

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PROPUESTA NORMATIVA PERUANA PARA LOS SISTEMAS
ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES DE CONCRETO
PREFABRICADO EN EDIFICACIONES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Anatoliy Renato Mavila Touzloukova

Anthony Miguel Casaño Aquino

ASESOR:

Christian Asmat Garaycochea

Lima, octubre, 2022

Declaración jurada de autenticidad

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“PROPUESTA NORMATIVA PERUANA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES DE CONCRETO PREFABRICADO EN EDIFICACIONES”**, de los autores **ANATOLIY RENATO MAVILA TOUZLOUKOVA** y **ANTHONY MIGUEL CASAÑO AQUINO**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 30/01/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 30 de enero del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

RESUMEN

El uso de estructuras de concreto prefabricado es una solución moderna que presenta grandes beneficios para la construcción de edificaciones. Por esto, son ampliamente utilizados en países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón, y en países latinoamericanos como México y Chile, los cuales cuentan con zonas de alto riesgo sísmico. En el Perú, si bien están habilitados como sistemas que soportan cargas de gravedad, su uso en sistemas estructurales sismorresistentes fue limitado normativamente, debido a que son considerados como Sistemas No Convencionales.

La presente investigación propone un capítulo normativo para los sistemas estructurales de concreto prefabricado sometidos a solicitaciones sísmicas en edificaciones. De esta forma, la propuesta integra las disposiciones normativas, las factibles para el contexto peruano, de Estados Unidos, México y Chile referente a estos sistemas.

La metodología para la elaboración de este trabajo consistió, de forma resumida, en cinco pasos. Primero, se realizó la contextualización de los sistemas estructurales a través de ensayos y experiencias. Luego, se mapearon y compatibilizaron los artículos normativos que se emplean en la propuesta. Finalmente se sintetizó toda la información revisada en el Estado del Arte y se redactó la propuesta normativa.

En la propuesta (Anexo A), se cuenta con seis sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado clasificados en base a sus capacidades de ductilidad. Dentro de estos, se presentaron los pórticos, muros y sistema dual emulativos a sus correspondientes del Capítulo 21 de la norma E.060 Concreto Armado. Además, se incluyeron a los pórticos y muros de ductilidad baja, así como el sistema de columnas cantiléver. Para todos estos se mencionaron algunas consideraciones para su análisis y diseño sísmico en base a la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Como conclusión, la propuesta normativa facilita el uso de los sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado de forma más segura y confiable dado el riesgo sísmico del país. Esto debido a que, acorde a los objetivos de la actual normativa peruana, se establecieron los requisitos mínimos para el análisis y diseño de sistemas estructurales de concreto prefabricado. En ese sentido, se otorga un marco legal con el que se reconoce el potencial de los sistemas estructurales sismorresistentes de concreto prefabricado. Sin embargo, también será necesario la especialización técnica de la industria para poder contar con procesos constructivos estandarizados y mano de obra calificada que asegure la construcción correcta de estos sistemas.

*Dedico este trabajo a Dios y a mi familia por todo
el apoyo constante para lograrlo, y a mi primo
Gianfranco Aquino, quien desde lo alto me inspira.*

Anthony Miguel Casaño Aquino

*Dedico este trabajo a mis padres, hermanos y amigos
que me apoyaron a lo largo de todo este proceso.*

Anatoliy Renato Mavila Touzloukova

Agradecimientos

A nuestros familiares por su apoyo a lo largo de la realización del trabajo de investigación.

A nuestro asesor el Ing. Christian Asmat pues fue quien nos incentivó y orientó para realizar el presente trabajo.

Al Ing. Efrain Sueldo y al Ing. Huber Salazar por su apoyo para facilitarnos planos estructurales.

A los ingenieros Henry León, Mario Rodríguez, Karla Vallejos, Martin Cossio y Marlon Infante por compartirnos sus conocimientos y brindarnos retroalimentación del trabajo realizado.

A los profesores de la Sección de Ingeniería Civil por los conocimientos enseñados a lo largo de la etapa universitaria.



ÍNDICE

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	iv
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	x
LISTA DE NOTACIONES	xi
GLOSARIO	xii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1. 1. Introducción general	1
1. 2. Antecedentes	1
1. 3. Contexto peruano	2
1. 4. Pregunta de investigación e hipótesis	4
1. 5. Objetivos	4
1. 6. Alcances	5
1. 7. Metodología	5
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE	8
2. 1. Implicancias del sistema estructural en el diseño sismorresistente	8
2. 2. Integridad estructural	13
2. 3. Conexiones de elementos prefabricados	13
2. 4. Diafragmas prefabricados	18
2. 5. Pórticos de concreto prefabricado	23
2. 6. Pórticos de ductilidad baja de concreto prefabricado	23
2. 6. 1. Normativa y estudios.....	24
2. 6. 2. Experiencia ante terremotos.....	25
2. 7. Pórticos de ductilidad alta de concreto prefabricado	26
2. 7. 1. Normativa y estudios.....	27
2. 7. 2. Arreglos estructurales más utilizados.....	32
2. 7. 3. Experiencia ante terremotos.....	40
2. 7. 4. Edificación moderna: Residencia estudiantil Escondido Village.....	43
2. 8. Columnas cantiléver de concreto prefabricado	45
2. 9. Muros estructurales de concreto prefabricado	50
2. 10. Muros estructurales de ductilidad baja de concreto prefabricado	52
2. 10. 1. Normativa y estudios.....	52

2. 10. 2.	Conexiones articuladas.....	55
2. 10. 3.	Experiencia ante terremotos	57
2. 11.	Muros estructurales de ductilidad alta de concreto prefabricado	59
2. 11. 1.	Normativa y estudios.....	59
2. 11. 2.	Conexiones emulativas.....	61
2. 11. 3.	Experiencia ante terremotos	66
2. 11. 4.	Edificación moderna: Condominio Lomas de Javiera	67
2. 12.	Sistemas duales de concreto prefabricado	69
2. 13.	Sistemas híbridos	71
2. 14.	Consideraciones para sistemas estructurales prefabricados que incluyen elementos de concreto in-situ	73
2. 15.	Protección sísmica en sistemas de concreto prefabricado	74
CAPÍTULO 3. CONSIDERACIONES EN LA ELABORACIÓN DE LA PROPUESTA NORMATIVA		76
3. 1.	Para la norma de Diseño Sismorresistente E.030	76
3. 2.	Para la norma de Concreto Armado E.060	79
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA PROPUESTA NORMATIVA EN UNA CONEXIÓN VIGA-VIGA Y COLUMNA-COLUMNA DE UN CASO DE ESTUDIO.		85
4. 1.	Conexión viga-viga	87
4. 2.	Conexión columna-columna	90
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....		94
5. 1.	Conclusiones	94
5. 2.	Recomendaciones	97
5. 3.	Líneas de investigación	97
BIBLIOGRAFÍA.....		99
ANEXO A: PROPUESTA NORMATIVA PERUANA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES DE CONCRETO PREFABRICADO EN EDIFICACIONES		1
ANEXO B: REFERENCIAS DE LOS ARTÍCULOS PROPUESTOS		16
ANEXO C: MODULACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO		21

