;2-9.
- Franchioni, G. (2001) *Experimental Investigations on Semi-active and Passive Systems for Seismic Risk Mitigation: Report No. 7*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil.
- Ghosh, S. K. y Cleland, N. (2010) «PCI Reconnaissance Team Report Observations from the February 27 , 2010 , earthquake in Chile», 2, pp. 52-75.
- Hernández, E. T. y Colunga, A. T. (2013) «Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 2: Evaluación de la metodología», *Revista de Ingeniería Sísmica*, (88), pp. 69-90.
- Higashino, M. y Okamoto, S. (2006) *Response control and seismic isolation of buildings*. Routledge.
- Hognestad, E. (1951) *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering.
- Hurtado, F. y Bozzo Rotondo, L. (2006) *Propuesta de disipador genérico SL para edificios y su*

diseño sismorresistente. Universitat Politècnica de Catalunya. Disponible en: Tesis doctoral.

Iasevoli, R. (2019) *The use and design of «Shear Link Bozzo» (SLB) Energy dissipation devices for seismic protection of Precast buildings*. Università Degli Studi Di Napoli Federico II.

Kent, D. C. y Park, R. (1971) «Flexural members with confined concrete», *Journal of the Structural Division*.

Kobori, T. et al. (1992) «Development and application of hysteresis steel dampers», en *Proceedings of the 10th World conference on earthquake engineering*, pp. 2341-2346.

Lago, A., Trabucco, D. y Wood, A. (2019) *Damping Technologies for Tall Buildings*. doi: 10.1016/B978-0-12-815963-7.00001-4.

Lago, B. D., Biondini, F. y Toniolo, G. (2017) «Friction-based dissipative devices for precast concrete panels», *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 147, pp. 356-371. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.05.050.

Lee, H. H. (2015) «Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 16. 5442 Martway Drive», *Mission, KS: SDC Publications*.

Lenticchia, E., Ceravolo, R. y Chiorino, C. (2017) «Damage scenario-driven strategies for the seismic monitoring of XX century spatial structures with application to Pier Luigi Nervi 's Turin Exhibition Centre», *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 137, pp. 256-267. doi: 10.1016/j.engstruct.2017.01.067.

López, A. y Fernández-Ordóñez, D. (2015) «La construcción con prefabricados de concreto: una historia por escribir». *Noticreto*.

Lopez Almansa, F. y Bozzo, L. (1999) «Aplicación del Control de Estructuras al Diseño Antisísmico», *IV COMNI Sevilla*, pp. 1-17.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y Park, R. (1988) «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete», *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 114(8), pp. 1804-1826. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).

Miranda, E. (1999) «Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings», *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 125(4), pp. 417-425.

Morgen, B. y Kurama, Y. (2004) «A friction damper for post-tensioned precast concrete beam-to-column joints», *PCI J*, 49(4), pp. 112-133.

Moscoso Tinco, J. (2019) «Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú». Pontificia Universidad Católica del Perú.

Moses, F. (1974) «Reliability of structural systems», *Journal of the Structural Division*, 100(Proc. Paper 10780).

MR, H.-M. (2003) «Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model», *Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC*.

Norma Técnica E020 (2009) «Cargas». Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Norma Técnica E030 (2018) «Diseño Sismorresistente». Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

- Norma Técnica E060 (2009) «Concreto Armado». Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Nuzzo, I. *et al.* (2018) «Experimental and analytical characterization of steel shear links for seismic energy dissipation», *Engineering Structures*, 172, pp. 405-418. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.005>.
- Ottazzi Pasino, G. A. (2004) «Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado». Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Oviedo, J. y Duque, M. (2006) «Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones», *Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 6, p. 105-120. Diciembre 2006 Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín (Colombia)*, pp. 105-120.
- Pantoja, M. *et al.* (2020) «Experimental vs Numerical Correlation for a Shaking Table Test of a concrete precast model structure equipped with SLB Devices».
- Park, R. y Paulay, T. (1975) *Reinforced Concrete Structures*. Editado por J. W. & Sons. New Zealand.
- Perez, M. (2009) *Estudio del Comportamiento Mecánico de ductos sometidos a diferentes condiciones de carga mediante modelado numérico*. Instituto Politécnico Nacional, Mexico.
- Popov, E. P. y Engelhardt, M. D. (1988) «Seismic eccentrically braced frames», *Journal of Constructional Steel Research*, 10, pp. 321-354. doi: [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(88\)90034-X](https://doi.org/10.1016/0143-974X(88)90034-X).
- Priestley, M. J. N. *et al.* (1999) «Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building», *PCI journal*, 44(6), pp. 42-67.
- Rai, D. C. y Wallace, B. J. (1998) «Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance», *Earthquake engineering & structural dynamics*. Wiley Online Library, 27(4), pp. 315-342.
- Rodriguez, M. E. (2001) «Comportamiento de Estructuras Prefabricadas de Concreto Reforzado para edificaciones en Zona sísmica, innovaciones y tendencias en su empleo», 34(63), pp. 1-34.
- Romani, G. P. (2019) *Verificación de la Reducción de Daños en Edificios con Disipadores Sísmicos a través del Análisis No Lineal Estático*. doi: 10.13140/RG.2.2.36151.16805.
- Symans, M. D. *et al.* (2008) «Energy Dissipation Systems for Seismic Applications : Current Practice and Recent Developments», 134(1), pp. 3-21.
- Symans, M. D. y Constantinou, M. C. (1995) «Development and Experimental Study of Semi-Active Fluid Damping Devices for Seismic Protection of Structures».
- Tsai, K. *et al.* (1993) «Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant», *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp. 505-528.
- Uang, L. y Bertero, C. (1998) «Energy Based Design Parameters in Performance Approach», *Seismic Research Letters*, 3, pp. 123-134.
- UDC (2011) «Prefabricación. Principios de diseño», en. Universidade da Coruña.
- Valente, M. (2013) «Improving the seismic performance of precast buildings using dissipative devices», *Procedia Engineering*. Elsevier, 54, pp. 795-804.

Vargas, Y. (2013) *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado . Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño .*

Wada, A. *et al.* (1995) «Damage tolerant structures», *AIJ Journal of Technology and Design*, 1, pp. 27-39. doi: 10.3130/aijt.1.82.

Watanabe, A. (2018) «Design and Applications of Buckling-Restrained Braces», *International Journal of High-Rise Buildings*. Council on Tall Building and Urban Habitat Korea, 7(3), pp. 215-221.

Wen, Y.-K. (1976) «Method for random vibration of hysteretic systems», *Journal of the engineering mechanics division*. ASCE, 102(2), pp. 249-263.

Whittaker, A. S. *et al.* (1989) *Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements*. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

Zienkiewicz, O. C. (1977) *The Finite Element Method: 3d Expanded and Rev. ed.* McGraw-Hill.

ANEJOS

ANEJO A: Registros sísmicos artificiales simulados y espectro compatible

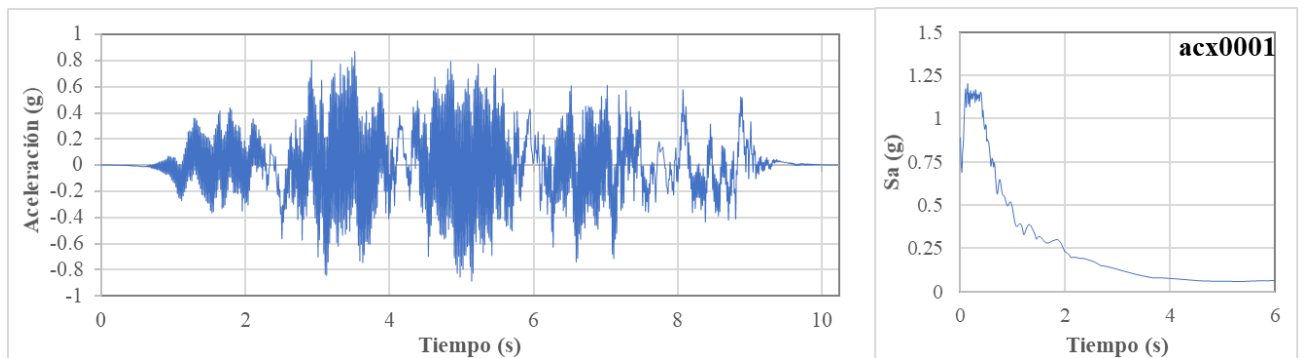


Figura A. 1. Registro sísmico simulado acx0001 y espectro compatible

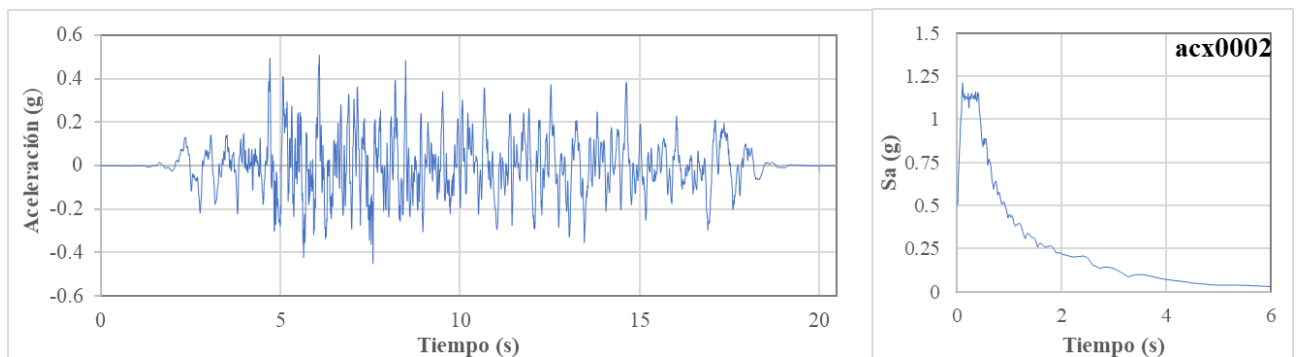


Figura A. 2. Registro sísmico simulado acx0002 y espectro compatible

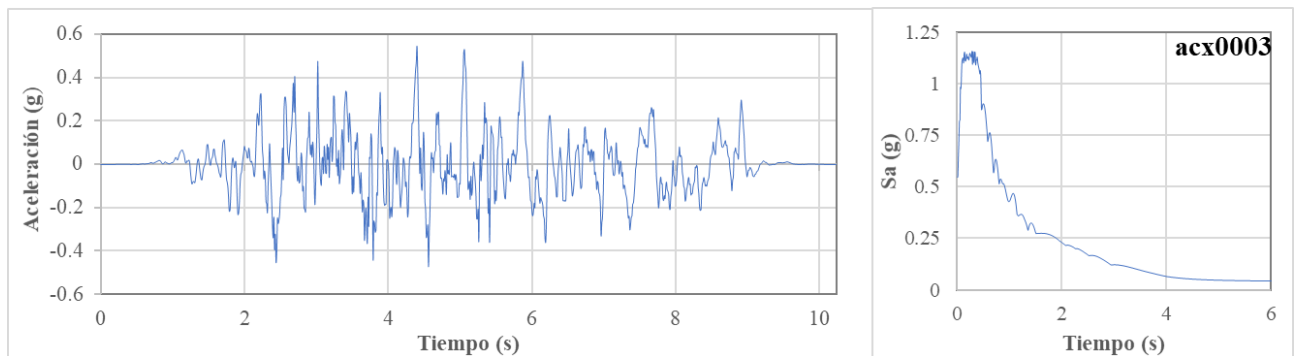


Figura A. 3. Registro sísmico simulado acx0003 y espectro compatible

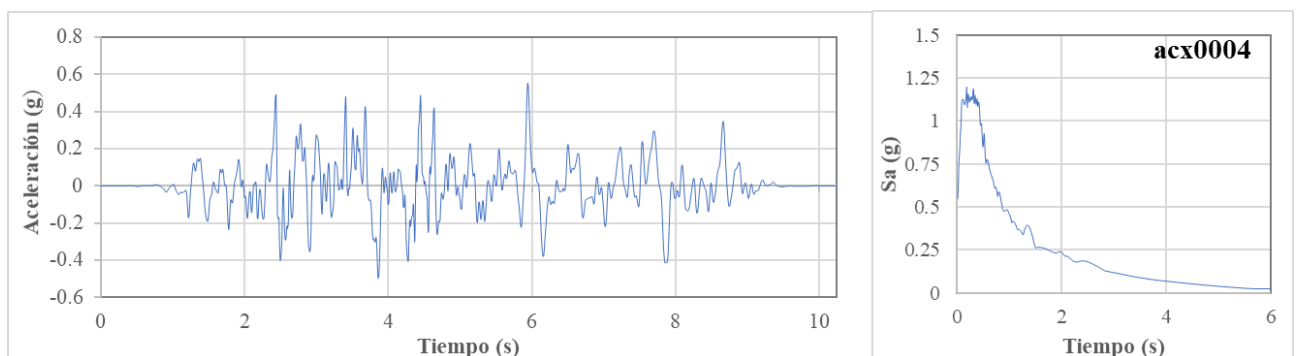


Figura A. 4. Registro sísmico simulado acx0004 y espectro compatible

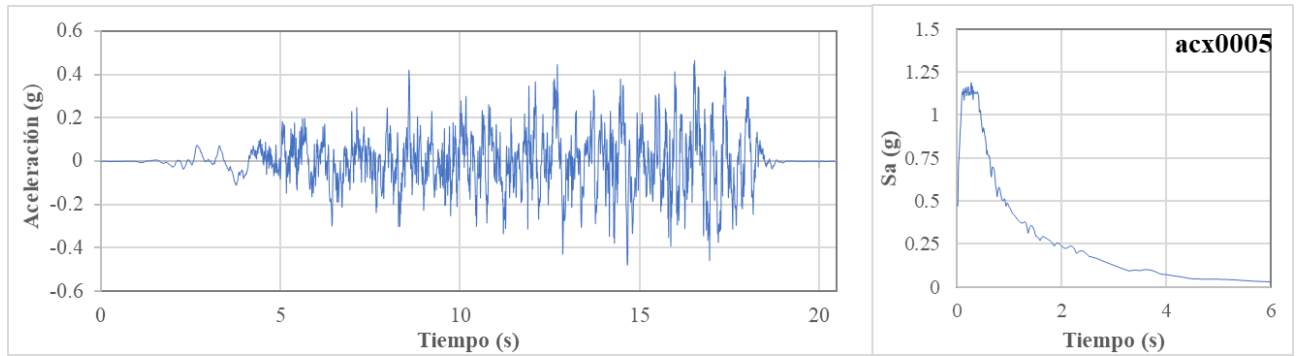


Figura A. 5. Registro sísmico simulado acx0005 y espectro compatible

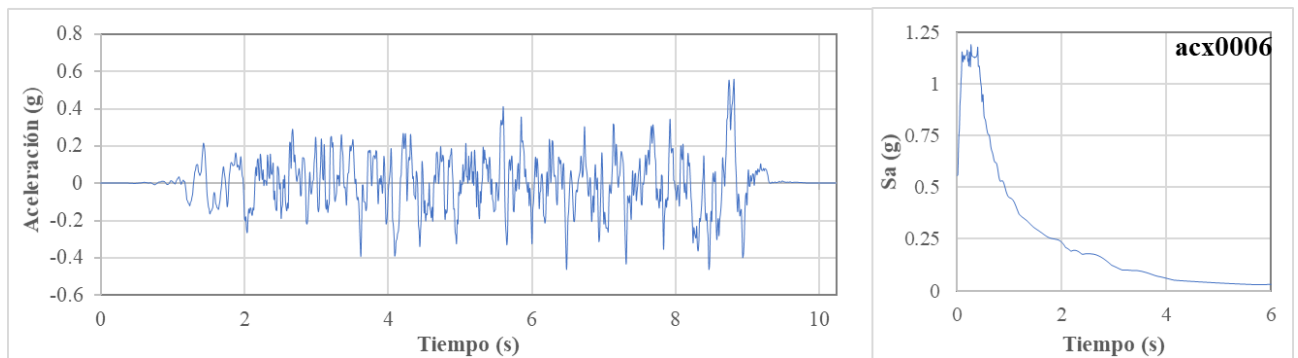


Figura A. 6. Registro sísmico simulado acx0006 y espectro compatible

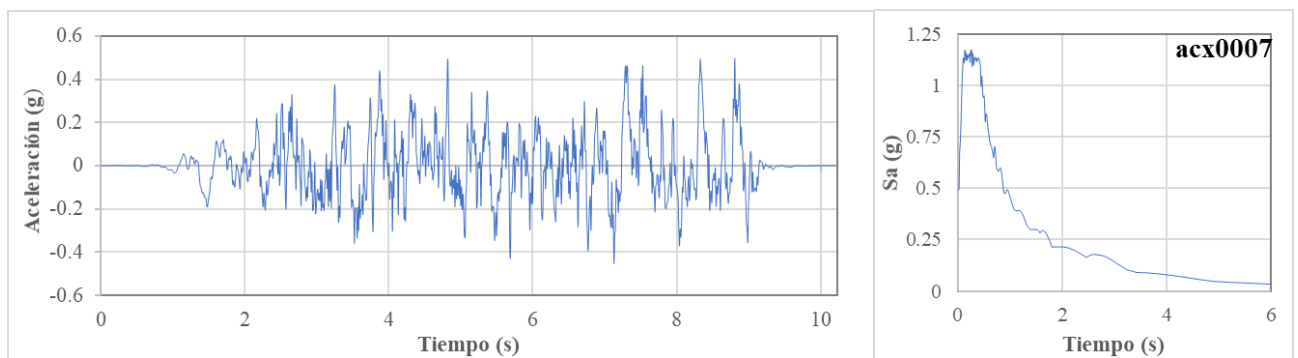


Figura A. 7. Registro sísmico simulado acx0007 y espectro compatible

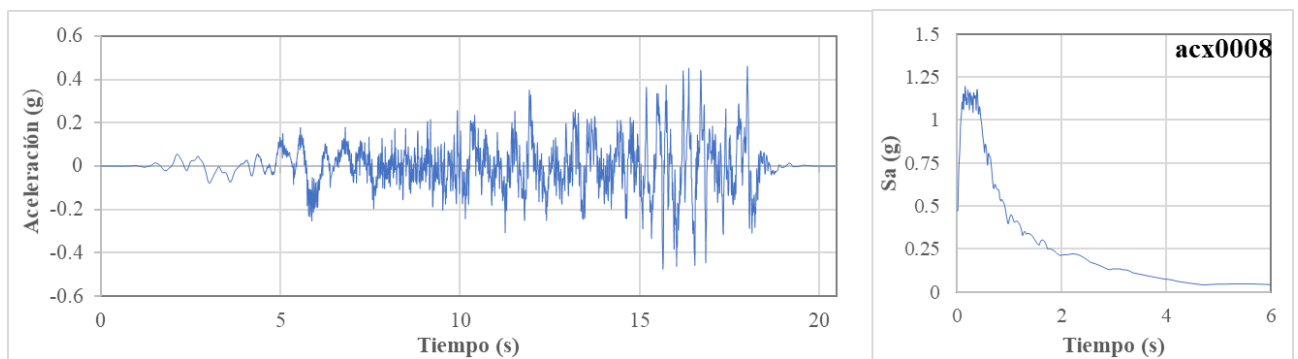


Figura A. 8. Registro sísmico simulado acx0008 y espectro compatible

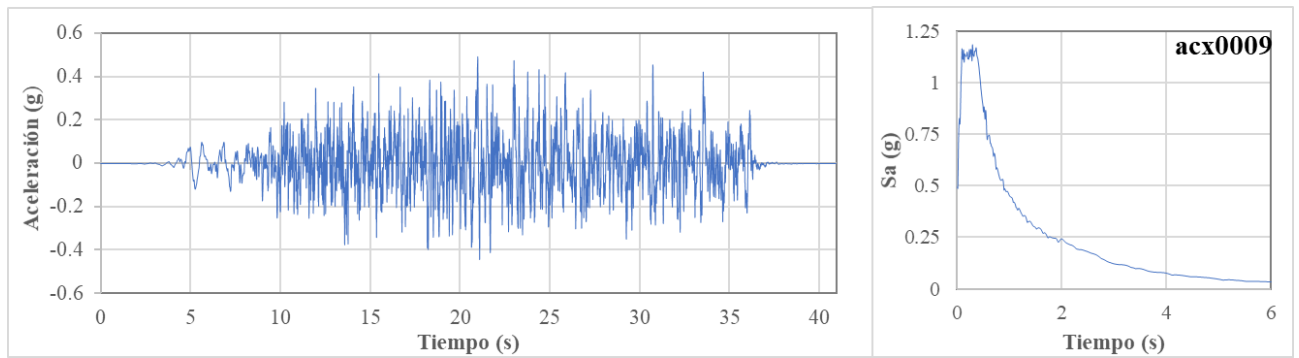


Figura A. 9. Registro sísmico simulado acx009 y espectro compatible

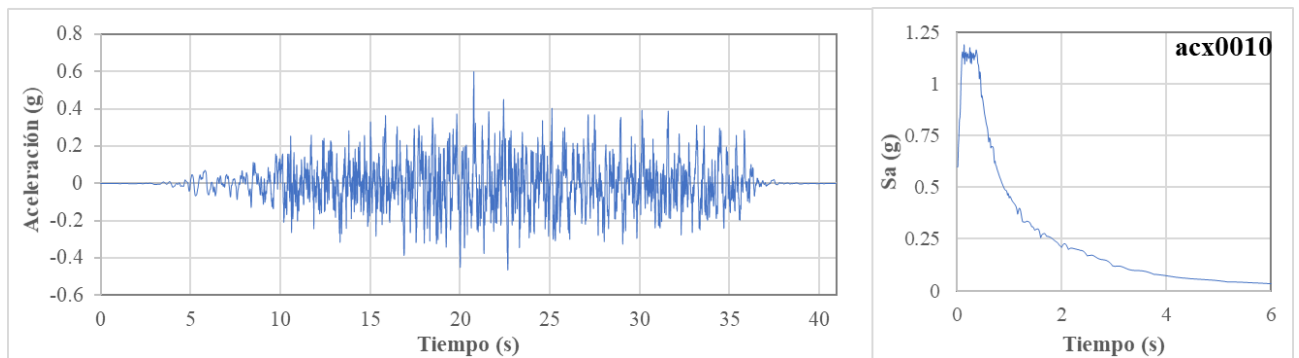


Figura A. 10. Registro sísmico simulado acx0010 y espectro compatible

ANEJO B: Resultados – ADNL Edificio prefabricado SLB**B.1. Desplazamientos de entrepiso (m)***Tabla B. 1. Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, modelo con base articulada(m)*