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Sótano con columnas prefabricadas en el Centro de Convenciones de Lima (Construcción y Vivienda, 2015).....	3
Figura 1.2 Montaje de vigas prefabricadas para el Viaducto del Tren Eléctrico (Andina, 2013)	3
Figura 1.3 Instalación de graderías prefabricadas (Preansa, 2019)	4
Figura 2.1 Arreglos comunes de elementos y conexiones prefabricadas en la construcción de pórticos resistentes a momento. Adaptado de Task Group 7.3 (2003).	14
Figura 2.2 Clasificación según las características de respuesta de muros ante fuerzas y desplazamientos laterales. Adaptado de Task Group 7.3 (2003).....	15
Figura 2.3 Tipos de conexiones prefabricadas. Adaptado de Elliot (2002.).....	18
Figura 2.4 Detalle de la conexión de un diafragma con un muro estructural por medio de conectores mecánicos o espigos (ACI Committee 318, 2014)	21
Figura 2.5 Áreas de refuerzo del diafragma (ACI Committee 318, 2014)	22
Figura 2.6 Garaje parcialmente colapsado en CSUN (Iverson y Hawkins, 1994)	25
Figura 2.7 Conexión trabe-columna típica del edificio CSUN (Rodríguez, 2001)	26
Figura 2.8 Conexiones fuertes (ACI Committee 318, 2014).....	29
Figura 2.9 Conexión típica de especímenes (Rodríguez, 2001)	30
Figura 2.10 Sistema Tipo 1: vigas prefabricadas entre columnas (Rodríguez et al., 2013)	32
Figura 2.11 (a) Conexiones tipo ventana (Rodríguez, 2020) y (b) Detalle de conexión (Rodríguez, 2001)	33
Figura 2.12 Sistema Tipo 1, vigas prefabricadas entre columnas. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999).....	33
Figura 2.13 Detalle de construcción de un sistema prefabricado con vigas en forma“U”. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999).....	34
Figura 2.14 Conectores mecánicos verticales en la interfaz del concreto prefabricado e in-situ. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999).....	35
Figura 2.15 Sistema Tipo 2, vigas a través de columnas (Rodríguez et al., 2013).....	36
Figura 2.16 Sistema 3, elementos prefabricados en forma de “T” (Rodríguez et al., 2013) ...	36
Figura 2.17 Conexión viga-viga con empalme por traslape doble. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016).....	37
Figura 2.18 Detalles de refuerzo de la unidad 2. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)	37
Figura 2.19 Detalles de refuerzo de la unidad 3. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)	38
Figura 2.20 Detalles de refuerzo de la unidad 4. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)	38
Figura 2.21 (a) Conectores mecánicos con empalme de acero y grout “splice sleeve”. Adaptado de ALEONO Best Solutions for rebar splicing, (s.f.), (b) Conexión columna-columna con anclajes mecánicos con grout. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016)	39
Figura 2.22 Conexión columna-columna mediante ductos corrugados de metal. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016).....	39

Figura 2.23 Junta húmeda entre vigas y columnas en un edificio industrial que funcionó bien durante el terremoto (Ghosh & Clealand, 2012).....	40
Figura 2.24 (a) Colocación del nudo prefabricado y (b) Conexión viga-viga.....	41
Figura 2.25 Formación de rótulas plásticas del pórtico prefabricado (Fleischman et al. 2014).....	42
Figura 2.26 Grietas en el firme del diafragma prefabricado de la Torre Brannigan a causa del terremoto de Christchurch (Fleischman et al. 2014).....	42
Figura 2.27 Mapa e imágenes de las grietas generadas en el sistema de piso en la Torre Claredon a causa del terremoto de Christchurch. Adaptado de Fleischman et al. (2014).....	43
Figura 2.28 Residencia estudiantil Escondido Village de la universidad de Stanford (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2021).....	44
Figura 2.29 Montaje e izaje de la residencia estudiantil Escondido Village (Clark Pacific, s.f.).....	44
Figura 2.30 Conexión viga-columna con par de clavijas paralelas, donde se observa su resistencia en el plano del pórtico y fuera de este. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016).....	47
Figura 2.31 Conexión seca viga-columna, daños y diagrama del efecto de rotación (Mancini De Barbieri, 2016).....	49
Figura 2.32 Clasificación de los sistemas de muros según su resistencia a la fuerza lateral en el plano (Task Group 7.3, 2003).....	51
Figura 2.33 Detalles de amarres verticales, transversales, longitudinales y perimetrales en un muro largo. Adaptado de ACI 318-19 (2019).....	53
Figura 2.34 Muro estructural intermedio de concreto prefabricado con acopladores con grout Tipo 2. Adaptado de PCI Industry Handbook Committee (2010).....	54
Figura 2.35 Distribución típica de las conexiones muro-muro y muro-cimentación de los muros tilt-up (ACI Committee 551, 2015).....	55
Figura 2.36 Ejemplo de la separación entre el muro tilt-up y el diafragma del techo (Mitchell et al, 1995).....	57
Figura 2.37 Daño por irregularidad en altura (Henry & Ingham, 2011).....	58
Figura 2.38 Agrietamiento en la conexión entre muros (Henry & Ingham, 2011).....	58
Figura 2.39 Colapso de muros estructurales tilt-up de hormigón prefabricado: (a) Falla de flexión localizada a lo largo de la base del panel de muro; (b) Desestabilización de muro de concreto tilt-up en construcción. Adaptado de Kam, Pampanin, & Elwood (2011).	59
Figura 2.40 (a) Conexión horizontal con conectores tipo “manguito”, (b) Conexión horizontal con conductos metálicos corrugado. Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999)....	62
Figura 2.41 Corte A-A, colocación del refuerzo empalmado, Alternativa 1, 2 y 3. Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999).....	62
Figura 2.42 Detalles de un muro prefabricado con conexión horizontal con conector tipo “manguito” y un muro vaciado in-situ. Adaptado de Xu et al. (2017).....	63
Figura 2.43 Conexiones verticales típicas para lograr un comportamiento monolítico Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999).....	64
Figura 2.44 Ejemplo de conexión muro-muro y con detalle para sus conexiones con vigas y diafragma (Task Group 7.3, 2003).....	65

Figura 2.45 (a) Conexión muro-cimentación en viga prefabricada, (b) Conexión muro-cimentación en viga semi prefabricada (Task Group 7.3, 2003)	66
Figura 2.46 Falla de los ductos con lechada (Kam, Pampanin, & Elwood, 2011)	67
Figura 2.47 Condominio Lomas de Javiera, Temuco, Chile (Avaria, 2017)	67
Figura 2.48 Planta arquitectónica típica de una torre de Lomas de Javiera, (a) muro exterior y (b) muro interior (Jaspard, 2017)	68
Figura 2.49 (a) Cimentación tipo cajón con grout (Jaspard, 2017) y (b) Colocación del muro prefabricado sobre su cimentación (Momenta, 2016).....	69
Figura 2.50 (a) Sistema de piso de concreto prefabricado y (b) Izaje y montaje de viga invertida (Momenta, 2016).....	69
Figura 2.51 Izaje y colocación de los elementos prefabricados del estacionamiento 5 de CSU Sacramento (Clark Pacific, s.f.)	73
Figura 2.52 Estructura de concreto prefabricado con sistema de aisladores sísmicos (Chapple, 2020)	75
Figura 4.1 Planta típica de la estructura propuesta	85
Figura 4.2 Sección de vigas ubicadas en la dirección X-X.....	87
Figura 4.3 Vista lateral de la viga con conexión.....	89
Figura 4.4 Sección transversal de la columna de 40x65 cm	90
Figura 4.5 Detalle en elevación de la columna de 40x65 cm	91
Figura 4.6 Fuerzas para el cálculo de M_u y V_u	91

LISTA DE TABLAS

Tabla 1-1 Descripción de los pasos de la metodología de trabajo	6
Tabla 1-2 Lista de códigos normativos utilizados	7
Tabla 2-1 Factores R_0 para sistemas estructurales de concreto armado	9
Tabla 2-2 Sistemas estructurales de concreto prefabricado resistentes ante fuerzas sísmicas	11
Tabla 3-1 Factores sísmicos propuestos para los sistemas estructurales de concreto prefabricado	77
Tabla 3-2 Categorías y sistemas estructurales de concreto prefabricado	78



LISTA DE NOTACIONES

C_d: factor de amplificación de deriva.

d: distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, m.

f_y: resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado, kg/cm².

f'_c: resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm².

h: espesor total o altura de un miembro, m.

l_n: luz libre medida entre caras de los apoyos, m.

M_n: resistencia nominal a flexión en la sección, tonf-m.

M_{pr}: resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los miembros en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos f_y y un factor de reducción de la resistencia de 1.0, tonf-m.

S_e: momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo.

S_n: momento nominal a flexión, carga axial, a cortante o a aplastamiento de la conexión.

R: coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

V_c: resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, tonf.

V_e: fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, tonf.

V_u: fuerza cortante amplificada en la sección, tonf.

V_n: resistencia nominal a cortante, tonf.

Φ : factor de reducción de resistencia.

ξ : razón de amortiguamiento.

Ω_0 : factor de sobrerresistencia.

GLOSARIO

- Concreto prefabricado: Concreto estructural construido en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.
- Conexión: Región de la estructura donde se unen dos o más miembros. Una conexión también se refiere a una región donde se unen miembros en que uno o más son prefabricados.
- Conexión emulativa: Conexión que permite que el desempeño de la estructura prefabricada emule al de una construida in-situ.
- Conexión dúctil: Conexión en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.
- Conexión fuerte: Conexión que se mantiene elástica mientras que los miembros que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.
- Conexión húmeda: Conexión que emplea concreto o mortero de relleno, vaciado in-situ para dar continuidad a los aceros de refuerzo entre los elementos prefabricados.
- Conexión seca: Conexión entre elementos prefabricados que no califica como conexión húmeda.
- Edificación industrial: Estructura de uso industrial tales como bodegas industriales. No incluye edificios de uso habitacional tales como viviendas, oficinas, centros comerciales, entre otros similares.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1. 1. Introducción general

Actualmente, la industria de concreto prefabricado se ha visto limitada en el Perú. Una de las razones es que las normas peruanas E.060 Concreto Armado del 2009 y E.030 Diseño Sismorresistente del 2018 no abarcan los sistemas estructurales de concreto prefabricado, en edificaciones, bajo solicitaciones sísmicas. Para poder emplear dicho sistema estructural, se requiere la evaluación y aprobación del “Sistema No Convencional” por parte del Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) y del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. En este contexto, se evidenció la necesidad de un capítulo normativo que regule el uso de los sistemas prefabricados para facilitar el desarrollo de su industria en el país.

La presente tesis desarrolló la propuesta de un capítulo normativo referente a los sistemas estructurales de concreto prefabricado, en edificaciones, sometidos a solicitaciones sísmicas. Para ello, se realizó un estado del arte de las normas, estudios, experiencias y ensayos de los sistemas estructurales prefabricados; y una breve descripción de la protección sísmica que se emplea en dichos sistemas. Finalmente, se ejemplificó la propuesta normativa mediante el desarrollo de un caso de estudio.

1. 2. Antecedentes

La Revolución Industrial generó un crecimiento poblacional, lo cual exigió el desarrollo de infraestructuras y edificaciones en las ciudades industriales. Consecuentemente, se necesitaron innovaciones en la construcción para cubrir la acelerada demanda habitacional. Sin embargo, no fue hasta el siglo XX cuando se intentó realmente adoptar procesos de construcción industrializada (Back & Langenberg, 2014).

Una de las tecnologías que permitió el desarrollo de estos procesos es la construcción con concreto prefabricado. Esta se compone de elementos estructurales y arquitectónicos que son manufacturados en un entorno controlado, transportados al lugar de construcción, izados y conectados en el sitio (Kurama et al., 2018). Entre estos elementos estructurales están las columnas, muros, vigas, viguetas, losas alveolares, entre otros.