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.1106	0.0602	0.0847	0.1021	0.1018	0.1626	0.0954	0.0862	0.0881	0.0742	0.0966
	4	0.0866	0.0506	0.0767	0.0906	0.0878	0.1357	0.0770	0.0738	0.0729	0.0690	0.0821
	3	0.0640	0.0388	0.0620	0.0736	0.0694	0.1050	0.0575	0.0574	0.0551	0.0581	0.0641
	2	0.0419	0.0258	0.0417	0.0504	0.0459	0.0701	0.0372	0.0378	0.0348	0.0406	0.0426
	1	0.0204	0.0128	0.0212	0.0253	0.0235	0.0353	0.0183	0.0187	0.0169	0.0213	0.0214
Dirección Y	5	0.1113	0.0614	0.0865	0.1036	0.1046	0.1614	0.0978	0.0878	0.0888	0.0758	0.0979
	4	0.0870	0.0514	0.0775	0.0914	0.0895	0.1346	0.0786	0.0737	0.0726	0.0704	0.0827
	3	0.0643	0.0392	0.0619	0.0739	0.0704	0.1039	0.0583	0.0573	0.0545	0.0589	0.0643
	2	0.0422	0.0259	0.0415	0.0506	0.0464	0.0694	0.0378	0.0379	0.0341	0.0411	0.0427
	1	0.0205	0.0128	0.0212	0.0253	0.0236	0.0349	0.0184	0.0185	0.0166	0.0215	0.0213

Tabla B. 2. Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, modelo con base empotrada (m)

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.0974	0.0554	0.0780	0.0938	0.0922	0.1450	0.0936	0.0839	0.0702	0.0694	0.0879
	4	0.0704	0.0432	0.0685	0.0758	0.0740	0.1123	0.0734	0.0682	0.0590	0.0622	0.0707
	3	0.0477	0.0318	0.0532	0.0582	0.0558	0.0793	0.0520	0.0533	0.0437	0.0493	0.0524
	2	0.0294	0.0201	0.0327	0.0358	0.0345	0.0465	0.0317	0.0329	0.0266	0.0309	0.0321
	1	0.0128	0.0095	0.0142	0.0150	0.0142	0.0190	0.0132	0.0137	0.0118	0.0136	0.0137
Dirección Y	5	0.0980	0.0560	0.0780	0.0935	0.0939	0.1429	0.0953	0.0839	0.0687	0.0733	0.0883
	4	0.0709	0.0425	0.0681	0.0769	0.0751	0.1108	0.0745	0.0680	0.0575	0.0651	0.0709
	3	0.0483	0.0325	0.0523	0.0587	0.0564	0.0784	0.0525	0.0529	0.0422	0.0511	0.0525
	2	0.0296	0.0197	0.0317	0.0360	0.0348	0.0462	0.0319	0.0327	0.0259	0.0320	0.0320
	1	0.0128	0.0097	0.0136	0.0149	0.0142	0.0189	0.0130	0.0136	0.0114	0.0140	0.0136

B.2. Distorsiones máximas*Tabla B. 3. Distorsiones angulares de piso edificio articulado*

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.00851	0.00416	0.00419	0.00493	0.00742	0.01178	0.00649	0.00596	0.00491	0.00463	0.00630
	4	0.00882	0.00447	0.00575	0.00655	0.00673	0.01205	0.00674	0.00604	0.00574	0.00512	0.00680
	3	0.00762	0.00483	0.00729	0.00803	0.00761	0.01226	0.00706	0.00701	0.00655	0.00636	0.00746
	2	0.00702	0.00431	0.00691	0.00823	0.00746	0.01143	0.00626	0.00655	0.00578	0.00654	0.00705
	1	0.00658	0.00414	0.00685	0.00816	0.00758	0.01139	0.00589	0.00604	0.00545	0.00687	0.00690
Dirección Y	5	0.00853	0.00413	0.00433	0.00519	0.00783	0.0119	0.00684	0.00619	0.00524	0.00487	0.00650
	4	0.0089	0.00464	0.00605	0.00679	0.00706	0.01212	0.00692	0.00629	0.00582	0.00536	0.00699
	3	0.00767	0.00497	0.00744	0.00815	0.00784	0.01222	0.00729	0.00714	0.00658	0.00656	0.00758
	2	0.00705	0.00437	0.00691	0.00835	0.00759	0.01132	0.00636	0.00654	0.00566	0.00664	0.00708
	1	0.00662	0.00412	0.00683	0.00816	0.0076	0.01126	0.00593	0.00598	0.00535	0.00693	0.00688

Tabla B. 4. Distorsiones máximas edificio empotrado

Nivel		acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.00870	0.00473	0.0051	0.00781	0.00744	0.01258	0.00766	0.007	0.0057	0.00531	0.00720
	4	0.00849	0.00438	0.00579	0.00756	0.00652	0.01199	0.00745	0.00625	0.0055	0.00560	0.00695
	3	0.00646	0.00442	0.00733	0.00741	0.00759	0.01149	0.00763	0.00753	0.00639	0.00662	0.00729
	2	0.00548	0.00366	0.00636	0.00697	0.00664	0.00911	0.00607	0.00651	0.00507	0.00580	0.00617
	1	0.00412	0.00306	0.00457	0.00483	0.00459	0.00614	0.00426	0.0044	0.00379	0.00437	0.00441
Dirección Y	5	0.00874	0.0049	0.00500	0.00787	0.00781	0.01249	0.0080	0.00718	0.00623	0.00571	0.00667
	4	0.00859	0.00449	0.00579	0.00768	0.00675	0.01192	0.0077	0.00641	0.00587	0.00601	0.00648
	3	0.00656	0.00448	0.00744	0.00783	0.00775	0.01141	0.00787	0.00523	0.00628	0.00698	0.00666
	2	0.00552	0.00368	0.00619	0.00707	0.00677	0.00902	0.00615	0.00647	0.00497	0.00605	0.00554
	1	0.00413	0.00312	0.0044	0.00481	0.00458	0.00609	0.00418	0.00437	0.00369	0.00451	0.00395

B.3. Aceleraciones de diafragma (g)

Tabla B. 5. Aceleraciones máximas para cada nivel, modelo con base articulada

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.282	0.246	0.256	0.267	0.330	0.354	0.283	0.289	0.279	0.292	0.288
	4	0.302	0.290	0.323	0.290	0.335	0.294	0.323	0.305	0.308	0.300	0.307
	3	0.390	0.386	0.399	0.407	0.395	0.378	0.396	0.406	0.385	0.378	0.392
	2	0.475	0.518	0.504	0.474	0.490	0.506	0.507	0.460	0.484	0.437	0.486
	1	0.477	0.454	0.471	0.472	0.505	0.460	0.505	0.492	0.459	0.405	0.470
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.476	0.492	0.597	0.559
Dirección Y	5	0.284	0.244	0.236	0.253	0.322	0.354	0.288	0.271	0.268	0.264	0.278
	4	0.299	0.292	0.325	0.286	0.334	0.308	0.323	0.297	0.297	0.315	0.308
	3	0.397	0.366	0.362	0.379	0.366	0.355	0.393	0.415	0.391	0.360	0.378
	2	0.447	0.533	0.501	0.454	0.497	0.490	0.484	0.432	0.477	0.433	0.475
	1	0.455	0.431	0.460	0.436	0.486	0.460	0.497	0.464	0.440	0.377	0.451
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.460	0.492	0.597	0.559

Tabla B. 6. Aceleraciones máximas para cada nivel, modelo con base empotrada

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.383	0.276	0.276	0.388	0.354	0.471	0.336	0.347	0.346	0.311	0.349
	4	0.349	0.349	0.381	0.342	0.357	0.447	0.377	0.355	0.380	0.365	0.370
	3	0.390	0.373	0.373	0.403	0.405	0.366	0.442	0.401	0.427	0.386	0.397
	2	0.520	0.531	0.407	0.495	0.530	0.437	0.481	0.510	0.530	0.429	0.487
	1	0.459	0.476	0.498	0.510	0.461	0.547	0.439	0.527	0.501	0.403	0.482
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.476	0.492	0.597	0.559
Dirección Y	5	0.382	0.258	0.290	0.351	0.358	0.469	0.333	0.354	0.344	0.310	0.345
	4	0.344	0.340	0.383	0.336	0.365	0.453	0.387	0.371	0.390	0.354	0.372
	3	0.403	0.388	0.349	0.426	0.393	0.378	0.441	0.430	0.430	0.401	0.404
	2	0.487	0.529	0.429	0.466	0.535	0.414	0.488	0.486	0.512	0.422	0.477
	1	0.449	0.419	0.493	0.483	0.463	0.527	0.426	0.521	0.487	0.383	0.465
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.476	0.492	0.597	0.559

B.4. Distribución de fuerzas cortantes

Tabla B. 7. Distribución de la fuerza cortante por entrepiso, edificio con base articulada

Nivel	Altura (m)	Fuerza cortante promedio (kN) dirección X		Fuerza cortante promedio (kN) dirección Y	
		Max	Min	Min	Min
Nivel5	15.50	437.38	-445.66	451.27	-462.79
	12.40	440.43	-448.23	455.53	-466.37
Nivel4	12.40	801.26	-836.80	818.65	-862.82
	9.30	807.70	-843.28	828.70	-867.90
Nivel3	9.30	1109.89	-1125.01	1128.58	-1150.80
	6.20	1131.87	-1147.10	1149.63	-1172.54
Nivel2	6.20	1369.72	-1378.86	1392.63	-1397.90
	3.10	1420.37	-1412.68	1444.20	-1430.44
Nivel1	3.10	1638.49	-1636.68	1652.48	-1661.14
	0	1752.07	-1739.99	1770.12	-1769.93

Tabla B. 8. Distribución de la fuerza cortante por entrepiso, edificio con base empotrada

Nivel	Altura (m)	Fuerza cortante promedio (kN) dirección X		Fuerza cortante promedio (kN) dirección Y	
		Max	Min	Max	Min
Nivel5	15.50	543.88	-549.15	566.90	-564.98
	12.40	553.50	-555.53	575.32	-571.24
Nivel4	12.40	987.28	-994.63	1008.88	-1031.88
	9.30	1010.22	-1013.68	1030.31	-1043.96
Nivel3	9.30	1344.59	-1406.69	1367.64	-1425.90
	6.20	1382.50	-1441.46	1404.10	-1460.81
Nivel2	6.20	1744.90	-1734.85	1762.29	-1751.04
	3.10	1830.69	-1817.18	1848.93	-1831.14
Nivel1	3.10	2289.78	-2251.54	2299.57	-2263.95
	0	2390.83	-2348.83	2392.32	-2366.17

B.5. Fuerzas cortantes en la base (kN)

Tabla B. 9. Cortante basal en modelo empotrado y articulado

Señal	Articulado		Empotrado	
	Vx,max (kN)	Vy,max (kN)	Vx,max (kN)	Vy,max (kN)
acx0001	1735.82	1720.02	2531.13	2507.60
acx0002	1527.45	1492.21	2190.33	2209.37
acx0003	1935.12	1891.00	2559.84	2504.17
acx0004	1952.43	1937.85	2432.79	2398.52
acx0005	1863.79	1832.84	2458.44	2440.19
acx0006	2244.40	2218.44	2746.44	2741.41
acx0007	1693.11	1694.70	2309.72	2255.31
acx0008	1746.48	1716.07	2365.41	2315.63
acx0009	1725.01	1689.53	2431.22	2361.51
acx0010	1858.62	1809.95	2544.52	2536.08
Promedio	1828.223	1800.261	2456.984	2426.979

B.6. Coeficientes sísmicos Cs

Tabla B. 10. Coeficientes sísmicos

SIGNAL	Modelo articulado		Modelo empotrado	
	Csx (-)	Csy (-)	Csx (-)	Csy (-)
acx0001	0.12	0.12	0.18	0.18
acx0002	0.11	0.11	0.16	0.16
acx0003	0.14	0.14	0.18	0.18
acx0004	0.14	0.14	0.17	0.17
acx0005	0.13	0.13	0.17	0.17
acx0006	0.16	0.16	0.20	0.19
acx0007	0.12	0.12	0.16	0.16
acx0008	0.12	0.12	0.17	0.16
acx0009	0.12	0.12	0.17	0.17
acx0010	0.13	0.13	0.18	0.18

B.7. Cortante en disipadores SLB (kN)

Tabla B. 11. Fuerza cortante disipadores - Dirección X articulado

Nivel	Dispositivo	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010
Nivel 5	SLB2 6_2	61.92	48.31	48.30	50.84	58.46	72.04	55.52	53.88	50.60	49.71
Nivel 4	SLB2 8_4	86.46	67.43	73.32	76.84	77.51	100.87	76.79	74.31	73.11	70.49
Nivel 3	SLB2 10_2	113.04	96.29	111.20	116.10	113.51	141.31	110.08	109.63	106.60	105.77
Nivel 2	SLB2 15_4	168.59	142.06	167.44	181.83	173.13	212.01	161.71	164.04	156.06	164.49
Nivel 1	SLB2 15_2	197.50	169.66	200.27	215.63	209.05	252.49	189.70	191.13	184.39	200.58

Tabla B. 12. Fuerza cortante disipadores - Dirección Y articulado

Nivel	Dispositivo	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010
Nivel 5	SLB2 6_2	62.45	48.42	49.65	51.73	59.92	73.12	56.79	54.92	51.74	50.61
Nivel 4	SLB2 8_4	87.67	68.67	74.87	78.20	79.30	102.38	77.82	76.06	74.07	71.78
Nivel 3	SLB2 10_2	114.60	97.78	112.74	117.22	115.25	142.93	111.74	111.37	107.86	107.44
Nivel 2	SLB2 15_4	170.71	143.66	167.98	182.38	174.53	213.94	162.51	165.09	156.64	165.45
Nivel 1	SLB2 15_2	197.47	168.93	199.82	215.06	208.61	250.43	189.52	190.13	183.01	200.91

Tabla B. 13. Fuerza cortante disipadores - Dirección X empotrado

Nivel	Dispositivo	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010
Nivel 5	SLB2 6_2	62.23	49.89	51.15	59.41	58.44	74.48	74.48	57.14	52.98	51.82
Nivel 4	SLB2 8_4	108.82	87.72	97.24	104.56	98.54	127.13	127.13	97.42	95.73	94.66
Nivel 3	SLB2 10_2	123.20	109.86	129.47	132.55	131.83	157.61	157.61	131.16	122.80	125.17
Nivel 2	SLB2 15_4	217.72	193.99	229.55	238.48	234.50	265.40	265.40	231.47	212.90	223.09
Nivel 1	SLB2 15_2	137.83	128.07	142.56	145.01	142.71	157.60	157.60	141.08	135.11	140.41

Tabla B. 14. Fuerza cortante disipadores - Dirección Y empotrado

Nivel	Dispositivo	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010
Nivel 5	SLB2 6_2	62.78	50.70	51.12	60.03	59.79	74.94	60.45	58.03	54.76	53.27
Nivel 4	SLB2 8_4	110.64	89.06	98.66	106.06	100.24	128.49	105.82	99.34	96.61	97.04
Nivel 3	SLB2 10_2	125.16	110.87	131.08	133.78	133.20	159.19	133.84	133.09	123.38	127.88
Nivel 2	SLB2 15_4	220.67	195.66	227.30	238.81	235.00	267.81	226.75	233.12	211.14	225.49
Nivel 1	SLB2 15_2	137.43	128.35	140.56	144.41	142.19	156.81	138.37	140.30	133.79	141.64

B.8. Verificación de D/C disipadores SLB*Tabla B. 15. Fuerzas promedio de máximas cortantes por disipadores y verificación D/C. Modelo articulado*

Nivel	Dispositivo	Fuerza de plastificación f_y (kN)	Fuerza Cortante promedio X (kN)	Fuerza cortante promedio Y (kN)	Factor D/C Dirección X (-)	Factor D/C Dirección Y (-)
Nivel 5	SLB2 6_2	35.60	54.96	58.59	1.544	1.571
Nivel 4	SLB2 8_2	48.10	77.71	103.20	1.616	1.644
Nivel 3	SLB2 10_2	68.00	112.35	131.15	1.652	1.675
Nivel 2	SLB2 15_2	101.80	169.14	228.18	1.661	1.673
Nivel 1	SLB2 15_3	126.10	201.04	140.38	1.594	1.589
Factor D/C					1.613	1.630

Tabla B. 16. Fuerzas promedio cortantes por disipadores y verificación D/C. Modelo base empotrada

Nivel	Dispositivo	Fuerza de plastificación f_y (kN)	Fuerza cortante promedio X (kN)	Fuerza cortante promedio Y (kN)	Factor D/C Dirección X (-)	Factor D/C Dirección Y (-)
Nivel 5	SLB2 6_2	35.60	59.20	58.59	1.663	1.646
Nivel 4	SLB2 8_4	66.30	103.90	103.20	1.567	1.556
Nivel 3	SLB2 10_3	81.10	132.13	131.15	1.629	1.617
Nivel 2	SLB2 15_4	149.70	231.25	228.18	1.545	1.524
Nivel 1	SLB2 15_2	101.80	142.80 2	140.38	1.403	1.379
Factor D/C					1.561	1.545

B.9. Desplazamiento de disipadores SLB (mm)*Tabla B. 17. Deformaciones máximas dispositivos SLB (mm), estructura con base articulada y empotrada*