A mediados del siglo XX se realizaron varias obras pioneras en el uso de prefabricados. Una de las primeras fue la construcción del famoso puente *Lane Memorial* en el año 1950 en Filadelfia, Estados Unidos. Este fue construido con concreto pretensado y alcanzó una longitud de 50 m en su tramo más largo, lo cual representaba un gran reto de construcción en cualquier parte del mundo en esa época (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

En suma, en la misma década se realizaron mejoras tecnológicas para la industria de la construcción. Específicamente, estas se enfocaron en las siguientes innovaciones: desarrollo de aditivos, concreto de alta resistencia, curado al vapor, torones de preesforzado, entre otras. Esto

permitió que la industria de concreto prefabricado sea aplicada a una variedad de estructuras (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

Los terremotos sucedidos antes de la década de 1990 pusieron a prueba las estructuras de concreto prefabricado. Dentro de estos, en el terremoto de México de 1985 (8.1 Mw) se observó el colapso de cientos de estructuras de diferentes tipos, entre las cuales se encontraban edificaciones prefabricadas. Sin embargo, la inspección en el sitio de los colapsos indicó que estos ocurrieron por razones semejantes a las que ocasionaron la falla de estructuras monolíticas, mas no estaban relacionadas con el empleo de elementos prefabricados (Fintel, 1986). Por el contrario, en el terremoto de Armenia de 1988 (7.2 Mw) el 95% de las edificaciones prefabricadas a base de pórticos de concreto armado llegaron al colapso o tuvieron que ser demolidas (Rodríguez, 2001).

Consecuentemente, se originó incertidumbre en el uso de concreto prefabricado en estructuras resistentes a terremotos. Por esta razón, se impulsaron diversas investigaciones para tecnificar y asegurar su desempeño. Por ejemplo, se destaca el proyecto de sistemas estructurales prefabricados para solicitaciones sísmicas (PRESSSS, por sus siglas en inglés), de la década de 1990, el cual se realizó cooperativamente entre Japón y Estados Unidos. Específicamente, este proyecto fue fundado para obtener recomendaciones de diseño, materiales, conceptos y tecnologías para optimizar la viabilidad del uso de prefabricado en zonas sísmicas (Englekirk, 1990).

Además, en la misma década, se destaca el terremoto de Northridge de 1994 (6.7 Mw), y el de Kobe de 1995 (6.9 Mw), donde también se evaluó el comportamiento de las estructuras prefabricadas. En el primero, las estructuras de estacionamiento prefabricado de concreto tuvieron daños estructurales significativos (Sitharan et al., 2007). En contraste, en el segundo, se evidenció un buen comportamiento sísmico en edificaciones, debido a que consideraron mayores cuidados para su diseño y construcción (Mugurama et al., 1995). Por consiguiente, se evidenció que el óptimo desempeño de las estructuras prefabricadas de concreto requiere de altos estándares de producción.

Para el caso de Latinoamérica, no se han fomentado suficientes estudios y ensayos sobre el desempeño sísmico de estructuras de concreto prefabricado. No obstante, la falta de investigación al respecto no ha impedido la implementación de códigos normativos en países latinoamericanos como México y Chile, que además son regiones de alta sismicidad. Por ejemplo, esta implementación permitió un mejor o aceptable desempeño en la mayoría de estructuras prefabricadas que fueron sometidas al terremoto de Chile de febrero del año 2010 (8.8 Mw) (Ghosh & Cleland, 2012).

1. 3. Contexto peruano

En el país, la industria de concreto prefabricado se destaca por el uso de viguetas pretensadas, prelosas, paneles alveolares, entre otros. También, existen algunos proyectos

representativos que han desarrollado estructuras de concreto prefabricado, como las que se presentan a continuación:

El Centro de Convenciones de Lima (Figura 1.1) inaugurado en octubre de 2015, que cuenta con una planta regular de 100 x 60 m y 47 m de altura sobre rasante, la cual fue diseñada y construida en el corto plazo de un año y medio (Fernández et al, 2017). Esto se logró debido a que se emplearon soluciones eficientes como un sistema compuesto de concreto armado - acero y el uso de elementos de concreto prefabricado para las cuatro plantas de estacionamiento bajo rasante. Específicamente, se instalaron columnas prefabricadas de 16 m de altura y prelosas de hasta 10 m de longitud (Construcción y Vivienda, 2015).



Figura 1.1 Sótano con columnas prefabricadas en el Centro de Convenciones de Lima (Construcción y Vivienda, 2015)

El Viaducto del Tren Eléctrico (Figura 1.2) perteneciente al Tramo 2 de la Línea 1 del Metro de Lima, donde se usaron 1,914 vigas longitudinales cuyas medidas varían entre 25 y 40 metros, 141 vigas cabezales, 27,772 prelosas y 10,514 bordes típicos para cubrir 12.4 km de longitud (Andina, 2013).



Figura 1.2 Montaje de vigas prefabricadas para el Viaducto del Tren Eléctrico (Andina, 2013)

Los Juegos Panamericanos 2019, que consistió en diferentes infraestructuras polideportivas que usaron elementos prefabricados. Una de estas fue el escenario de *bowling* de la Villa Deportiva Nacional, donde se usaron ocho vigas prefabricadas de 36 metros para la estructura del techo y elementos prefabricados para las graderías de esta y otras sedes como se muestra en la Figura 1.3 (UNICON, 2019).



Figura 1.3 Instalación de graderías prefabricadas (Preansa, 2019)

No obstante, si bien han existido obras representativas del uso de concreto prefabricado en el Perú, esta industria aún se encuentra limitada. Como se mencionó anteriormente, una de las causas es que normativamente es considerado como un “Sistema No Convencional”.

1. 4. Pregunta de investigación e hipótesis

¿Cuáles son los beneficios de realizar una propuesta normativa?

La propuesta introduce lineamientos normativos para el uso de sistemas estructurales de concreto prefabricado en zonas sísmicas en base a lo desarrollado en Estados Unidos, México y Chile. Además, se adapta a la vigente normativa peruana (Concreto Armado E.060 y Diseño Sismorresistente E.030) e incluye una clasificación de acuerdo a la ductilidad de los sistemas. De esta forma, se facilita el uso de estos sistemas prefabricados como nuevas soluciones estructurales a la industria de la construcción en el Perú.

1. 5. Objetivos

Objetivo general:

Proponer un capítulo normativo para los sistemas estructurales de concreto prefabricado sometidos a solicitaciones sísmicas en edificaciones

Objetivos específicos:

-Sintetizar normas, ensayos, experiencias y estudios, en el extranjero y en el Perú, acerca de los sistemas estructurales prefabricados en edificaciones

-Organizar los conceptos y definiciones de los artículos normativos del ACI 318-19, ASCE7/16, IBC-18, normativa mexicana y chilena para contrastarlos con los de la norma peruana

-Compatibilizar los conceptos y definiciones de los artículos normativos de la propuesta con las normas peruanas E.060 Concreto Armado y E.030 Diseño Sismorresistente

-Plantear ejemplos prácticos de la propuesta normativa a un sistema estructural de concreto prefabricado

1. 6. Alcances

El estado del arte sintetizó información técnica de las normas ACI 318-19, ASCE7/16, normativa mexicana y chilena; estudios; experiencias y ensayos de los sistemas estructurales. Estos sistemas son los pórticos de concreto prefabricado, muros estructurales prefabricados, sistemas de columnas cantilever, sistemas híbridos y sistemas duales. Los dos primeros se encuentran subdivididos de acuerdo a sus características de ductilidad. Además, en este capítulo se desarrolló la protección sísmica de estos sistemas y consideraciones para sistemas estructurales prefabricados que incluyen elementos de concreto in-situ.