Señal	Deformación máxima disipador - Estructura base articulada δu_1 (mm)	Deformación máxima disipador- Estructura base empotrada δu_2 (mm)	Deformación máxima de disipador máx. (mm)	Factor de seguridad $\delta u_1/\delta m_{\max}$ (-)	Factor de seguridad $\delta u_2/\delta m_{\max}$ (-)
acx0001	29.36	28.86	30.00	0.98	0.96
acx0002	16.32	16.46	30.00	0.54	0.55
acx0003	24.13	23.21	30.00	0.80	0.77
acx0004	26.49	26.04	30.00	0.88	0.87
acx0005	25.92	25.79	30.00	0.86	0.86
acx0006	39.97	41.32	30.00	1.33	1.38
acx0007	23.60	26.46	30.00	0.79	0.88
acx0008	23.38	24.89	30.00	0.78	0.83
acx0009	21.58	20.63	30.00	0.72	0.69
acx0010	21.36	22.47	30.00	0.71	0.75
Promedio	25.21	25.61	30.00	0.84	0.85

B.10. Balance de energía*Tabla B. 18. Balance de energía por cada señal aplicada articulada*

Señales	Energía potencial (kN.m)	Energía amortiguamiento global (kN.m)	Energía amortiguamiento no lineal histerética NHD(kN.m)	Máxima energía acumulada (kN.m)	% NHD
acx0001	17.78	124.45	638.23	780.46	81.78%
acx0002	17.66	160.01	916.1742	1093.84	83.76%
acx0003	17.74	104.44	538.236	660.42	81.50%
acx0004	17.95	108.42	559.89	686.26	81.59%
acx0005	17.77	151.25	825.56	994.58	83.01%
acx0006	18.12	109.94	485.88	613.94	79.14%
acx0007	17.78	106.26	539.44	663.48	81.30%
acx0008	17.96	131.07	758.861	907.89	83.59%
acx0009	17.80885	265.236265	1471.32559	1754.37	83.87%
acx0010	17.65	247.34	1412.21	1677.20	84.20%

Tabla B. 19. Balance de energía por cada señal aplicada empotrada

Señales	Energía potencial (kN.m)	Energía amortiguamiento global (kN.m)	Energía amortiguamiento no lineal histerética NHD(kN.m)	Máxima energía acumulada (kN.m)	% NHD
acx0001	18.36	131.74	689.86	839.96	82.13%
acx0002	17.9	174.08	1004.83	1196.81	83.96%
acx0003	18.23	114.22	559.68	692.13	80.86%
acx0004	17.97	120.87	607.51	746.35	81.40%
acx0005	17.69	156.88	847.6	1022.17	82.92%
acx0006	17.74	122.5	528.85	669.09	79.04%
acx0007	18.44	115.04	599.37	732.855	81.79%
acx0008	17.96	143.5	815.48	976.9395	83.47%
acx0009	17.57	251.34	1464.27	1733.1839	84.48%
acx0010	17.73	269.53	1525.57	1812.8237	84.15%

ANEJO C: Diseño de piezas prefabricadas

C.1. Columnas y ménsulas

La columna 40x40cm más solicitada está ubicada en el primer nivel en la intersección de los ejes B y 2. La resistencia a la compresión de hormigón es de 35MPa, y el acero de refuerzo tiene un $f_y=420\text{MPa}$. Del análisis estructural se tiene que las solicitaciones máximas en este elemento son: $M_{u22}=9.53\text{ton.m}$, $M_{u33}=9.45\text{tonf.m}$, $P_u=297.22\text{tonf}$. La figura C.1 muestra la sección transversal de la columna con su respectivo armado.

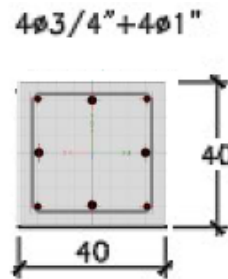


Figura C. 1. Disposición de la armadura longitudinal en columna C-1

La figura C.2 presenta el diagrama de interacción para la columna de 40x40cm con su refuerzo propuesto, los puntos que corresponden a las cargas y el punto de la máxima solicitación se encuentran dentro de la curva delimitada por este diagrama.

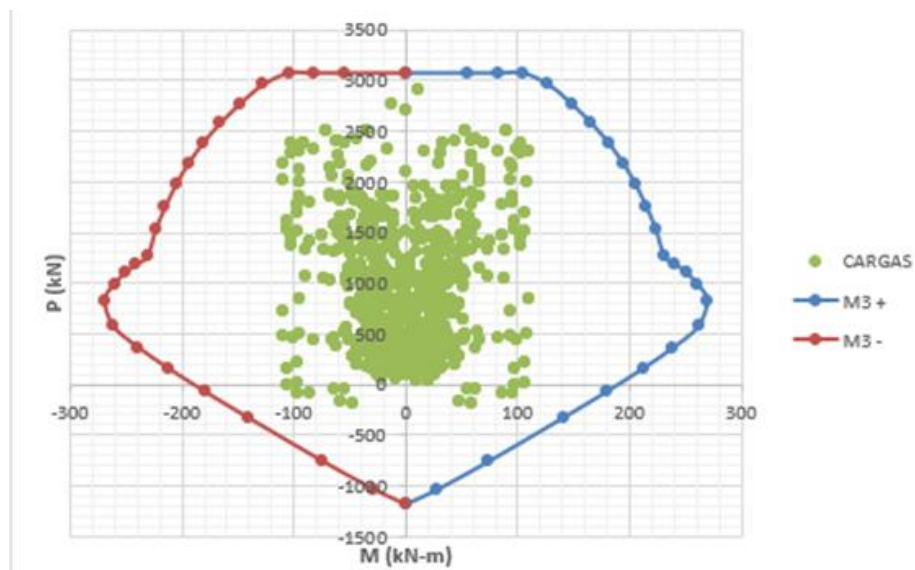


Figura C. 2 Diagrama de interacción columna C-1.

El refuerzo de pisos superiores, corresponde al acero mínimo en este caso se disponen 4 barras de 3/4", siendo equivalente a 11.40cm^2 y una cuantía de 0.71%. Los estribos de la columna se determinaron de acuerdo a las disposiciones sísmicas de confinamiento especificado por la (Norma Técnica E060, 2009). Las figuras siguientes muestran los valores de demanda capacidad de P-M-M de las columnas que forman el edificio prefabricado del eje A.

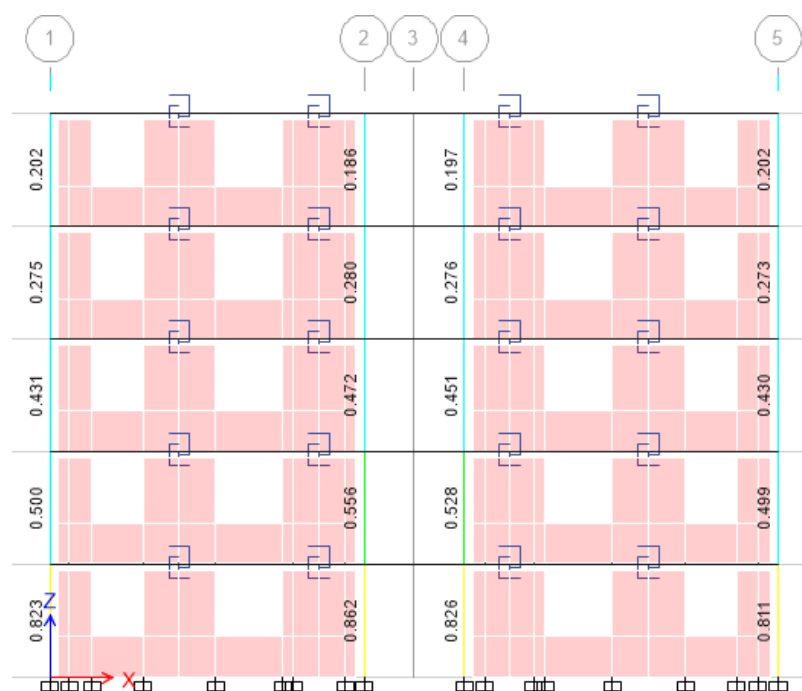


Figura C. 3 Valores D/C de P-M-M columnas de eje A

En el caso de las ménsulas cortas, su distribución y geometría se muestra en la Figura C.4. Existen tres tipos de ménsulas y sus solicitaciones ménsula corta para vigas principales se indican en la Tabla C.1. Se ha usado coeficiente de mayoración 1.3. Las ménsulas tipo 1 y 2 se diseñarán con la carga vertical $V_u=52.26$ ton y una fuerza horizontal 20% (10.45ton).

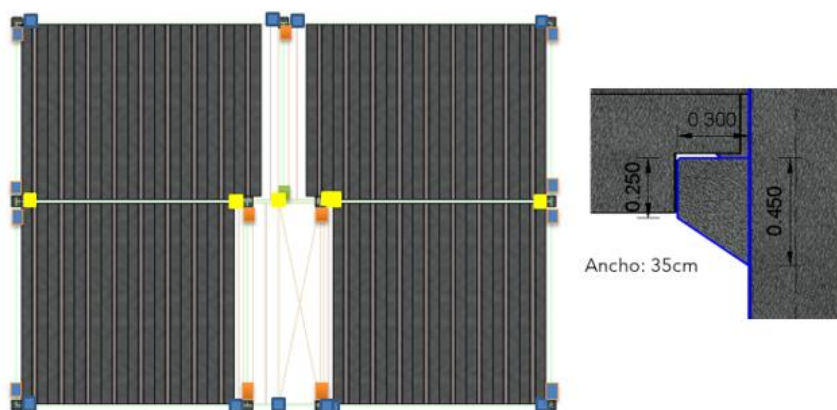
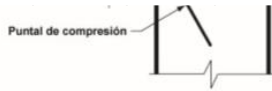


Figura C. 4 Distribución y geometría de ménsulas

Tabla C. 1 Solicitaciones en ménsulas

Tipo	Vu1 (ton) 1-4 Piso			Vumax (tonf)	Vd=1.3*Vm _{ax}	Fh=0.2Vd
	1.4CM+1.7CV	1.2CM + CV + STHx + 0.3THy	1.2CM + CV + STHy + 0.3THx			
1	26.79	39.59	31.92	39.59	51.47	10.2934
2	40.20	31.39	31.63	40.20	52.26	10.4516593
3	6.22	5.3	5.3	6.22	8.09	1.61707291

El diseño de las ménsulas de $f'c$ 35MPa se realizado de acuerdo a la norma ACI 318.19, en su capítulo 16.

Capacidad resistente del concreto de peso normal al corte por fricción .\ACI. 16.5.2.4					
Vn=	φ0.2F'c bwd		71663 kgs	Fig. R16.5.1a — Acción estructural de una ménsula	
	φ(110bwd)		112613 kgs		
	φ(34+0.08f'c) bwd		63473 kgs		
		φVn max=	63473 kgs		
Capacidad resistente al corte del acero en la mensula					
Av= Vu /(Fy u)		(Acero de refuerzo por corte por fricción, Avf)			
u= coeficiente de fricción					
Condiciones de fricion ver tabla 22.9.4.2 ACI		1.4	μ= # λ		
CONDICION= CONCRETO VACIADO SOBRE CONCRETO ENDURECIDO SIN PREPARACION DE LA SUPERFICIE					
CARGAS DE DISEÑO:		52.258296			
Vu=	52258.29648	kgs	(Nota se incremento en 30% la carga de la solicitacion del Etabs)		
Nu=	10452	kgs	Se tomo un minimo Nu del 20%Vu		
				512.6539	
				102.5308	
1.- DISENO ACERO A TRACCION:					
Mu=	846584	kg-cm	Vu.a +(Nu (H-d))		
Af= Mu/z.Fy	7.88	cm2	Mu/Φ/(Fy.0.875d)	(El valor de 0.875 es un valor aproximado)	
An=Nu/φ.Fy	2.93	cm2	Acero para resistir la fuerza de traccion Nu		
Avf=	11.85	cm2	Acero para resistir el corte Vu		
Acero de refuerzo en traccion por flexion:		ACI.16.5.5.1			
As1=Af+An=	10.80	cm2			
As2=2/3Avf+An=	10.83	cm2			
Asmin=0.04fc/fybd	4.55	cm2			
Acero (As def) max(As1,As2,Asmin)=		10.83	cm2	No. Barras	DIAMETRO ACERO A TRACCION
				(cm2)	12 mm 16 mm 20 mm 25 mm
					9 6 4 3
					11.43 11.88 11.4 15.24
2.- DISENO ACERO A CORTANTE:					
		ACI. 16.5.5.2	DIAMETRO ACERO CORTANTE		
			Numero de ramas= 2		
Estribos Ah1=	3.95	cm2	0.5(As def-An)	10 mm	12 mm 16 mm
Estribos Ah2=	3.95	cm2	Avf/3	3	2 1
				No.filas	9 13 26
				sep(cm)	4.26 5.08 3.96
				(cm2)	
Ah def (max Ah1,Ah2)=		3.95	cm2		
Distribuir estribos en 2/3 de la altura útil.					

C.2. Prelasa autoportante

C.2.1. Cargas y esfuerzos

La siguiente tabla muestra las cargas que se asignan para cada una de las fases en el diseño de prelosa $h=30$ cm.

Tabla C. 2 Cargas Aplicadas en prelosa autoportante

Fase	Tipo de Carga	Detalle	Carga kN/m
Fase 1	Carga Muerta CM	Peso propio (Viga Sección T invertida)	2.31
		Losa de 5cm	1.18
	Carga Viva CV	Sobrecarga Constructiva	0.98
Fase 2	Carga Muerta CM	Carga de acabados	0.98
		Tabiquería	0.78
	Carga Viva CV	Sobrecarga de diseño restante	0.98

Tabla C. 3. Leyes de Esfuerzos Combinación Diseño de estado ultimo (1.4*CM+1.7*CV)

Fase	Fase 1	Fase 2
Esfuerzo Cortante(kN)		
Momentos Flectores (kN.m)		

Estados Limites de Servicio (1.0WD+1.0WL) Fase 1

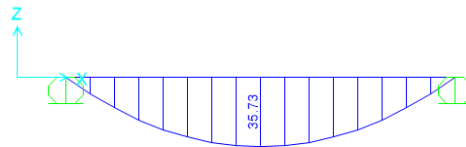


Figura C. 5. Disposición momentos flectores (kN.m) Fase 1. Combinación (1.0*WD+1.0*WL)

C.2.2. Propiedades Geométricas Fase 1

$$A := 0.098 \text{ m}^2, \quad I := 49583 \text{ cm}^4, \quad f'_c := 28 \text{ MPa}, \quad h := 0.25 \text{ m}, \quad v := 0.171 \text{ m}, \quad v' := -h + v = -0.079 \text{ m}, \\ r := 0.03 \text{ m}$$

- Dimensionamiento de Pretensado

$$ep := v' + r = -0.049 \text{ m}, \quad n := 2, \quad A_c := 98.7 \text{ mm}^2, \quad A_p := n \cdot A_c = 1.974 \text{ cm}^2, \quad f_{pu} := 1860 \text{ MPa}, \\ \sigma_p := 0.80 \cdot f_{pu} = 1488 \text{ MPa}, \quad P_0 := A_p \cdot \sigma_p = 293.731 \text{ kN}, \quad \Delta P := 0.20 \cdot P_0 = 58.746 \text{ kN}, \\ P_T := P_0 - \Delta P = 234.985 \text{ kN}, \quad f_{ct} := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} = 3.281 \text{ MPa}, \quad M_s := 35.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$-\frac{M \cdot v'}{I_c} \leq \frac{P_T}{A_c} + \frac{P_T \cdot e \cdot v'}{I_c} + f_{ct}$$

$$5.693 \text{ MPa} \leq 7.513 \text{ MPa} : \text{Con dos cables de 0.5'' cumple.}$$

C.2.3. Diseño a Flexión de Fase 1

El postensado se ha diseñado para verificar los estados límites de fisuración; sin embargo, deberá comprobarse que se cumplen también los ELU (De acuerdo a EHE-08). La sección más desfavorable es la central $x=L/2$.

$$M_{ud} := 4.91 \text{ tonnef} \cdot \text{m}, \quad b := 0.20 \text{ m}, \quad f_{pyd} := 1860 \cdot 0.80 \text{ MPa} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$y_m := \frac{A_p \cdot f_{pyd}}{f_c \cdot b} = 52.452 \text{ mm}, \quad x_m := \frac{y_m}{0.8} = 65.565 \text{ mm}, \quad dp := h - 4 \text{ cm} = 0.21 \text{ m}$$

Equilibrio de Momentos Mu y Md

$$Mu := Ap \cdot fpyd \cdot \left(dp - \frac{ym}{2} \right) = 53.98 \text{ m} \cdot \text{kN}, \quad Md := 52.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se consideran las dos barras de 3/8", por izaje de estribo de refuerzo base pasivo:

$$rec := 3 \text{ cm}, \quad ds := h - rec = 0.22 \text{ m}, \quad Up := Ap \cdot fpyd = (2.937 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$As := 2 \cdot \frac{(9.53 \text{ mm})^2}{4} \cdot \pi = 142.661 \text{ mm}^2, \quad Usmec := As \cdot fy = 59.918 \text{ kN}, \quad ym1 := \frac{Usmec + Up}{fc \cdot b} = 63.152 \text{ mm}$$

$$Md2 := fc \cdot b \cdot ym1 \cdot \left(dp - \frac{ym1}{2} \right) + Usmec \cdot (ds - dp) = 63.699 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

C.2.4. Diseño a flexión de Fase 2

Se revisa negativo solo con s/c y la carga permanente no puesta en la fase 1.

$$\begin{aligned} b &:= 0.2 \text{ m} & h2 &:= 30 \text{ cm} & rec2 &:= 2.5 \text{ cm} \\ d2 &:= h2 - rec2 = 0.275 \text{ m} \\ As2 &:= (2 \cdot 0.50 + 0.71 + 1.29) \text{ cm}^2 = 3 \text{ cm}^2 & fy &:= 420 \text{ MPa} \\ \rho &:= \frac{As2}{b \cdot d2} = 0.005 & w &:= \rho \cdot \frac{fy}{fc} = 0.082 \\ \phi Mn &:= 0.9 \cdot fc \cdot b \cdot d2^2 \cdot w \cdot (1 - 0.9 w) = 28.889 \text{ m} \cdot \text{kN} \\ Mu2 &:= 28.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

C.2.5. Acero por retracción:

$$b1 := 1.00 \text{ m}, \quad fy2 := 500 \text{ MPa}, \quad t := 0.06 \text{ m}$$

$$As2 := 0.0018 \cdot \frac{420 \text{ MPa}}{fy2} \cdot b1 \cdot t = 0.907 \text{ cm}^2$$

$$7 \cdot (0.5 \cdot \text{cm})^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1.374 \text{ cm}^2$$

C.2.6. Diseño a Cortante

Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del hormigón de peso liviano, relativa a los hormigones de peso normal de igual resistencia a la compresión $\lambda := 1$

Factor de reducción por corte: $\phi_v := 0.75$

Considerando el cortante último de la fase 2 $Vu2 := 52.2 \text{ kN}$

Recubrimiento $rec := 3 \text{ cm}$

$$h2 := 0.30 \text{ m}, \quad b = 0.2 \text{ m}$$

Canto efectivo $d2 := h2 - rec = 0.27 \text{ m}$

$$\text{Resistencia al cortante del hormigón } \phi V_{c2} := 0.17 \cdot \phi_v \cdot \lambda \cdot \sqrt{fc \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d2 = 36.432 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante del acero: No se considera el efecto del pretensado de manera conservadora.

Separación entre estribos $s := 15 \text{ cm}$

Número de ramas $nr := 2$

Diámetro de barra de refuerzo: $\phi_r := 5 \text{ mm}$

$$A_v := \phi_s^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot n r = 0.393 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo cortante

$$\phi V_{s2} := \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d2}{s} = 22.266 \text{ kN}$$

Resistencia Nominal:

$$\phi V_{n2} := \phi V_{c2} + \phi V_{s2} = 58.698 \text{ kN}$$

Resistencia Ultima al cortante

$$V_{u2} := 51.97 \text{ kN} \quad r := \frac{V_{u2}}{\phi V_{n2}} = 0.885$$

C.2.7. Control de Deflexiones en Secuencia Constructiva

- Deflexiones Instantáneas fase 1

Longitud prelosa máxima: $l_1 := 8 \text{ m}$

$$\text{Máxima deflex: } \frac{l_1}{480} = 16.667 \text{ mm}$$

$$\text{Inercia Fase 1: } I_1 := I_c = (4.958 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$\text{Módulo de Elasticidad: } E_c := 4700 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = (2.487 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

a. Fase 1: Peso propio

$$W_{pp} := 2.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \quad \delta_1 := \frac{5 \cdot l_1^4 \cdot (W_{pp})}{384 E_c \cdot I_1} = 9.991 \text{ mm}$$

b. Fase 1: Carga muerta.

$$\delta_2 := \frac{5 \cdot l_1^4 \cdot (W_{p1})}{384 E_c \cdot I_1} = 5.091 \text{ mm}, \quad W_{p1} := 1.1772 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

c. Fase 1: Postensado

$$P_T = 234.985 \text{ kN}, \quad ep = -0.048 \text{ m}$$

$$\delta_3 := \frac{P_T \cdot ep \cdot l_1^2}{8 E_c \cdot I_1} = -7.389 \text{ mm}$$

$$\text{Deflexión fase 1 } \delta_{t1} := \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 7.693 \text{ mm}$$

$$\frac{l_1}{\delta_{t1}} = 1.04 \cdot 10^3$$

- Deflexiones Instantáneas fase 2

$$\text{Inercia Fase 2: } I_2 := 1.785 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

a. Fase 2: peso propio*

$$W_{pp2} := 1.961 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \quad \delta_{0d} := 1.007 \text{ mm}$$

b. Fase 2: Carga muerta – Tabiquería*

$$W_{p2} := 1.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \quad \delta_{1d} := 1.122 \text{ mm}$$

c. Fase 2: Carga viva s/c restante *

$$W_v := 1.961 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \quad \delta_{2d} := 1.98 \text{ mm}$$

d. Fase 2: postensado (en tramo más largo)

$$P_T = 234.985 \text{ kN}$$

$$ep1 := -14.48 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = -11.48 \text{ cm}$$

$$\delta_{3d} := \frac{P_T \cdot ep1 \cdot l_1^2}{8 E_c \cdot I_2} = -4.861 \text{ mm}$$

* : Calculados de la viga continua (modelo SAP)

Deflexión fase 2:

$$\delta_{t2} := \delta_{0d} + \delta_{1d} + \delta_{2d} + \delta_{3d} = -0.752 \text{ mm}$$

- Deflexiones diferidas

Factor dependiente del tiempo $\xi := 2$

Cuantía negativa: $\rho' := 0$

Factor: $\lambda_{\Delta} := \frac{\xi}{1 + \rho'} = 2$

Tabla C. 4 Deflexión diferida (mm) en prelosa autoportante

Carga	Deflexión diferida (mm)
Peso propio	2.014
Carga muerta	2.244
Carga viva	3.960
Postensado diferida	-9.723
Total	0.509

Deflexiones Totales :

$$\delta_T := \delta_{t1} + \delta_{t2} + \delta_{dif} = 7.45 \text{ mm}, \quad \frac{l_1}{\delta_T} = 1.074 \cdot 10^3$$

C.3. Vigas semiprefabricadas

De la planta típica de losas de entrepiso, se seleccionan las vigas semiprefabricadas de V35×80, siendo la más solicitada la viga del eje B y que se encuentra entre los ejes 1 y 2. El diseño estructural de la viga del eje C correspondiente a dos etapas de construcción. Es decir, cuando tiene un peralte inicial de 50 cm y cuando está completa de 80 cm de peralte. Con una longitud: 7.925m (Tomada de eje de apoyo en ménsula), ancho tributario efectivo 7.2m. Se muestra el trazo y fuerza de Postensado

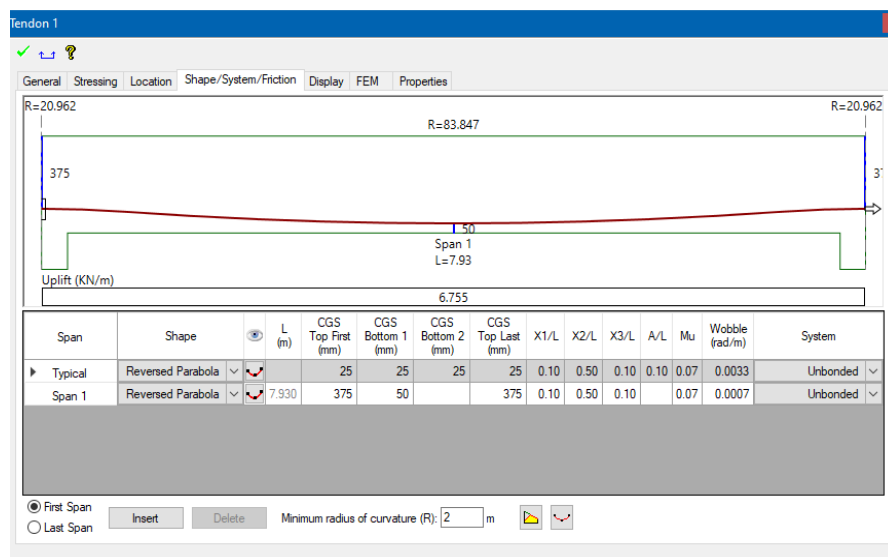


Figura C. 6. Definición de fuerza de postensado. ADAPT Builder 2015

Se puede denominar fase 0, a la situación vacío de esta viga un numero de 6 cables en este caso, con un porcentaje de pérdidas del 20% se tiene una carga de postensado de 704.955kN.

$$\begin{aligned}
 n &:= 6 \\
 A_c &:= 98.7 \text{ mm}^2 \\
 A_p &:= n \cdot A_c = 5.922 \text{ cm}^2 \\
 f_{pu} &:= 1860 \text{ MPa} \\
 \sigma_p &:= 0.80 \cdot f_{pu} = 1488 \text{ MPa} \\
 P_0 &:= A_p \cdot \sigma_p = 881.194 \text{ kN} \\
 \Delta P &:= 0.20 \cdot P_0 = 176.239 \text{ kN} \\
 P_T &:= P_0 - \Delta P = 704.955 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

C.3.1. Geometría y Propiedades

- Sección Rectangular: Viga 35cmx50cm Fase 1
- Sección Rectangular: Viga 35cmx80cm Fase 2
- Propiedades de Hormigón: f'_c : 35 MPa
- Propiedades de acero pasivo: 420MPa
- Propiedades de acero activo f_{pu} : 1860 MPa

C.3.2. Análisis de Cargas y Esfuerzos Fase 1

Tabla C. 5 Solicitaciones vigas fase 1

Fase	Tipo de Carga	Detalle	Carga kN/m
Fase 1	Carga Muerta CM	Peso propio de viga	6.70
		Peso de dos prelosas	23.44
	Carga Viva CV	Sobrecarga Constructiva	7.06

Los diagramas de esfuerzos de momentos últimos (kN.m) y esfuerzos cortantes (kN) para la combinación 1.2CM+1.2CV+T, son los siguientes empleando ADAPT Builder:

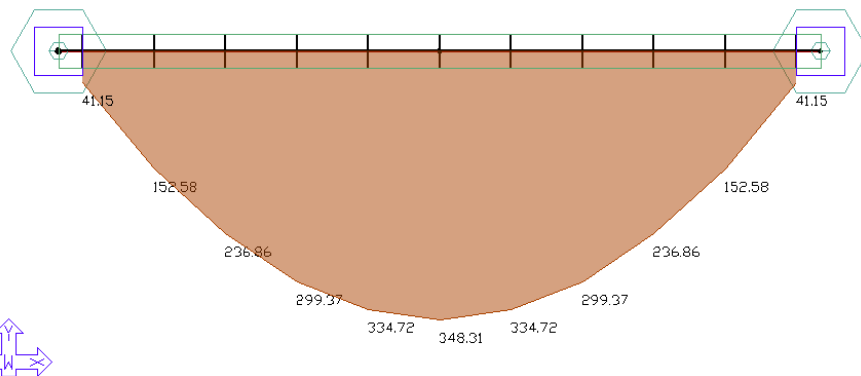


Figura C. 7. Momentos de la combinación: 1.2CM+1.2CV+T (kN.m)

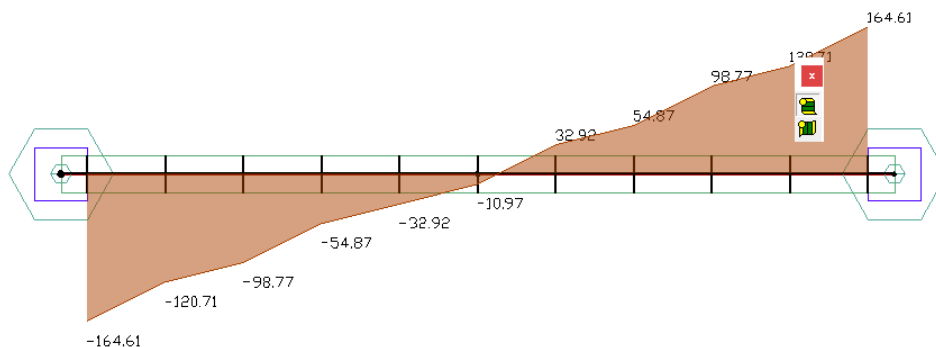


Figura C. 8. Cortantes de la combinación: 1.2CM+1.2CV+T (kN)

C.3.3. Verificación de tensiones postensado

Fase 0: En condición inicial, tracciones en la parte superior y compresiones en la parte inferior

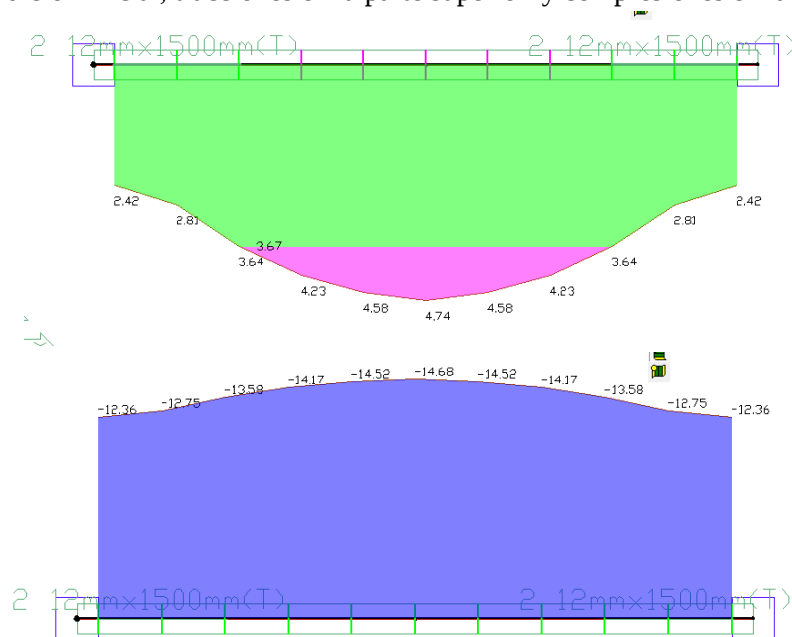


Figura C. 9 Verificación de tensiones en viga principal fase 1

Usando ADAPT Builder 2015, se verifica el siguiente refuerzo:

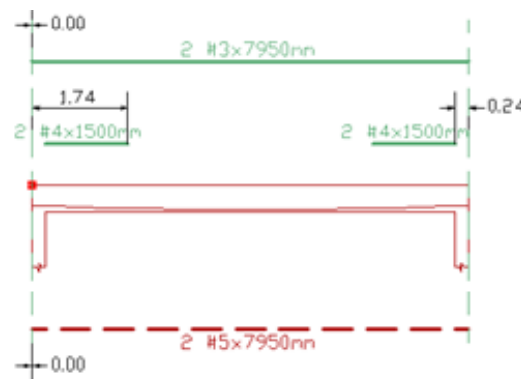


Figura C. 10 Esquema de refuerzo longitudinal activo y pasivo de fase 1

Mientras que, para el estado de servicio de fase 1 con momento de Servicio: 291.83kN.m (Figura C.11), verificamos las tensiones con las expresiones siguientes:

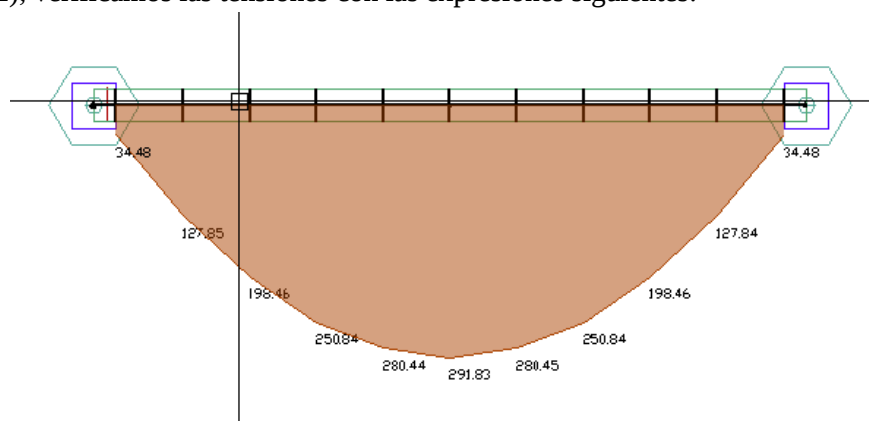


Figura C. 11. Momentos de servicio fase 1 (kN.m)

Dimensionado de acero activo y tensiones

Dimensionamiento de Pretensado y tensiones
Fase 1

$A := 0.35 \cdot 0.50 \text{ m}^2$
 $I := 35 \cdot \frac{50^3}{12} \text{ cm}^4$
 $f'_c := 35 \text{ MPa}$
 $h := 0.50 \text{ m}$
 $v := 0.25 \text{ m}$
 $v' := -h + v = -0.25 \text{ m}$
 $r := 0.03 \text{ m}$
 $ep := v' + r = -0.22 \text{ m}$

$n := 6$
 $A_c := 98.7 \text{ mm}^2$
 $A_p := n \cdot A_c = 5.922 \text{ cm}^2$
 $f_{pu} := 1860 \text{ MPa}$
 $\sigma_p := 0.80 \cdot f_{pu} = 1488 \text{ MPa}$
 $P_0 := A_p \cdot \sigma_p = 881.194 \text{ kN}$
 $\Delta P := 0.20 \cdot P_0 = 176.239 \text{ kN}$
 $P_T := P_0 - \Delta P = 704.955 \text{ kN}$

$\frac{P_T}{A} = 4.028 \text{ (MPa)}$
 $\frac{P_T}{I} \cdot ep \cdot v' = 10.635 \text{ (MPa)}$
 $f_{ct} := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 3.668 \text{ MPa}$

$Ms := 291 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $c1 := Ms \cdot \frac{v'}{I} = -19.954 \text{ MPa}$

Suma: $\frac{P_T}{A} + \frac{P_T}{I} \cdot ep \cdot v' + f_{ct} = 18.331 \text{ MPa}$

18.331MPa < 19.95MPa (Ligera diferencia, se usan 6 cables por ser la viga más solicitada)

C.3.4. Armados propuestos Fase 1

a. Armado Longitudinal:

- Acero Base Superior: 2φ3/8" + 2 φ1/2"
- Acero Base Inferior : 2φ5/8" + 6φ0.5"(acero activo- inc. pérdidas)

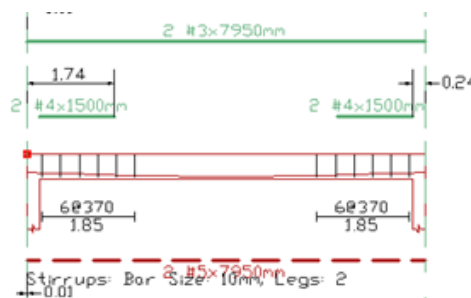


Figura C. 12. Disposición de armado en la fase 1 con combinación 1.2CM+1.2CV+T

b. Refuerzo Transversal

Resistencia al cortante del concreto	
ACI 318 - 1922.5.5.1 (a)	$\phi V_c := 0.17 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 140.627 \text{ kN}$
Resistencia al cortante del acero	
No se considera el efecto del pretensado	
Separación entre estribos	$s := 12 \text{ cm}$
Número de ramas	$nr := 2$
Diámetro de barra de refuerzo:	$\phi_r := \frac{3}{8} \text{ in}$
Área de refuerzo cortante	$A_v := \phi_r^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot nr = 1.425 \text{ cm}^2$
	$\phi V_s := \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} = 199.267 \text{ kN}$
Resistencia Nominal	$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 339.893 \text{ kN}$
Resistencia Ultima al cortante	$V_u := 164.61 \text{ kN}$
Ratio	$r := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.484$

C.3.4. Cargas y Esfuerzos Fase 2

a. Cargas

Tabla C. 6 Cargas en viga, fase 2

Fase	Tipo de Carga	Detalle	Carga kN/m
Fase 2	Carga Muerta CM	Peso de muro	7.67
		Carga permanente en prelosas	12.71
	Carga Viva CV	Sobrecarga restante	7.06

b. Esfuerzos Últimos

Con estas cargas y con la sección de 35x80, se tienen los siguientes esfuerzos últimos:

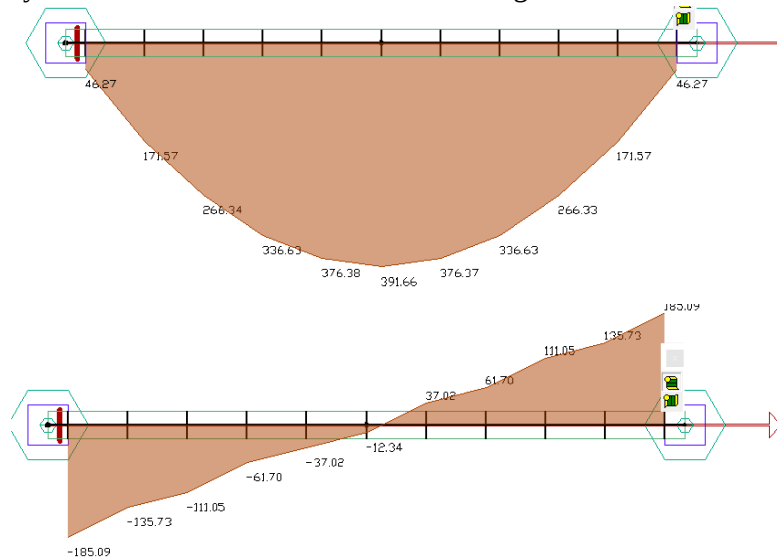


Figura C. 13. Momentos (kN.m) y Cortante (kN) de fase 2

C.3.5. Verificación De Refuerzo Inferior, Fase 1 + Fase 2: Rotura

En este apartado verificamos el acero de la sección 35x80, con todas las cargas permanentes, peso propio y la carga viva. Verificando de esta manera que el acero colocado en la parte inferior de la fase 1, cubre todas las solicitaciones impuestas.