La propuesta introdujo los sistemas estructurales prefabricados utilizando como referencia los artículos normativos vigentes de los sistemas de concreto armado. Dichos sistemas son los pórticos resistentes a momento de ductilidad baja y alta; muros de concreto prefabricado de ductilidad media y alta; sistemas duales; y sistemas de columnas cantiléver. Concretamente, se complementó el Capítulo 16 de Concreto Prefabricado de la de norma E.060 Concreto Armado (2009). Adicionalmente, en el Capítulo 3 del presente documento se brindaron consideraciones para la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Finalmente, se aplicó la propuesta normativa en un sistema estructural de pórticos de ductilidad alta de concreto prefabricado. Se plantearon algunas de las conexiones típicas en este sistema para ejemplificar el uso de la propuesta y sus implicancias. Específicamente, los ejemplos fueron de una conexión viga-viga y columna-columna. Se destaca que no se realizó el diseño de todos los elementos prefabricados.

1. 7. Metodología

La metodología de trabajo estuvo organizada en una serie de actividades para un proceso que es repetido para cada uno de los conceptos estructurales del Estado del Arte. Se trata de un proceso iterativo de 5 pasos para obtener el Estado del Arte y los lineamientos normativos que se proponen por cada contenido. En primer lugar, se contextualizó el tema para conocer las experiencias acontecidas del respectivo concepto estructural; así se revisó lo sucedido en terremotos y ensayos pasados. En segundo lugar, se mapearon los códigos o guías de cada país que se muestran en la Tabla 1-2. Específicamente, este paso se materializó en una tabla de doble entrada donde se ingresaron los artículos normativos de cada norma correspondiente al tema respectivo. El tercer paso consistió en realizar la comparación y compatibilización de los

conceptos estructurales que son propuestos. El cuarto paso constó del desarrollo escrito del estado del arte, dónde se plasmó y sustentó lo revisado en los pasos anteriores. El quinto paso fue la redacción de la propuesta normativa. Finalmente, cabe resaltar que se comentó en el Capítulo 3 de la presente tesis las problemáticas que surgieron en la elección de los artículos normativos, el porqué de lo escrito y observaciones al respecto; también, se anexó una tabla con los artículos de la propuesta con sus referencias.

Tabla 1-1 Descripción de los pasos de la metodología de trabajo

Metodología para cada concepto estructural
1 Contextualizar
1.1 Buscar y leer fuentes primarias para entender el contexto: conocer las fallas en terremotos y los ensayos realizados al respecto
1.2 Escribir en el Estado del Arte lo sustancial que se ha encontrado
2 Mapear normas
2.1 Buscar todos los artículos de las normas relacionados directamente al respectivo concepto estructural
2.2 Comparar y agrupar los conceptos de los artículos de las normas
2.3 Entender la viabilidad, necesidad y prioridad del artículo normativo para el contexto peruano, y seleccionar los que se requieren
2.4 Referenciar en el Anexo B los artículos propuestos con su norma fuente
3 Compatibilizar los artículos a proponer
3.1 Verificar si el artículo a proponer existe en la normativa peruana
3.1.1 Si está, adaptarlo a la propuesta
3.1.2 Si no está, añadirlos y vincularlos a los artículos que necesite hacer referencia en la normativa peruana
3.2 Observar y comentar los artículos conflictivos en el Capítulo 3 del presente documento
4 Redactar el Estado del Arte
4.1 Sustentar con las fuentes primarias y secundarias, la propuesta normativa
4.2 Escribir el Estado del Arte de temas complementarios encontrados en la revisión bibliográfica
4.3 Averiguar sobre experiencias y construcciones actuales del sistema estructural
5 Escribir la propuesta
5.1 Redactar y ordenar los artículos

Tabla 1-2 Lista de códigos normativos utilizados

Códigos normativos	
ACI 318-19	Building Code Requirements for Structural Concrete
ASCE 7-16	Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
IBC-18	International Building Code
NCh2369 2003	Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales
NTC-DCEC 2017	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
NTC-DS 2020	Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal
E.030 2018	Norma E.030 Diseño Sismorresistente
E.060 2009	Norma E.060 Concreto Armado
E.060 2019	Norma E.060 Concreto Armado (propuesta)



CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se presenta, en primer lugar, el estado del arte correspondiente a la implicancia del sistema estructural para el diseño sismorresistente en las normas estadounidense, mexicana, chilena y peruana. Luego, se presenta un marco conceptual y estado del arte de la integridad estructural, conexiones y diafragmas referente a los sistemas prefabricados. Después, se expone los sistemas estructurales de concreto prefabricado, específicamente: la normativa, estudios y experiencia ante terremotos de cada uno; donde, para algunos, también se presentaron conexiones utilizadas y edificaciones modernas. Finalmente, se comenta brevemente la información referente a la protección sísmica de estos sistemas y las consideraciones para sistemas estructurales prefabricados que incluyen elementos de concreto in-situ.

2. 1. Implicancias del sistema estructural en el diseño sismorresistente

El sistema estructural de una edificación está compuesto por la interconexión de las columnas, muros, vigas, losas y demás elementos que transfieren las fuerzas sobre ellos al suelo. Su elección está condicionada, principalmente, por la configuración de la arquitectura (su forma y dimensiones), la cual impacta en el comportamiento que esta tendrá (Dražić & Vatin, 2016).

Si bien el propósito principal del sistema estructural es soportar las cargas de gravedad, las edificaciones pueden ser sometidas a fuerzas laterales como las sísmicas. Para resistir estas fuerzas, las estructuras deben contar con resistencia y rigidez, así como ductilidad en la mayoría de los casos (Charleson, 2008). La idea detrás de este último concepto es que la estructura disipe energía mediante deformaciones inelásticas.

De esta manera, la filosofía de diseño sismorresistente pretende que las estructuras de concreto sometidas a movimientos del terreno del nivel de diseño se comporten, sin reducir su resistencia crítica, con una disminución de su rigidez y aumento de su capacidad de disipación de energía (ACI Committee 318, 2019). Estas dos últimas características permiten que la respuesta de aceleración y las fuerzas inerciales laterales tiendan a disminuir respecto a las que se producirían si la estructura estuviera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento (Gulkan & Sozen, 1974). Por tanto, se busca dotar de dichas propiedades a las estructuras vaciadas in-situ, así como a las prefabricadas, para obtener el desempeño que se aspira lograr en el evento sísmico.