Tabla C. 7 Cargas Fase 1 + Fase 2

Tipo de Carga	Detalle	Carga kN/m
Carga Muerta CM	Peso propio de viga	6.59
	Peso permanente	43.85
Carga Viva CV	Sobrecarga	14.13

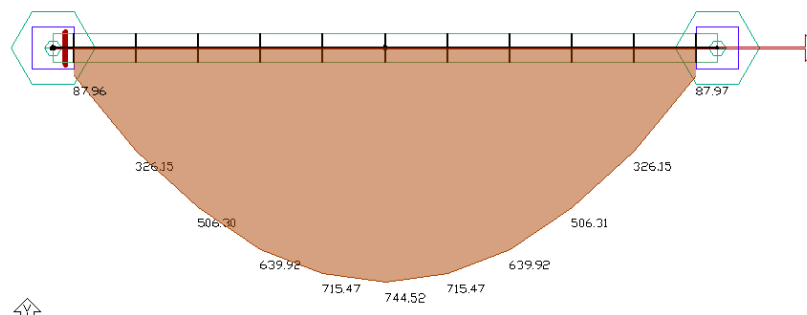


Figura C. 14. Momentos de diseño 1.4CM+1.7CV (Cargas de fase 1 + fase 2)

Se requieren 3 barras de 16mm (5/8") de refuerzo en la zona inferior como se muestra en la figura siguiente. Se colocará 2 barras de 5/8" corridas en la parte inferior por acero mínimo y 3 refuerzos de 5/8" en el centro. En la parte superior se colocará 2 barras 3/8". A su vez, los estribos dispuestos para la segunda fase pueden ir mas separados, a 24cm, con la siguiente distribución de esfuerzo cortante:

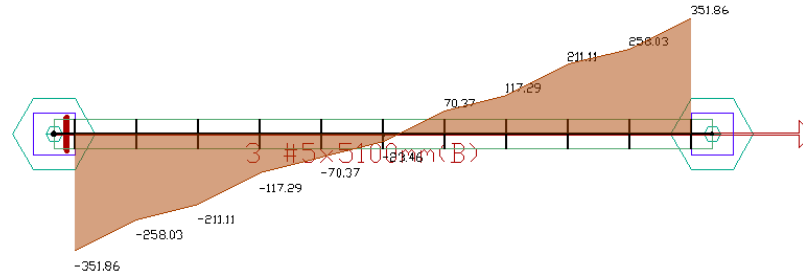


Figura C. 15. Cortantes de diseño $1.4CM+1.7CV$ (Cargas de fase 1 + fase 2)

Resistencia al cortante del concreto	
ACI 318 - 1922.5.5.1 (a)	$\phi V_c = 0.17 \cdot \phi_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot MPa \cdot b \cdot d = 230.388 \text{ kN}$
Resistencia al cortante del acero	
No se considera el efecto del pretensado	
Separación entre estribos	$s = 24 \text{ cm}$
Número de ramas	$nr = 2$
Diámetro de barra de refuerzo:	$\phi_r = \frac{3}{8} \text{ in}$
Área de refuerzo cortante	$A_v = \phi_r^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot nr = 1.425 \text{ cm}^2$
	$\phi V_s = \phi_c \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} = 163.229 \text{ kN}$
Resistencia Nominal	$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 393.618 \text{ kN}$
Resistencia Ultima al cortante	$V_u = 351.86 \text{ kN}$
Ratio	$r = \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.894$

C.3.6. Evolución constructiva de deflexiones, flechas diferidas y Flecha total

a. Flechas verticales instantáneas (mm)

Tabla C. 8 Flechas verticales instantáneas por fases

Fase 0		Fase 1		Fase 2	
Peso propio 35x50	2.35	Carga Muerta	14.64	Carga Muerta 180kg/m	2.86
Fuerza Postensado sin pérdidas	-13.89	Carga Viva	4.02	Carga Viva 100kg/m	0.99
FASE 0: Contraflecha	-11.54	Flecha fase1	18.66	Flecha fase2	3.37

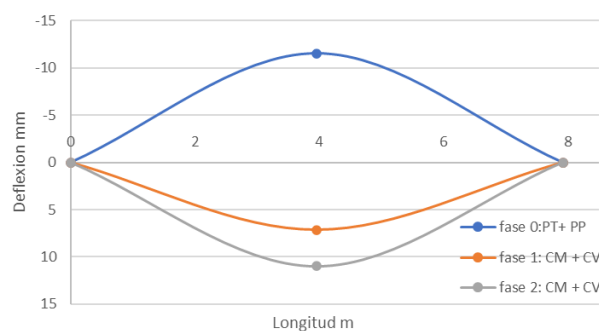


Figura C. 16. Evolución de deflexión vertical por fases constructivas

b. Flechas verticales diferidas y total(mm)

Corresponden a las provocadas flechas verticales por producidas peso propio (sección 30x80), cargas permanentes y cargas vivas (100%) en su estado ya operativo.

Tabla C.8. Flechas diferidas

Carga	mm
Peso propio	0.819
Carga muerta: prelosa, tabiquería	5.449
Carga viva	1.815
Fuerza de postensado	-4.19
Flecha diferida	3.893

$$\lambda_{\Delta} := \frac{\xi}{1 + \rho'} = 2$$

Factor:

$$\delta_{dif} := \delta_t \cdot \lambda_{\Delta} = 7.786 \text{ mm}$$

$$\delta_{inst} := 10.97 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha total: } \delta_T := \delta_{inst} + \delta_{dif} = 18.756 \text{ mm},$$

$$\text{Deflexión máxima: } \delta_{max} := \frac{l_1}{500} = 15.87 \text{ mm}$$

Colocando una contra flecha al centro de 10mm

$$\delta_{final} := \delta_T - 10 \text{ mm} = 8.756 \text{ mm}$$

ANEJO D: Resultados ADNL – Edificio convencional

D.1. Desplazamientos de entrepiso (m)

Tabla D. 1 Desplazamientos máximos de entrepiso por cada señal, edificio aporticado

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.066	0.090	0.087	0.082	0.079	0.093	0.070	0.073	0.081	0.073	0.079
	4	0.058	0.079	0.081	0.074	0.069	0.082	0.060	0.066	0.070	0.065	0.070
	3	0.046	0.063	0.069	0.060	0.054	0.063	0.046	0.054	0.051	0.051	0.056
	2	0.032	0.042	0.050	0.041	0.035	0.038	0.032	0.037	0.029	0.032	0.037
	1	0.015	0.020	0.024	0.018	0.015	0.012	0.015	0.017	0.016	0.015	0.017
Dirección Y	5	0.079	0.073	0.071	0.070	0.063	0.076	0.123	0.103	0.068	0.103	0.083
	4	0.069	0.064	0.061	0.065	0.054	0.068	0.102	0.089	0.056	0.086	0.071
	3	0.053	0.050	0.047	0.054	0.040	0.053	0.076	0.069	0.042	0.064	0.055
	2	0.033	0.031	0.028	0.037	0.025	0.033	0.047	0.045	0.026	0.038	0.034
	1	0.014	0.013	0.011	0.004	0.010	0.015	0.022	0.019	0.010	0.015	0.013

D.2. Distorsiones máximas

Tabla D. 2 Distorsiones máximos de entrepiso por cada señal, edificio aporticado

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.0031	0.0036	0.0035	0.0031	0.0035	0.0035	0.0032	0.0031	0.0032	0.0032	0.0033
	4	0.0050	0.0060	0.0053	0.0052	0.0055	0.0061	0.0051	0.0043	0.0062	0.0053	0.0054
	3	0.0062	0.0074	0.0069	0.0067	0.0067	0.0083	0.0060	0.0056	0.0074	0.0065	0.0068
	2	0.0053	0.0077	0.0084	0.0073	0.0064	0.0082	0.0056	0.0065	0.0064	0.0054	0.0067
	1	0.0046	0.0063	0.0078	0.0057	0.0044	0.0040	0.0049	0.0056	0.0050	0.0048	0.0053
Dirección Y	5	0.0040	0.0045	0.0034	0.0029	0.0034	0.0055	0.0083	0.0055	0.0042	0.0061	0.0048
	4	0.0054	0.0059	0.0049	0.0042	0.0047	0.0064	0.0093	0.0069	0.0057	0.0077	0.0061
	3	0.0066	0.0060	0.0061	0.0058	0.0049	0.0065	0.0096	0.0081	0.0060	0.0083	0.0068
	2	0.0064	0.0061	0.0058	0.0066	0.0049	0.0063	0.0087	0.0083	0.0052	0.0076	0.0066
	1	0.0044	0.0041	0.0035	0.0053	0.0033	0.0048	0.0070	0.0062	0.0032	0.0049	0.0047

D.3. Aceleraciones de diafragma (g)

Tabla D. 3 Aceleraciones máximas de diagrama por cada señal, edificio aporticado

	Nivel	acx0001	acx0002	acx0003	acx0004	acx0005	acx0006	acx0007	acx0008	acx0009	acx0010	Promedio
Dirección X	5	0.819	0.928	0.907	0.825	0.894	0.729	0.921	0.998	0.925	0.949	0.889
	4	0.549	0.614	0.575	0.541	0.608	0.639	0.619	0.605	0.617	0.651	0.602
	3	0.491	0.609	0.583	0.550	0.613	0.537	0.600	0.666	0.508	0.526	0.568
	2	0.610	0.654	0.577	0.607	0.550	0.510	0.632	0.543	0.623	0.647	0.595
	1	0.570	0.501	0.530	0.500	0.529	0.519	0.542	0.483	0.486	0.623	0.528
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.476	0.492	0.597	0.559
Dirección Y	5	0.685	0.675	0.682	0.690	0.670	0.704	0.646	0.733	0.716	0.672	0.687
	4	0.397	0.411	0.356	0.497	0.419	0.487	0.412	0.446	0.464	0.456	0.435
	3	0.436	0.472	0.506	0.498	0.457	0.417	0.473	0.492	0.430	0.457	0.464
	2	0.472	0.508	0.573	0.540	0.502	0.491	0.488	0.488	0.541	0.589	0.519
	1	0.521	0.489	0.518	0.527	0.480	0.541	0.463	0.478	0.490	0.571	0.508
	Base	0.891	0.506	0.546	0.551	0.477	0.555	0.496	0.476	0.492	0.597	0.559

D.4 Fuerzas cortantes en la base (kN)

Tabla D. 4 Cortante basal en modelo aporticado

Señal	Vx,max (kN)	Vy,max (kN)
acx0001	4,102.15	3,198.86
acx0002	4,348.63	3,530.39
acx0003	4,295.86	3,184.91
acx0004	4,108.35	3,164.87
acx0005	4,416.55	3,364.58
acx0006	4,742.11	3,261.62
acx0007	4,976.24	3,422.73
acx0008	4,238.04	3,212.59
acx0009	4,461.55	3,258.87
acx0010	4,360.98	3,469.70
Promedio	4405.05	3306.91

D.5. Coeficientes sísmicos Cs*Tabla D. 5 Coeficientes sísmicos*

Señal	Csx (-)	Csy (-)
acx0001	0.275	0.215
acx0002	0.292	0.237
acx0003	0.288	0.214
acx0004	0.276	0.212
acx0005	0.297	0.226
acx0006	0.318	0.219
acx0007	0.334	0.230
acx0008	0.285	0.216
acx0009	0.300	0.219
acx0010	0.293	0.233

ANEJO E: Planos de edificio prefabricado SLB

Plano E-1: Columnas y ménsulas

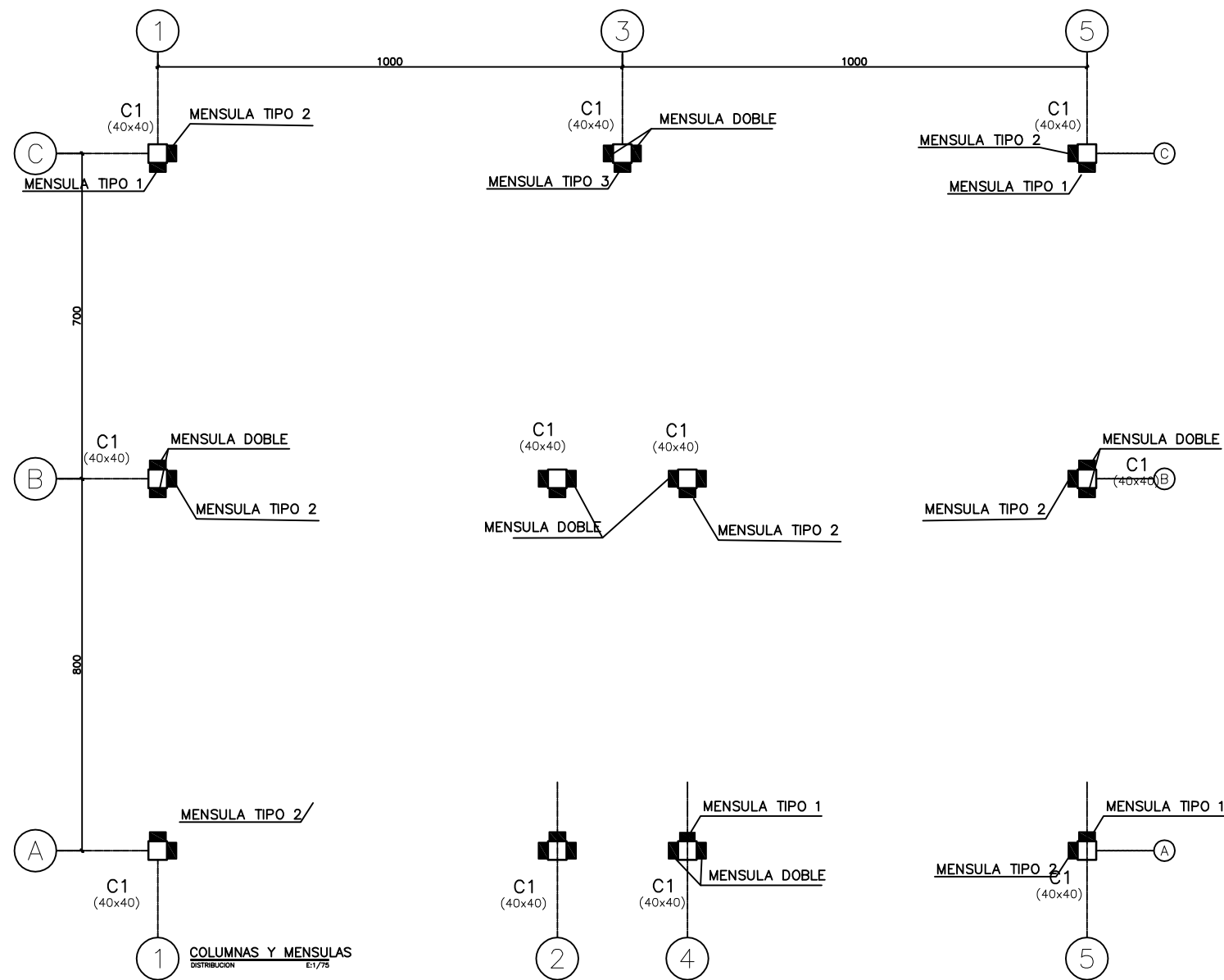
Plano E-2: Prelosa autoportante

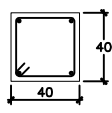
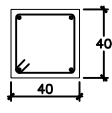
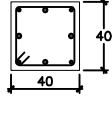
Plano E-3: Vigas semiprefabricadas. Eje A y B

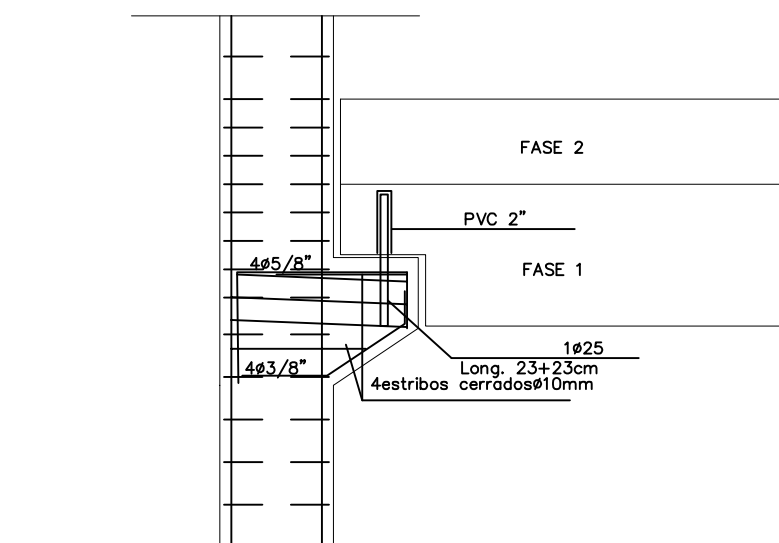
Plano E-4: Vigas semiprefabricadas. Eje C, 1, 2, 3, 4 y 5

Plano E-5: Vigas semiprefabricadas. Detalles.

Plano E-6: Muro desacoplado



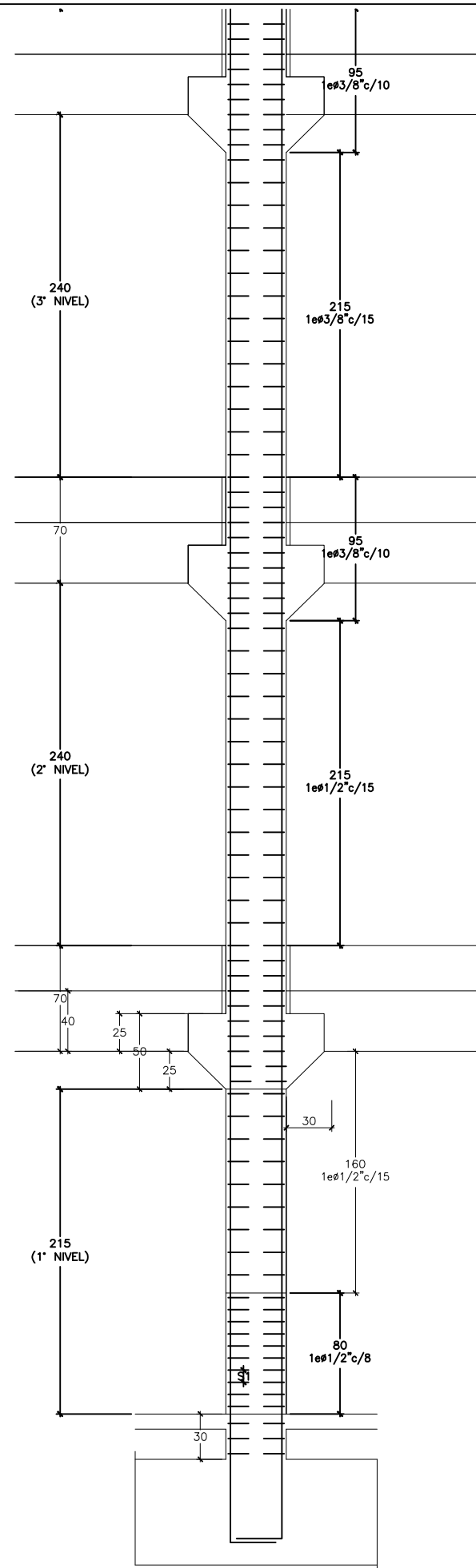
C-1	
3° AL 5° PISO	40x40 4ø3/4" (1e)ø3/8"C/10-15cm  (f'c=350kg/cm2)
2° PISO	40x40 4ø3/4" (1e)ø3/8"C/10-15cm  (f'c=350kg/cm2)
1° PISO	40x40 4ø3/4"+4ø1" (1e)ø1/2"C/8-10cm  (f'c=350kg/cm2)



MENSULA TIPO 3

ELEVACIÓN

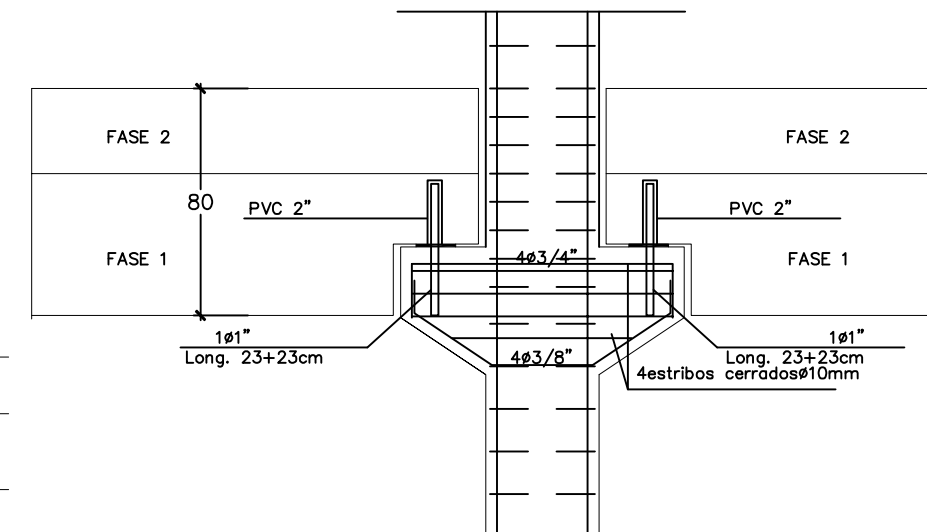
E:1/25



DETALLE DE ESTRIBADO DE COLUMNA

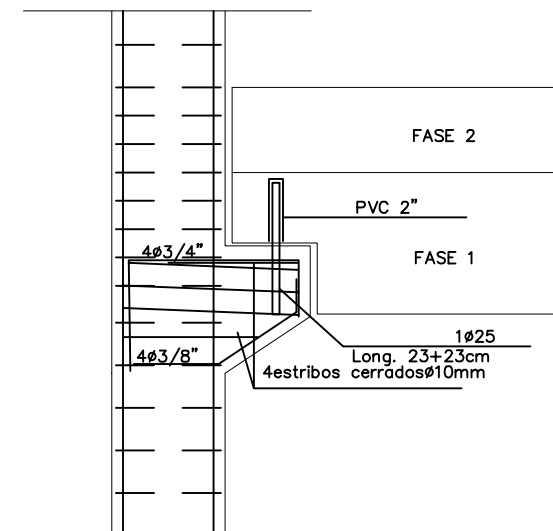
ELEVACIÓN

E:1/25



DETALLE DE MENSULA DOBLE

ELEVACIÓN



MENSULA TIPO 1 Y 2

ELEVACIÓN




Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L.

BAILÉN 718IS 4º 2ª 08009 BCN
T. +34 93 246 95 42
F. +34 93 265 66 43
E-MAIL: INFO@LUISSBOZZO.COM
WWW.LUISSBOZZO.COM



PLANO N.º E-1

ESCALA: INDICADA

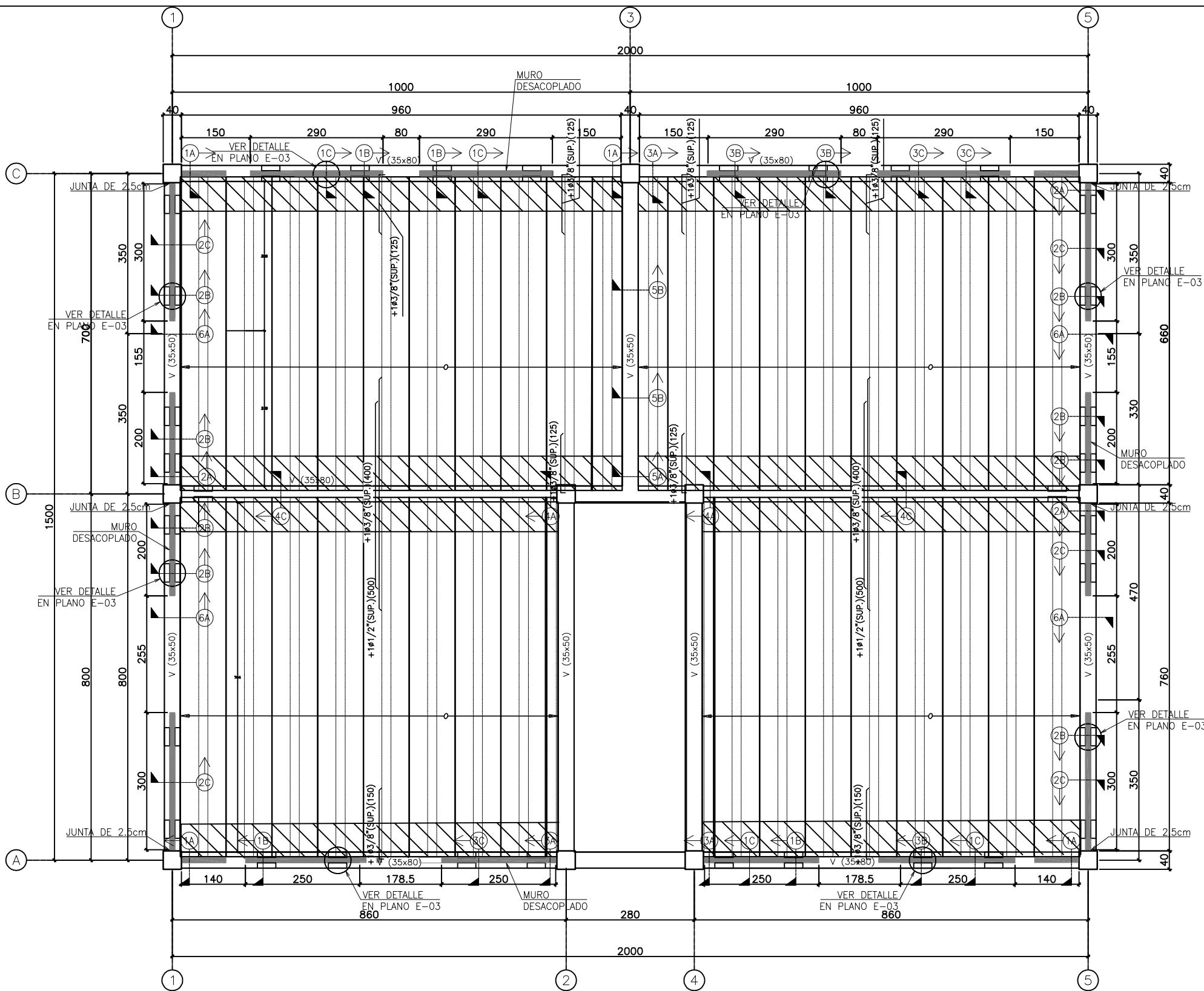
EDIFICIO PREFABRICADO SLB

COLUMNAS Y MENSULAS
DISTRIBUCIÓN Y DETALLES

RESPONSABLE:
JUNIOR RAMIREZ MACHADO

TUTORES DEL PROYECTO:
JESUS M. BAIRAN GARCIA
LUIS M. BOZZO ROTONDO

FECHA
SET-2020



PLANTA TÍPICA - 1º AL 5º PISO
E:1/50

TRABES: LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ C30
REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05

DIAMETRO (mm)	LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPE	
	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR
Ø8	35	45	45	60
Ø10	35	45	45	60
Ø12	47	61	61	80
Ø16	60	76	76	100
Ø20	70	95	95	120
Ø25	120	155	155	200
Ø32	150	200	200	251

(Distancias en cm)

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERÁ SEGÚN NORMA NTE E.060
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DEL ENCOFRADO, M DE:
B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA
C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES
EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALOBRE, AGUA DE MAR, O SALPICADURAS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CURADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05												
DIAMETRO (mm)	# VARILLA	DIAMETRO (pulg)	GANCHOS						LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPE	
			D (cm) DIAMETRO DE DOBLEZ	REFUERZO PRINCIPAL		D (cm) DIAMETRO DE DOBLEZ	ESTRIBOS Y GRAPAS		LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR
				LONGITUD REAL			LONGITUD REAL					
				90°	180°		90°	135°				
Ø10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	40	50	50	65
Ø12	4	1/2	7.6	22	20	5.1	13	15	55	70	70	90
Ø16	5	5/8	9.5	28	24	6.4	16	18	65	85	85	110
Ø20	6	3/4	11.4	33	28	11.4	33	27	80	100	100	130
Ø25	8	1	15.2	44	37	15.2	44	35	130	170	170	220
Ø32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	60	51	165	215	215	270

LONGITUD REAL

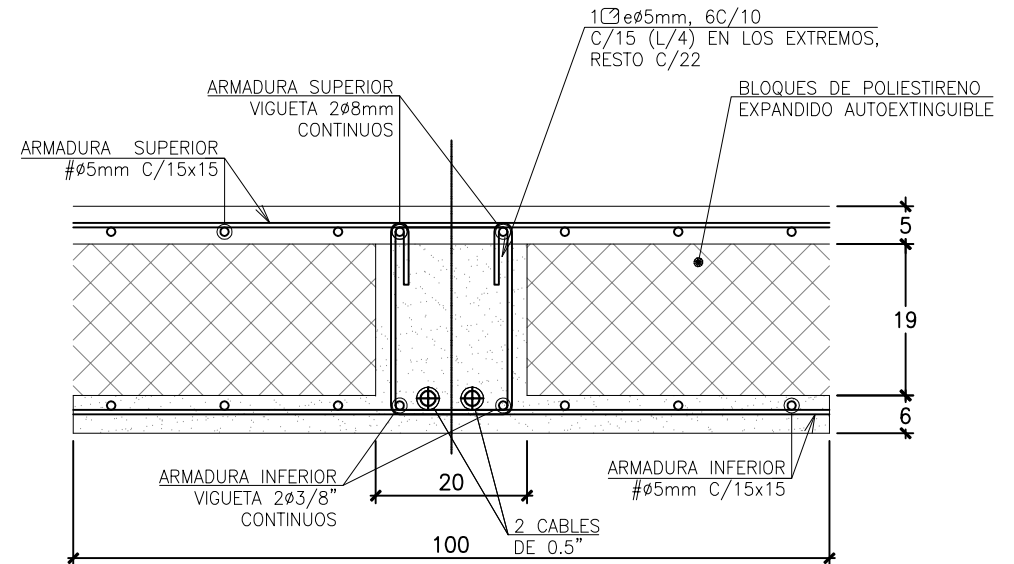
DIAMETRO DE DOBLEZ

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLEZ

DIAMETRO DE DOBLEZ

LONGITUD REAL



PRELOSA
ELEVACIÓN
E:1/10

TABLA DE GANCHOS $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-14						
DIAMETRO (mm)	# VARILLA	DIAMETRO (pulg)	GANCHOS			
			D (cm) diámetro de dobléz	REFUERZO PRINCIPAL	D (cm) diámetro de dobléz	ESTRIBOS Y GRAPAS
				LONGITUD REAL		LONGITUD REAL
Ø8	2.5	5/16	5.7	17	5.7	14
Ø10	3	3/8	5.7	17	5.7	14
Ø12	4	1/2	7.6	22	7.6	15
Ø16	5	5/8	9.5	28	9.5	18
Ø20	6	3/4	11.4	33	11.4	27
Ø25	8	1	15.2	44	15.2	35
Ø32	10	1 1/4	25.4	60	25.4	51

NOTA :

LOS MUROS DESACOPLADES SE ENCUENTRAN SEPARADOS DE LAS COLUMNAS MEDIANTE UNA JUNTA DE 2.5cm

NOTA GENERAL:

ANTES DEL VACADO DE CONCRETO SE DEBERÁ VERIFICAR LA EXISTENCIA DE PASES DE DUCTOS, INSERTOS, MALLA PUESTA A TIERRA O DE ALGÚN OTRO EMBEBIDO SEGÚN PLANOS RESPECTIVOS POR ESPECIALIDAD: MECÁNICA, ELÉCTRICA, INSTALACIONES SANITARIAS.

CONCRETO	
RESISTENCIA DEL CONCRETO:	$f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$
CONCRETO EN ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN:	$f'_c=350 \text{ Kg/cm}^2$
COLUMNAS:	$f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$
CONCRETO EN LOSAS Y VIGAS:	$f'_c=280 \text{ Kg/cm}^2$

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO
PLACAS Y LOSAS	2.0cm EN CARA SECA
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	2.5cm
	3.5cm

UPC  **Escola de Camins**
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L.

BAILÉN 718IS 4º 2ª 08009 BCN
T. +34 93 246 95 42
F. +34 93 265 66 43
E-MAIL: INFO@LUISBOZZO.COM
WWW.LUISBOZZO.COM

POSTENSA

PLANO N° E-2 ESCALA: INDICADA

EDIFICIO PREFABRICADO SLB

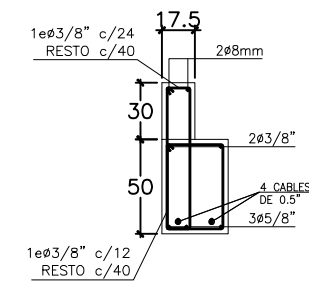
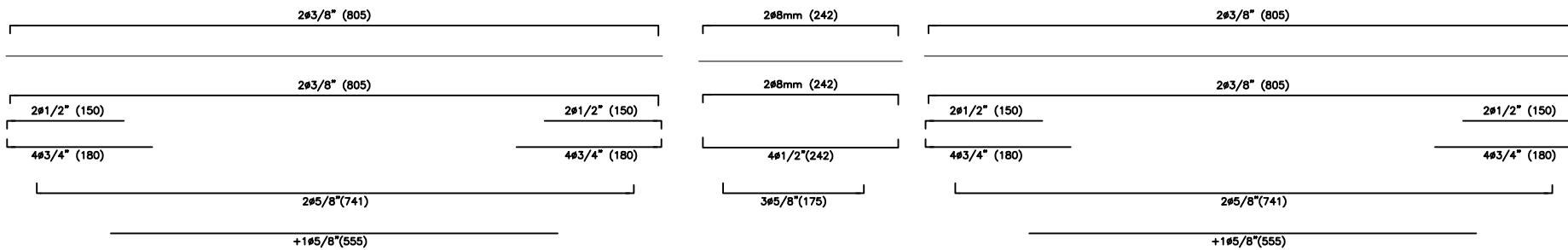
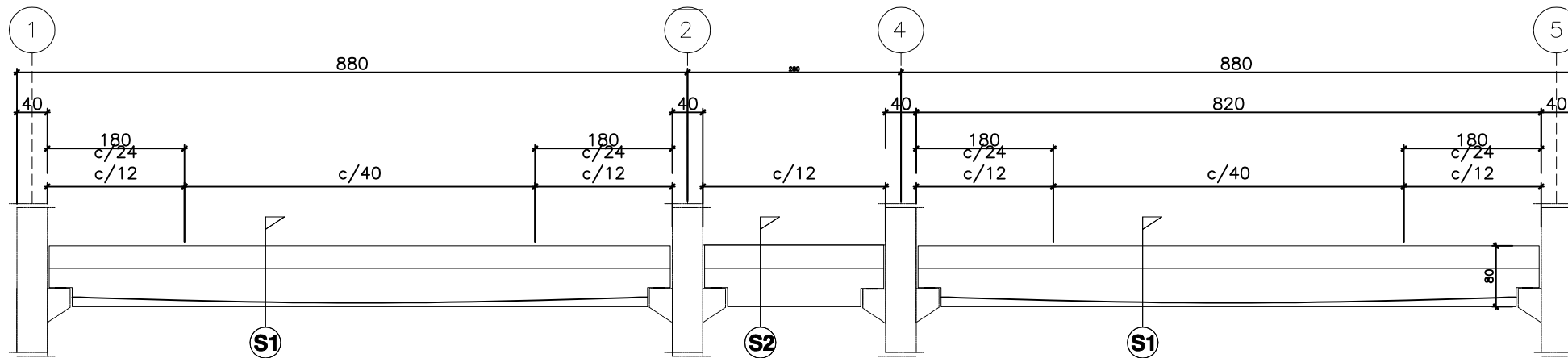
PRELOSA AUTOPORTANTE
DISTRIBUCIÓN Y DETALLES

RESPONSABLE:
JUNIOR RAMIREZ MACHADO
TUTORES DEL PROYECTO:
JESUS M. BAIRAN GARCIA
LUIS M. BOZZO ROTONDO

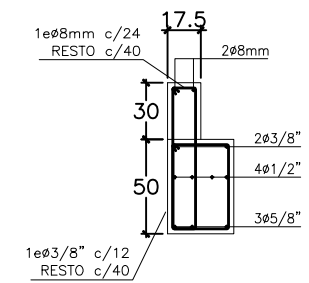
FECHA
SET-2020

EJE A (4 CABLES 0.5")

EJE A (6 CABLES 0.5")



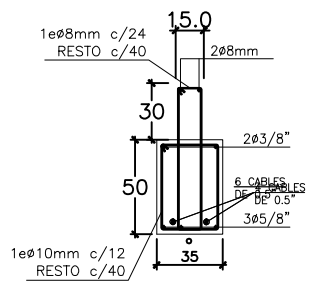
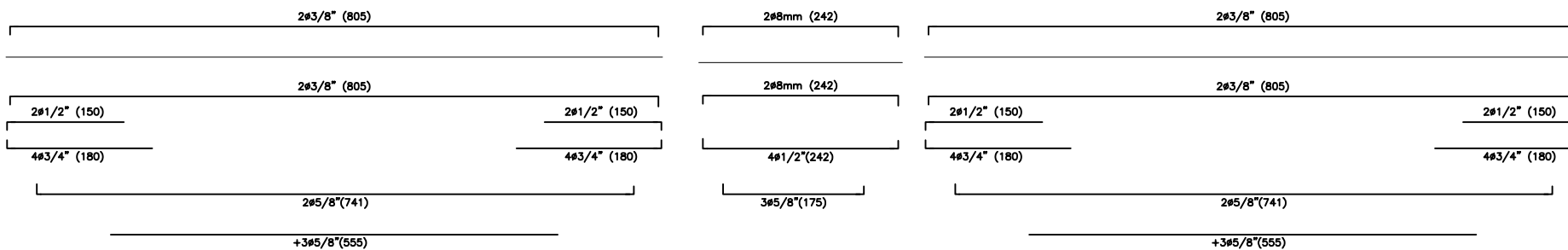
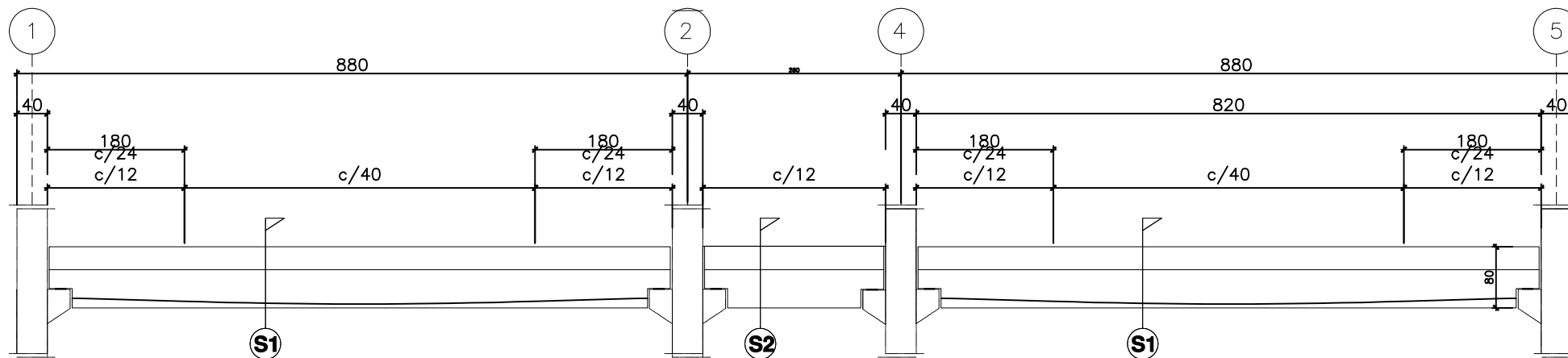
SECCIÓN S1
E:1/25



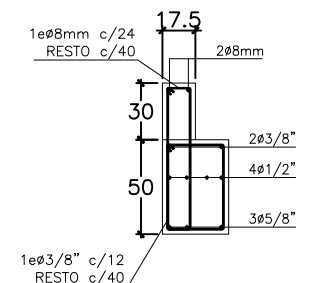
SECCIÓN S2
E:1/25

EJE B (6 CABLES 0.5")

EJE B (6 CABLES 0.5")