Para realizar el diseño sismorresistente es necesario el análisis sísmico de la edificación. Una de las metodologías es el análisis dinámico modal espectral, el cual consta de la combinación de los modos de vibración de la estructura. Este análisis es, de manera resumida, un método estadístico para obtener la respuesta probable de la estructura ante cargas sísmicas (CSI Computers & Structures Inc., 2013). Para su realización, las normas establecen

parámetros de zona, tipo de suelo, amplificación sísmica, tipo de ocupación, sistema estructural, entre otros.

Dentro de estos parámetros se encuentra el coeficiente que reduce la fuerza cortante sísmica, el cual depende del sistema estructural. La razón de este coeficiente es que permite a los diseñadores reducir la fuerza de inercia, que probablemente ocurrirá en el terremoto, en proporción a la ductilidad que el sistema estructural posee (Charleson, 2008). Los valores de este parámetro fueron seleccionados según el desempeño en pasados terremotos, la tenacidad (capacidad de disipación de energía sin degradación importante), y la cantidad de amortiguamiento típico del sistema cuando entra al rango inelástico (FEMA, 2020).

En la norma peruana de Diseño Sismorresistente E.030 (2018) se cuenta con los siguientes parámetros para elaborar el espectro de aceleraciones (S_a): factor de zona (Z), factor de amplificación sísmica (C), factor de amplificación de suelo (S), factor de uso o importancia (U), aceleración de la gravedad (g), factor de irregularidad en altura (I_a), factor de irregularidad en planta (I_p), coeficiente básico de reducción (R_0) y coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R). En esta norma, el R_0 incluye el parámetro descrito en el párrafo anterior y un valor de sobrerresistencia. En la Tabla 2-1 se observan sus valores correspondientes a los cuatro tipos de sistemas estructurales de concreto armado permitidos por la normativa peruana. Estos sistemas se diferencian según el porcentaje de cortante basal sísmico que resisten. De este modo, se clasifica como sistema estructural de pórticos cuando sus columnas resisten por lo menos el 80%, de muros estructurales cuando estos resisten al menos el 70%, y sistema dual cuando es una combinación de ambos sistemas y los muros resisten entre 20 a 70%. En cuanto a los sistemas estructurales de concreto prefabricado, la norma E.030 no los incluye. Por el lado de la norma E.060 de Concreto Armado (2009), en el mismo Capítulo 16: Concreto Prefabricado se indica que este no cubre disposiciones para el diseño de pórticos y muros prefabricados que conformen el sistema sismorresistente en zonas de alto riesgo sísmico.

Tabla 2-1 Factores R_0 para sistemas estructurales de concreto armado

Sistemas estructurales de concreto armado	Coficiente básico de reducción (R_0)
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Adaptado del Comité Técnico de la Norma E.030 (2018)

El factor Z hace referencia a la aceleración máxima horizontal para un periodo de retorno de 475 años. Esto equivale a la aceleración en suelo rígido con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años (Comité Técnico de Norma E.030, 2018). La norma E.030 (2018) divide el territorio peruano en cuatro zonas según la magnitud de dicha aceleración, por lo que hay un valor de Z diferente para cada una de estas zonas. Las zonas 2, 3 y 4 son consideradas de alto riesgo sísmico.

Realizar el análisis sísmico permite conocer las fuerzas actuantes en cada elemento de la edificación. Con ello, para asegurar la resistencia y ductilidad, el diseño de los elementos que conforman el sistema estructural debe cumplir los lineamientos de las normas propias de cada material, como las normas de diseño en concreto armado, albañilería, acero, etc. (Muñoz Peláez, 2020). Para el caso de la rigidez, la norma E.030 establece requisitos según parámetros máximos de desplazamiento relativo entre piso (deriva), donde para el concreto armado hay un valor máximo de 7 por mil de deriva inelástica. Es necesario resaltar que para obtener este valor la norma indica un multiplicador de 0.85 o 0.75 veces el factor de reducción R a la deriva elástica, si es una estructura irregular o regular respectivamente. Cabe mencionar que las tres normas extranjeras que se presentan a continuación cuentan con valores de desplazamiento máximo considerando la inercia agrietada, cuestión que actualmente no se dispone en el Perú. Por esta razón, no es posible realizar una comparación directa entre sus valores de deriva máximo para cada sistema.

Similar a lo mencionado anteriormente, el Código Internacional de la Construcción (IBC, por sus siglas en inglés), quien integra guías normativas como el ASCE 7/16 y ACI 318-14, clasifica a las estructuras en categorías de diseño sísmico (CDS), según el mismo tipo de parámetros mencionados anteriormente. Las CDS A y B hacen referencia a un bajo riesgo sísmico, CDS C a un riesgo sísmico moderado, y CDS D, E, F a un alto riesgo sísmico (ACI Committee 318, 2005). Consecuentemente, estas categorías clasifican y restringen los sistemas estructurales. En la Tabla 2-2 se muestran los sistemas prefabricados permitidos en la norma americana, donde algunos presentan limitaciones de altura. Se resalta el uso de la denominación ordinario, intermedio y especial en referencia al aumento de los requisitos de detalle, con el objetivo de obtener mayor nivel de ductilidad (ACI Committee 318, 2014). De esta forma, para cada uno de estos sistemas se dispone de una diferente capacidad de deformación y son aptos para ciertas CDS. Por ejemplo, el comité ACI 318 tiene la intención de que se utilicen los pórticos especiales, muros estructurales especiales o una combinación de estos para las CDS D, E o F.

También, en la Tabla 2-2 se observa el factor de amplificación de deriva (C_d) que, como su mismo nombre lo menciona, se utiliza para amplificar la deriva elástica. Ello se recalca pues, a diferencia de la normativa peruana, cada sistema estructural cuenta con un valor diferente de amplificación para obtener la deriva inelástica. Incluso, el ASCE 7/16, en su Tabla 12.12-1, indica las derivas inelásticas máximas permisibles en función del tipo de ocupación. En la misma tabla se muestran los valores del coeficiente de sobrerresistencia (Ω_0), los cuales permiten aproximar mejor las fuerzas reales que tiene la estructura. Este factor se utiliza para proteger a los elementos que no pueden disipar energía o los que, por integridad estructural, deben mantenerse esencialmente elásticos, como son las columnas (American Society of Civil Engineers, 2017). Si bien diferentes diseños de un mismo sistema estructural harán que la sobrerresistencia en cada uno sea diferente, el valor de Ω_0 es considerado como el más apropiado para representar este efecto (FEMA, 2009).