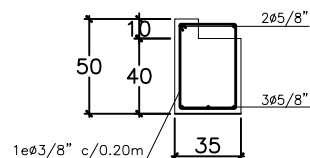
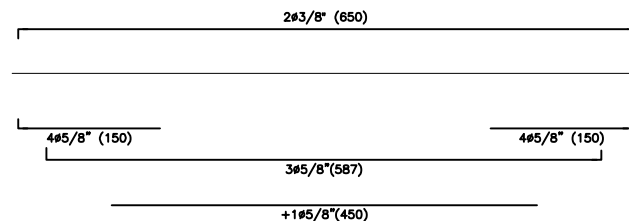
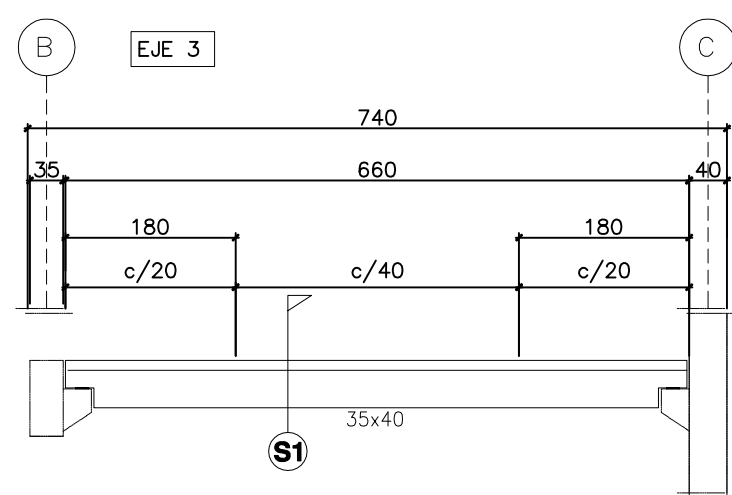
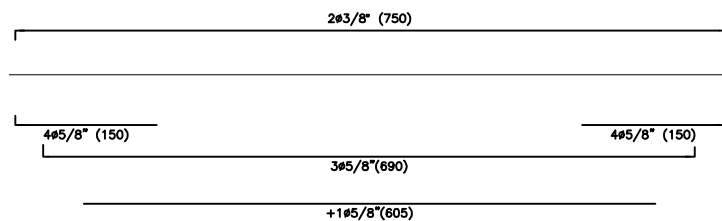
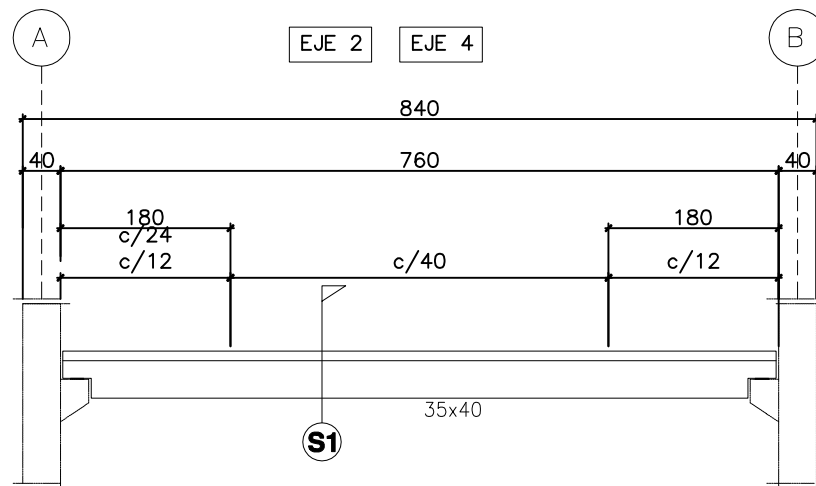
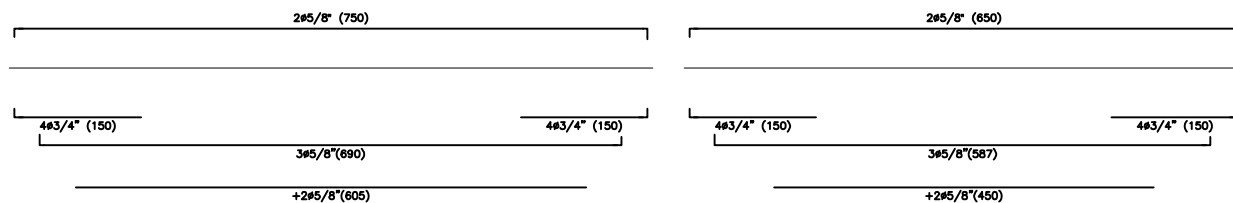
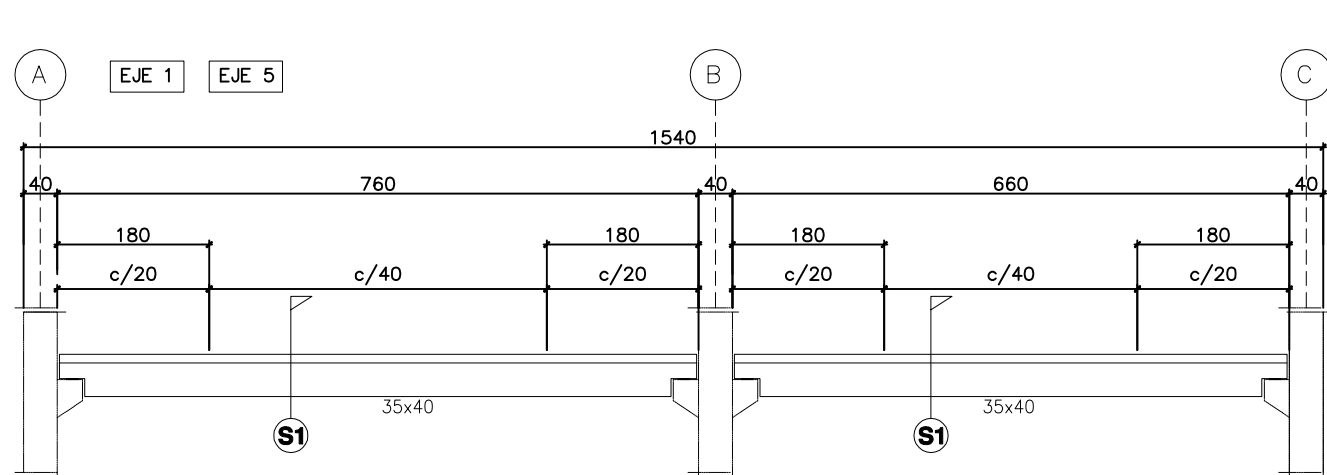
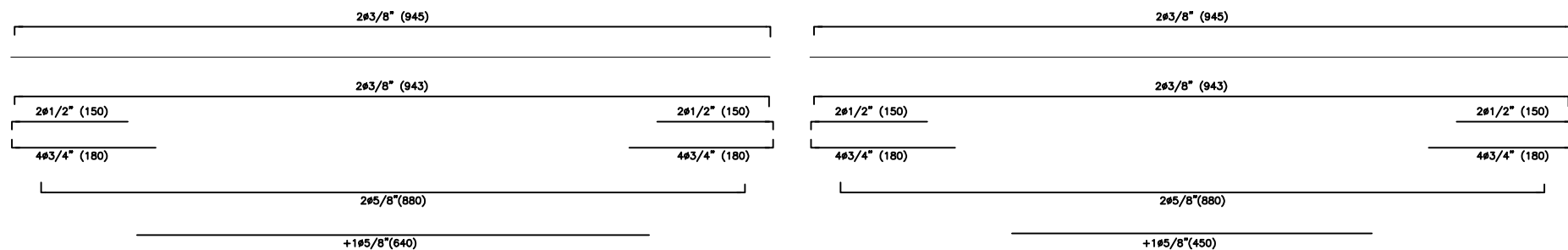
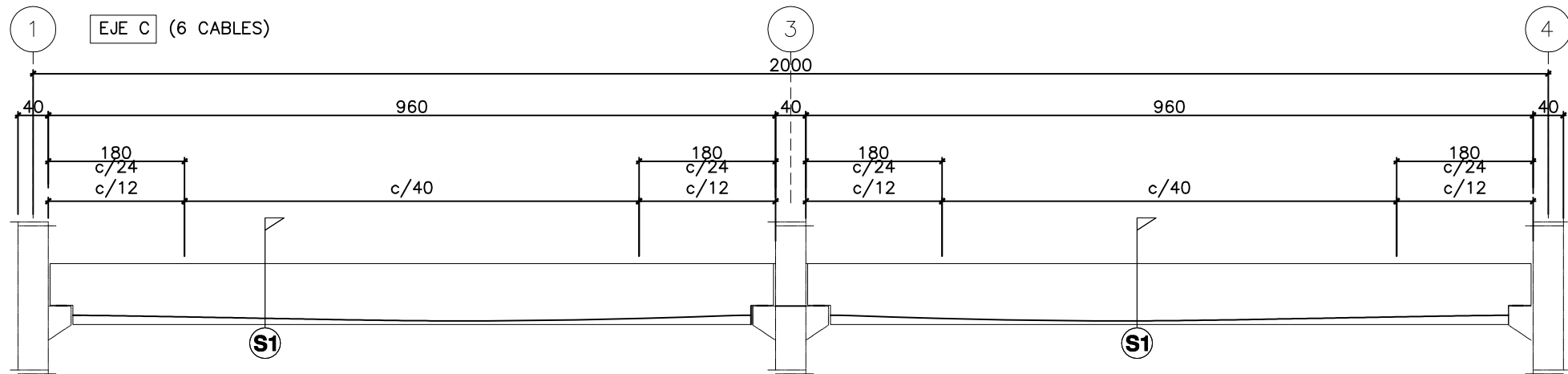


SECCIÓN S1
E:1/25

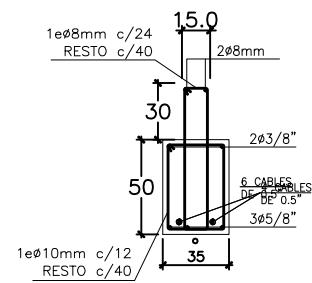


SECCIÓN S2
E:1/25

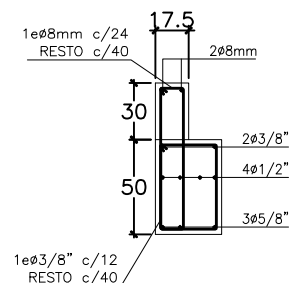
  Escola de Camins Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports UPC BARCELONATECH	EDIFICIO PREFABRICADO SLB VIGAS SEMIPREFABRICADAS EJE A – EJE B	
LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L. BAILÉN 71BIS 4º 2ª 08009 BCN T. +34 93 246 95 42 F. +34 93 265 66 43 E-MAIL: INFO@LUIBOZZO.COM WWW.LUIBOZZO.COM POSTENSA	RESPONSABLE: JUNIOR RAMIREZ MACHADO TUTORES DEL PROYECTO: JESUS M. BAIRAN GARCIA LUIS M. BOZZO ROTONDO	
PLANO N.º E-3	ESCALA: INDICADA	FECHA SET-2020



SECCIÓN S1
E:1/25

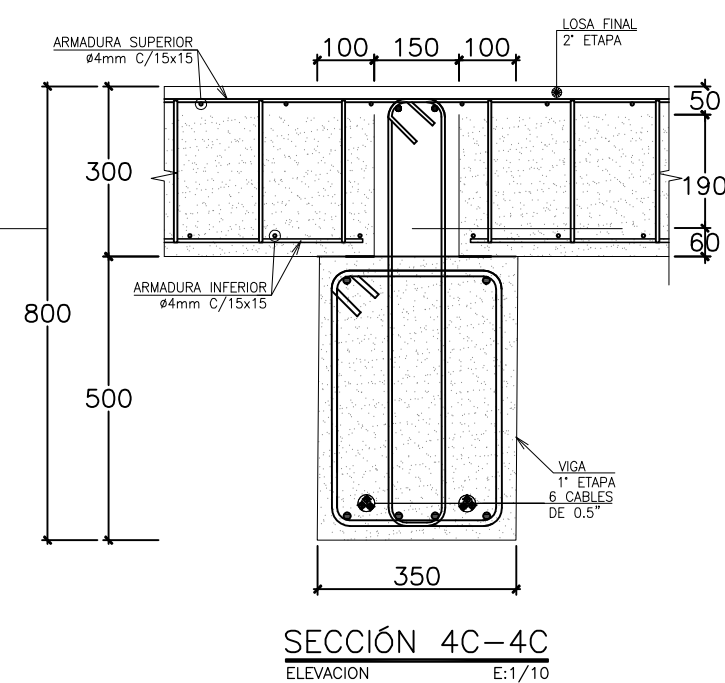
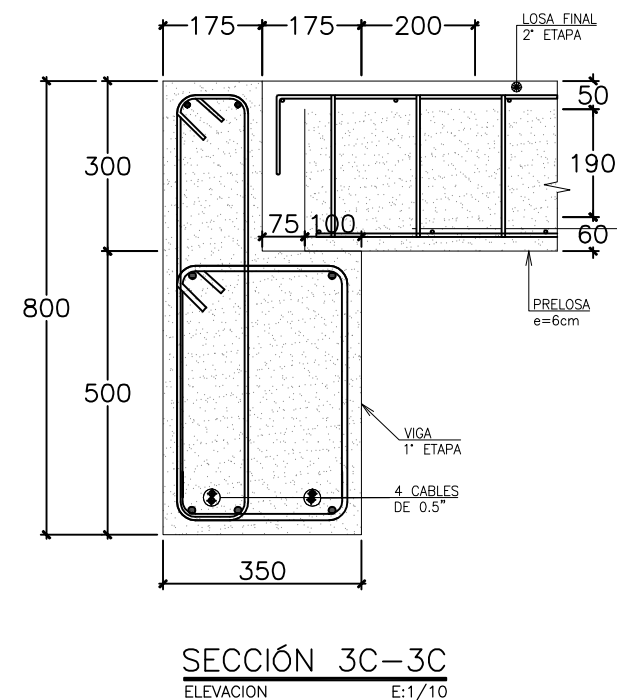
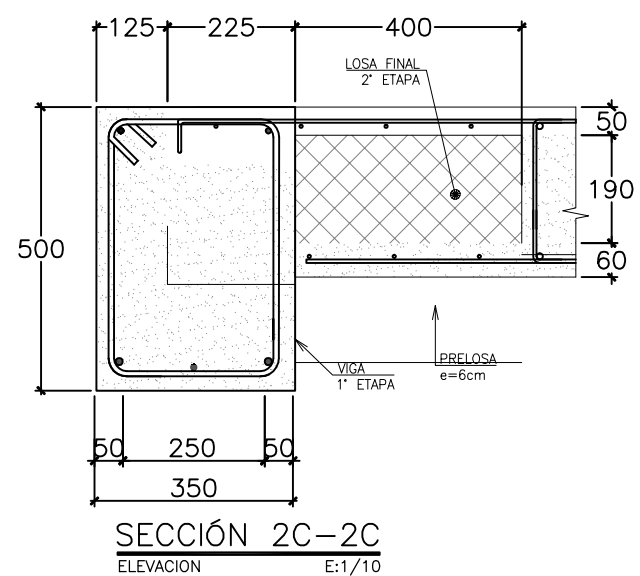
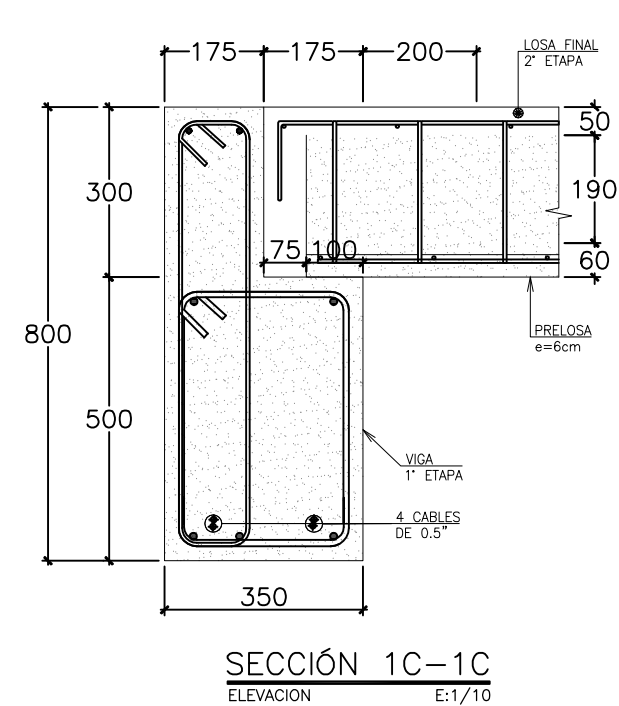
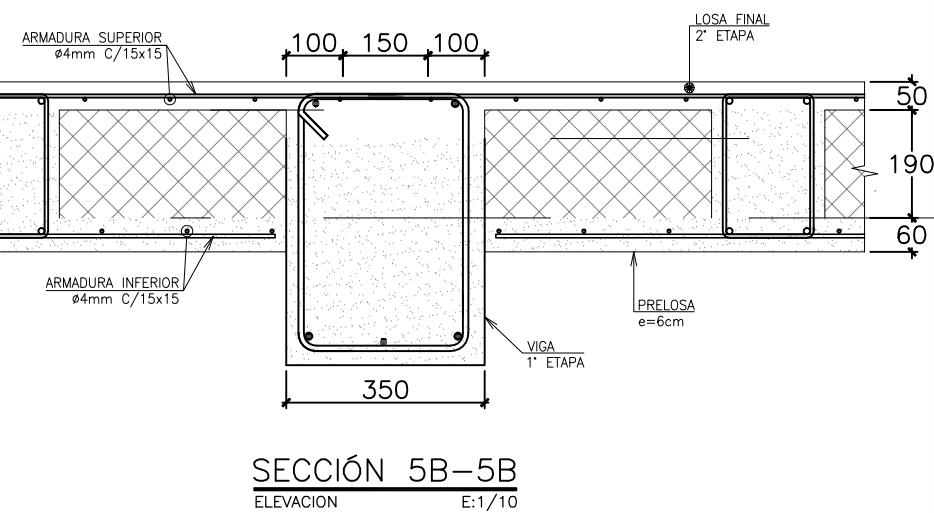
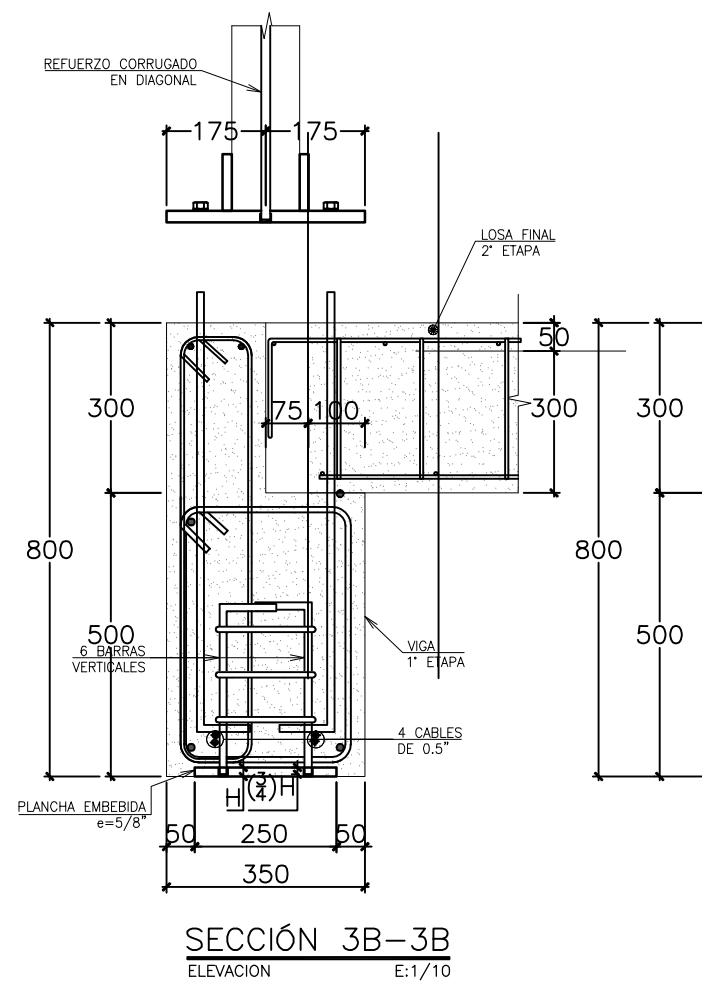
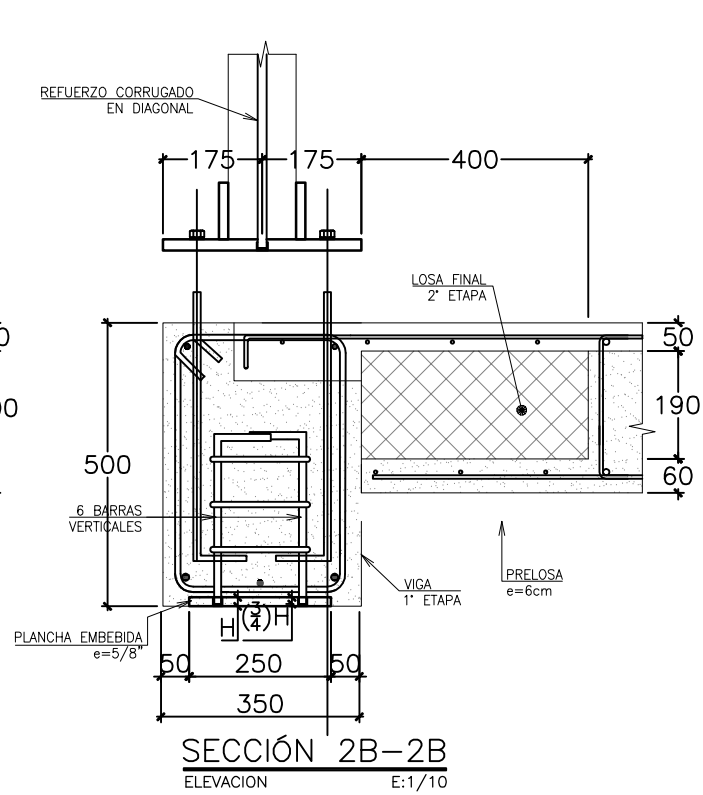
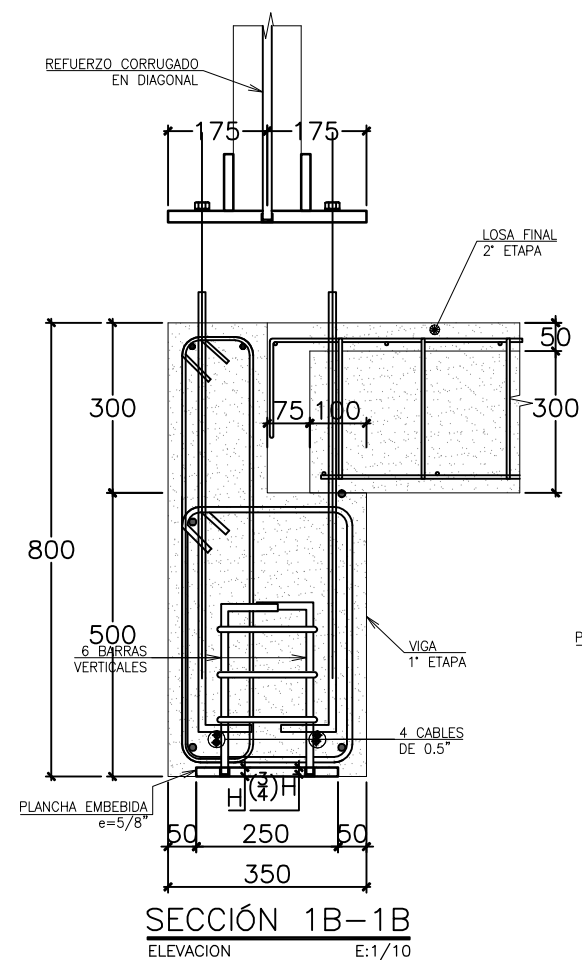