Cabe resaltar que el ASCE 7/16, para obtener los factores de aceleraciones máximas, establece mapas de isoaceleraciones con 2% de probabilidad de ser excedidos en 50 años: periodo de retorno de 2475 años. Esto hace referencia al denominado máximo terremoto considerado (MCE, por sus siglas en inglés). Sin embargo, esta guía establece los parámetros de aceleraciones de diseño espectral, que equivalen a dos tercios de los valores obtenidos de los mapas mencionados. Con esto, se establecen aceleraciones con 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años, lo que equivale al mismo periodo de retorno considerado en la norma E.030 (2018).

Tabla 2-2 Sistemas estructurales de concreto prefabricado resistentes ante fuerzas sísmicas

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas	R	Ω_0	Cd	Limitaciones de altura (m)				
				CDS				
				B	C	D	E	F
Muros de carga								
Muros de concreto armado especiales*	5	2.5	5	NL	NL	48.8	48.8	30.5
Muros prefabricados intermedios	4	2.5	4	NL	NL	12.2	12.2	12.2
Muros prefabricados ordinarios	3	2.5	3	NL	NP	NP	NP	NP
Sistema muro-pórtico								
Muros de concreto armado especiales*	6	2.5	5	NL	NL	48.8	48.8	30.5
Muros prefabricados intermedios	5	2.5	4.5	NL	NL	12.2	12.2	12.2
Muros prefabricados ordinarios	4	2.5	4	NL	NP	NP	NP	NP
Pórticos resistentes a momento								
Pórticos especiales de concreto armado*	8	3.0	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Pórticos ordinarios de concreto armado*	3	3.0	4.5	NL	NP	NP	NP	NP
Dual con sistemas de pórticos especiales**								
Muros de concreto armado especiales*	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Muros prefabricados ordinarios	6	2.5	5	NL	NL	NP	NP	NP
Dual con sistemas de pórticos intermedios de concreto in-situ**								
Muros de concreto armado especiales*	6.5	2.5	5	NL	NL	48.8	30.5	30.5
Muros prefabricados ordinarios	5.5	2.5	4.5	NL	NL	NP	NP	NP
Columnas cantiléver								
Pórticos especiales de concreto armado*	2.5	1.25	2.5	10.7	10.7	10.7	10.7	10.7
Pórticos ordinarios de concreto armado*	1	1.25	1	10.7	NP	NP	NP	NP

R = Coeficiente de modificación de respuesta

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia

Cd = Factor de amplificación de deriva

NL= No hay limitación

NP=No está permitido

*Incluye a los de concreto prefabricado

**Sistema donde esencialmente los pórticos resisten la carga vertical. Los muros y los pórticos resisten la fuerza sísmica. Específicamente, los últimos son capaces de resistir al menos el 25% de la fuerza sísmica.

Adaptado del ASCE 7/16 (2016).

Adicionalmente, se destaca la práctica, en países como Estados Unidos, de diferenciar los sistemas según su rol sea estructural o no estructural, así como según el tipo de carga que

soportan. En la Tabla 2-2 se muestran algunos de los grupos de sistemas estructurales definidos en el ASCE 7/16, entre los cuales los muros de carga, *bearing wall* en inglés, y los sistemas muro-pórtico, *building frame system* en inglés, se diferencian por su tipo de solicitación. Los primeros se caracterizan porque sus elementos soportan simultáneamente la carga de gravedad y la de sismo. Específicamente, el ASCE 7/16 define al muro de carga como aquel que soporta, además de su peso, más de 2,919 N/m (300 kgf/m). Por su parte, los sistemas muro-pórtico separan el sistema de gravedad del resistente ante fuerzas laterales. La ventaja de esto es que permiten obtener estructuras más altas, resistentes, económicas y con diseños más prácticos, pues afecta la manera de seleccionar y evaluar a los sistemas sismorresistentes (Kelly, 2020).

La norma mexicana, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-DS) del 2020, especifica el sistema estructural de pórticos de elementos prefabricados; sin embargo, no incluye disposiciones normativas para el de muros prefabricados. Aquellos se subdividen en pórticos de ductilidad baja y de ductilidad media, los cuales están caracterizados por un factor de comportamiento sísmico (Q) referente a la ductilidad y un factor de distorsión máxima ($\gamma_{m\acute{a}x}$). El primero sirve para determinar el espectro de diseño y el segundo pretende restringir la deformación lateral máxima del sistema estructural para controlar su rigidez lateral. Ambos han sido establecidos a partir de la evidencia experimental disponible en México y el extranjero (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2020). Además, el Q con otros factores, permite hallar el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' . Este último, junto con el factor de sobrerresistencia, reducen las ordenadas del espectro de diseño modal.

En cuanto a la normativa chilena, si bien la norma NCh430 de Hormigón Armado (2007) utiliza como referencia lo indicado en el ACI 318 (2005), la norma NCh433 de Diseño Sísmico de edificios (2012) no las reglamenta directamente. No obstante, las estructuras de concreto prefabricado para edificaciones industriales se encuentran normadas en la NCh2369 de Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (2003). Por esta razón, la NCh2369 (2003) se utiliza como referencia para el Estado del Arte y la propuesta normativa, pero considerando que es exclusiva para edificios industriales.

Se destaca de la NCh2369 (2003) la clasificación de sistemas de concreto prefabricado según su tipo de conexión, tipo de carga y separación con elementos no estructurales. En la Tabla 5.6 de dicha norma, se presentan valores de reducción de fuerza sísmica, entre tres a cinco, para las estructuras prefabricadas según sea el caso. Además, como se trata de estructuras industriales, el porcentaje de amortiguamiento es menor respecto a los de edificaciones de vivienda o servicios pues estas cuentan con menos elementos estructurales y estructuras secundarias (Mancini De Barbieri, 2016). Esto conlleva a que esta norma especifique razones de amortiguamiento diferentes para los sistemas estructurales. A las estructuras prefabricadas puramente gravitacionales o con uniones húmedas se les asigna una razón de 5%, mientras que a las que cuentan con uniones secas o húmedas, sin considerar un espaciado con los elementos no estructurales, un amortiguamiento de 2 o 3%.

2. 2. Integridad estructural

Según el ACI 318-19, la integridad estructural es “la capacidad de una estructura para redistribuir los esfuerzos y mantener la estabilidad a través de la resistencia, redundancia, ductilidad y detallado del refuerzo cuando se produce un daño localizado u ocurren sobreesfuerzos importantes”. En estructuras prefabricadas es importante desarrollar conexiones que entrelacen todos los elementos prefabricados para formar el sistema estructural sismorresistente (PCI Industry Handbook Committee, 2010). De esta manera, el recorrido de las cargas entre los elementos y sus conexiones estaría asegurado.