SECCIÓN S1
E:1/25

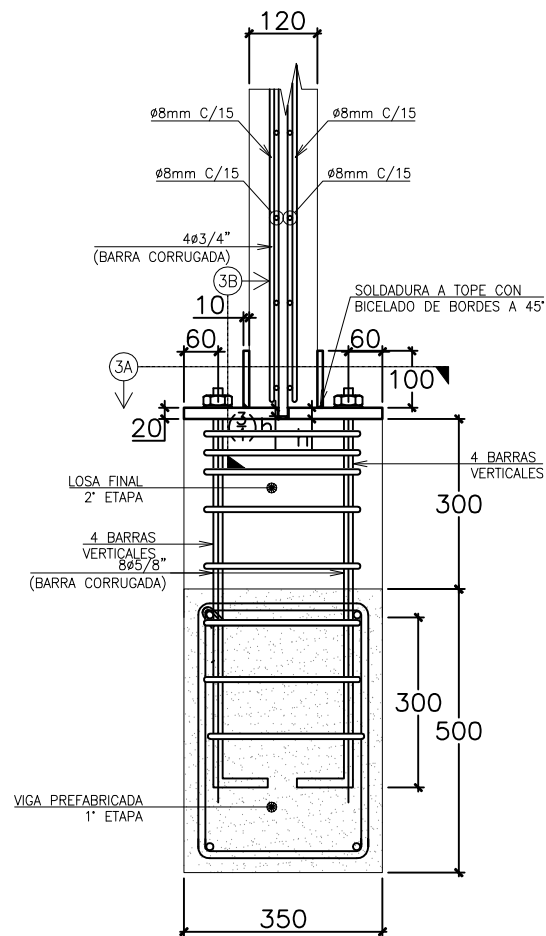


SECCIÓN S2
E:1/25

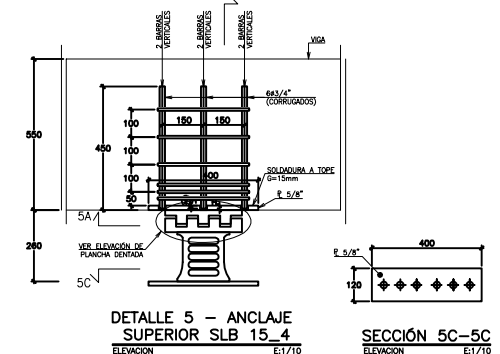
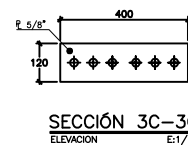
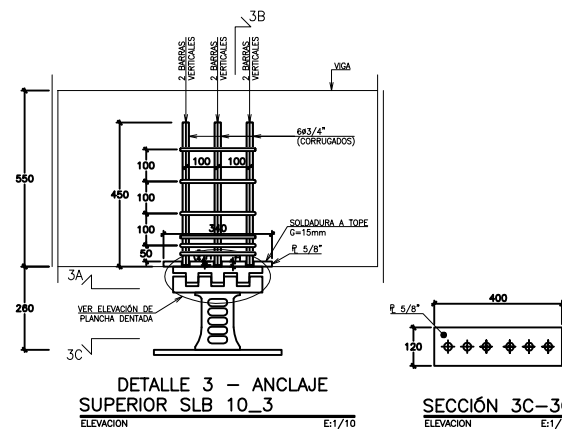
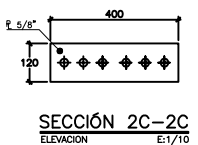
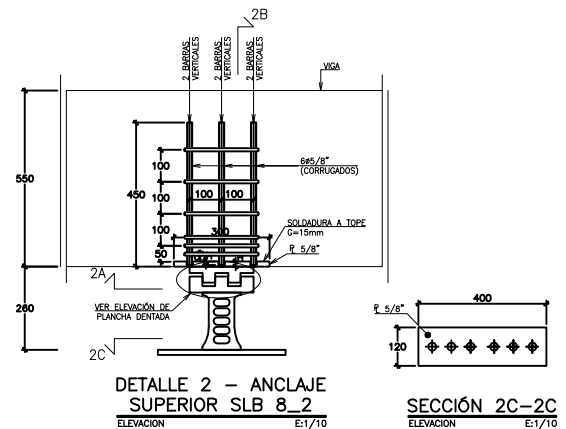
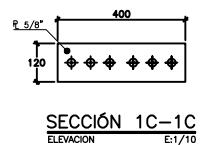
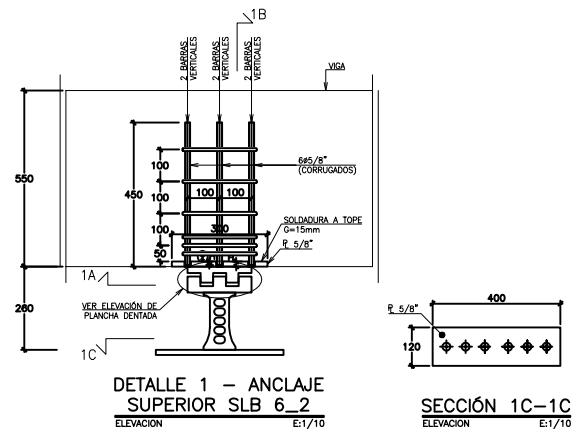
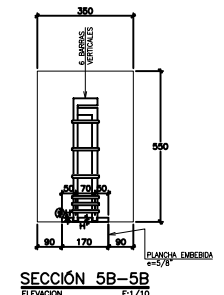
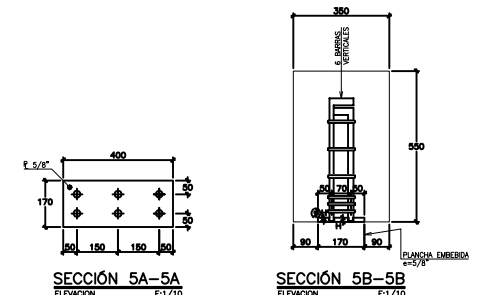
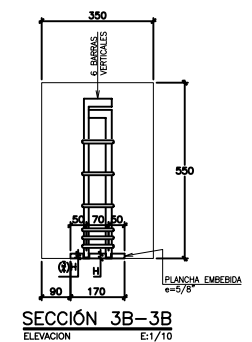
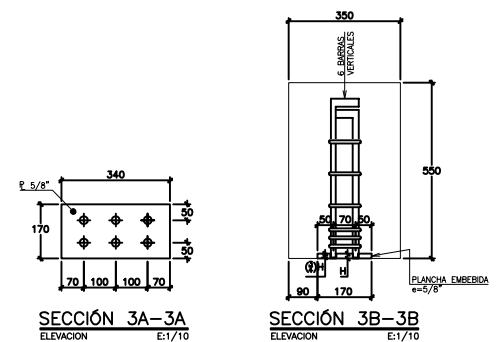
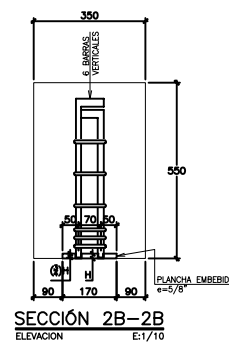
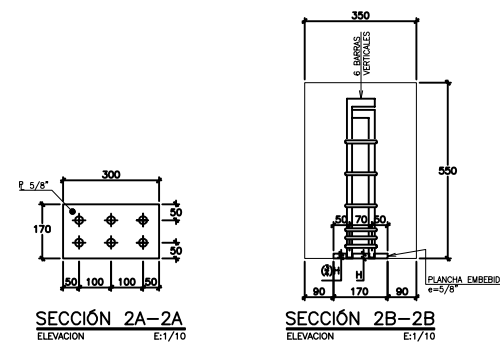
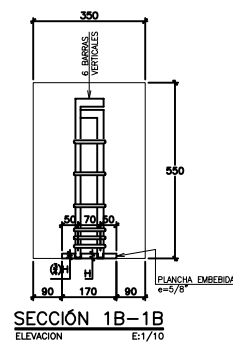
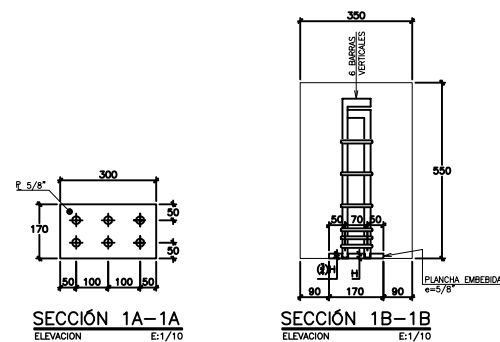
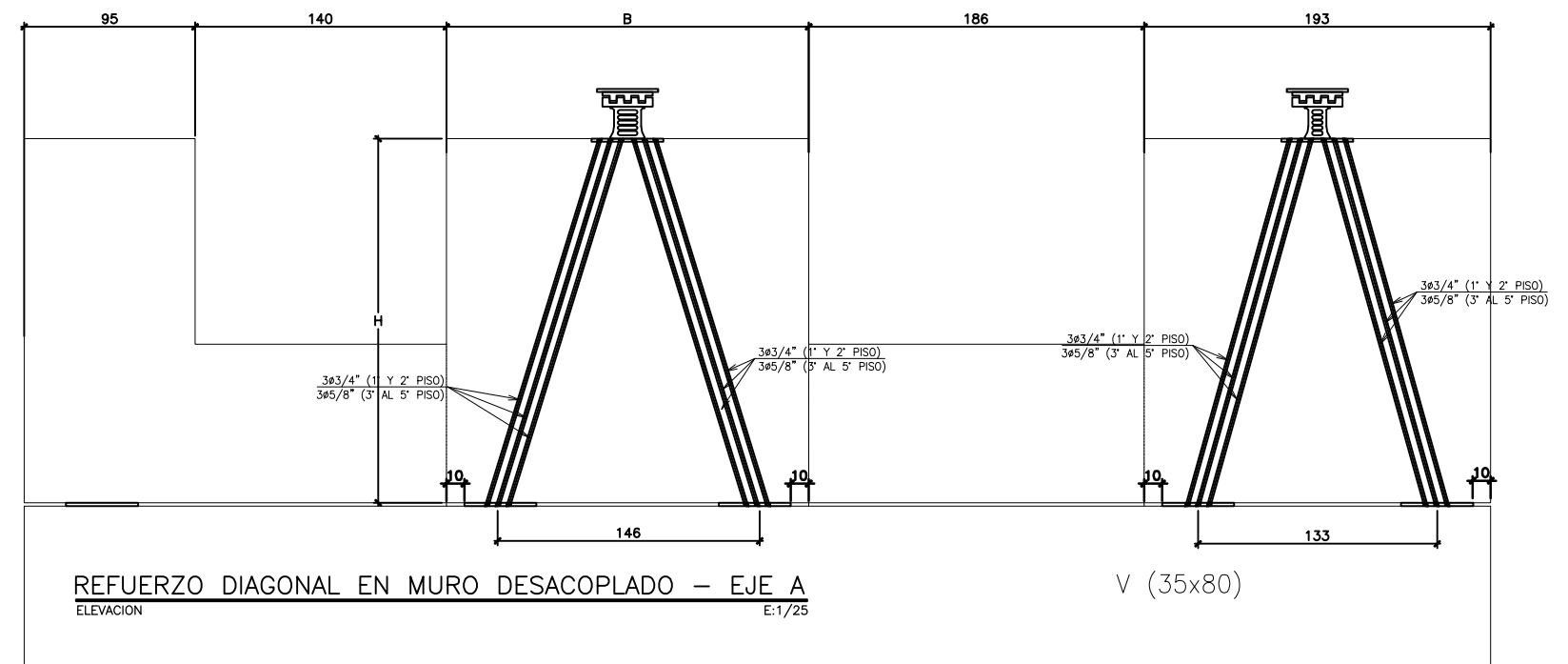
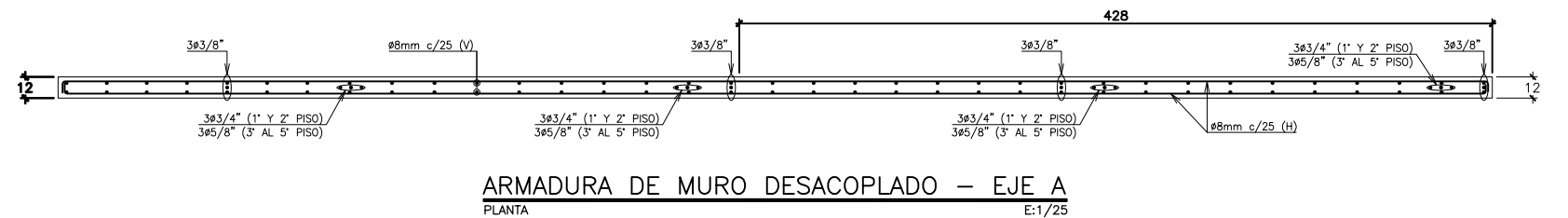
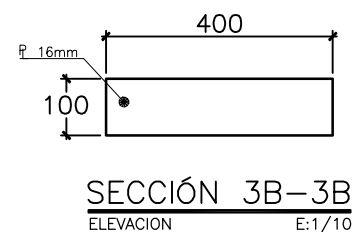
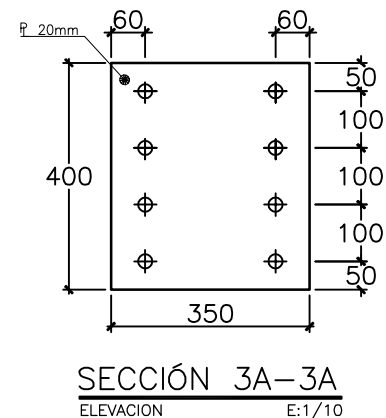
  Escola de Camins Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports UPC BARCELONATECH	EDIFICIO PREFABRICADO SLB VIGAS SEMIPREFABRICADAS EJE C,1,2,3,4 y 5
LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L. BAILÉN 71BIS 4º 2ª 08009 BCN T. +34 93 246 95 42 F. +34 93 265 66 43 E-MAIL: INFO@LUISBOZZO.COM WWW.LUISBOZZO.COM POSTENSA	RESPONSABLE: JUNIOR RAMIREZ MACHADO TUTORES DEL PROYECTO: JESUS M. BAIRAN GARCIA LUIS M. BOZZO ROTONDO
PLANO N.º E-4	ESCALA: INDICADA
FECHA: SET-2020	



UPC Escola de Camins Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports UPC BARCELONATECH LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L. BAILÉN 71BIS 4º 2ª 08009 BCN T. +34 93 246 95 42 F. +34 93 265 66 43 E-MAIL: INFO@LUISBOZZO.COM WWW.LUISBOZZO.COM POSTENSA PLANO N.º E-5	EDIFICIO PREFABRICADO SLB VIGAS SEMIPREFABRICADAS DETALLES RESPONSABLE: JUNIOR RAMIREZ MACHADO TUTORES DEL PROYECTO: JESUS M. BAIRAN GARCIA LUIS M. BOZZO ROTONDO FECHA SET-2020
---	--



DETALLE 3
ARMADO DE CONEXIÓN
MURO DESACOPLADO
ELEVACION E:1/10



  Escuela de Camins Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports UPC BARCELONATECH		EDIFICIO PREFABRICADO SLB MUROS DESACOPLADOS DISIPADORES SLB	
LUIS BOZZO ESTRUCTURAS Y PROYECTOS S.L. BAILÉN 71BIS 4º 2ª 08009 BCN T. +34 93 246 95 42 F. +34 93 265 66 43 E-MAIL: INFO@LUISSBOZZO.COM WWW.LUISSBOZZO.COM		RESPONSABLE: JUNIOR RAMIREZ MACHADO TUTORES DEL PROYECTO: JESUS M. BAIRAN GARCIA LUIS M. BOZZO ROTONDO	
PLANO N.º E-6		ESCALA: INDICADA	
POSTENSA		FECHA: SET-2020	