La intención del comité ACI 318-19 es que la integridad estructural reduzca el riesgo de falla de toda la edificación producto del colapso en una pequeña área de la estructura (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Por ejemplo, de una muestra de 37 estructuras con daños en el terremoto de Chile del año 2010 (7.5 Mw), se observó que 82% corresponden a daños por las conexiones y el restante por los mismos elementos estructurales prefabricados (Mancini De Barbieri, 2016). Consecuentemente, se resalta la importancia de un correcto detallado y construcción de las conexiones prefabricadas para asegurar la integridad estructural de la edificación.

2. 3. Conexiones de elementos prefabricados

Una conexión está definida, según el ACI 318-14, como la región de la estructura donde se unen dos o más miembros, los cuales pueden ser prefabricados. Es importante resaltar que esto es diferente al concepto de nudo, que representa al volumen geométrico en común de miembros que se interceptan (Arellano et al., 2018). La razón de esta puntualización es que existen diversas disposiciones en las que se pueden conectar elementos prefabricados. Por ejemplo, existen conexiones ubicadas en la intersección del nudo viga-columna, así como conexiones en los puntos de inflexión de viga, como se visualiza en la Figura 2.1.

Como se mencionó inicialmente, uno de los factores influyentes en la elección del sistema estructural es la arquitectura; sin embargo, la elección de las conexiones de los elementos prefabricados depende de cómo la estructura se disgregará en piezas. Por ejemplo, los pórticos se pueden prefabricar como elementos individuales o como arreglos en forma de “T” o cruz, como se observa en la Figura 2.1; o los muros en conexiones horizontales, verticales o ambas. La elección de cómo separar la estructura dependerá del transporte disponible, la capacidad de carga de la grúa, los procedimientos de montaje, entre otros.

Por esta razón, es importante en estructuras prefabricadas conocer cómo se disgregarán los elementos para, según esto, decidir el tipo de conexiones adecuado para lograr un comportamiento estructural específico. En la Figura 2.2 se observa que existen diversas características de respuesta del sistema ante fuerzas laterales y, para lograr cada uno, se necesita de cierto tipo de conexiones que pueden ser emulativas o articuladas. Si bien en la figura se muestra el caso de un muro en voladizo, el mismo esquema se puede hacer para los sistemas aporticados.

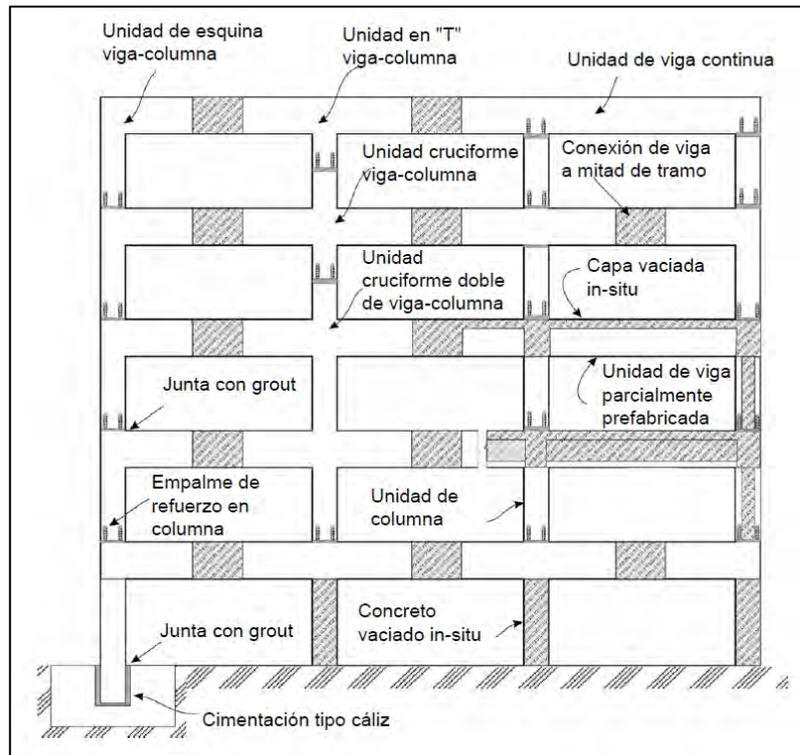


Figura 2.1 Arreglos comunes de elementos y conexiones prefabricadas en la construcción de pórticos resistentes a momento. Adaptado de Task Group 7.3 (2003).

La conexión emulativa es aquella que se diseña y construye de manera que las capacidades de rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía de la estructura sean semejantes a los de una construida in-situ. Así, en general, los detalles del acero de refuerzo también resultarían similares. Por el contrario, las no emulativas no buscan ser monolíticas como las vaciadas in-situ. Por ejemplo, en Japón un sistema prefabricado aporticado es considerado emulativo cuando la resistencia lateral en fluencia es igual o mayor a una monolítica y la deriva correspondiente está entre el 80-120% del in-situ, pero con un valor máximo de 2% (Watanabe, 2015). En suma, en la curva de histéresis del sistema prefabricado, la máxima carga en el segundo ciclo debe ser mayor al 80% del primer ciclo a la misma deriva y, además, la disipación de energía en el segundo ciclo debe ser mínimo 80% de la construcción monolítica (Watanabe, 2015).

Dentro de las no emulativas, se cuenta con las conexiones articuladas. Estas, aparte de no emular el rendimiento de la construcción de concreto colado en el lugar, son más débiles que los elementos prefabricados de concreto adyacentes. Las conexiones articuladas se pueden subdividir en dos categorías: de ductilidad limitada y dúctiles. En la primera categoría entran las conexiones secas por soldado o empernado a placas de acero, que pueden incluir el uso de grout, pero que no se comportan como si fueran parte de una construcción monolítica (Park, 2003). Dentro de la segunda categoría están las conexiones secas con un mecanismo de disipación y postensado no adherido en pórticos o muros, también conocidos como sistemas híbridos, donde se desarrollan rotaciones inelásticas en los extremos de los miembros prefabricados mediante un mecanismo de recentrado, pero sin generar daño en los mismos

elementos (Kurama et al., 2018). De forma análoga, como se observa en la Figura 2.2, se cuenta con el sistema de recentrado (*rocking wall*). En pórticos, este se caracteriza por usar únicamente el preesfuerzo para disipar energía, por lo que no se provee tanta disipación como en un sistema híbrido donde también se utilizan otros elementos para la disipación de energía. En muros, el *rocking* se logra mediante un sistema de recentrado, pero con la misma desventaja anteriormente mencionada. En ambos casos, la compresión del concreto en los extremos de las conexiones provee cierta disipación (Task Group 7.3, 2003).

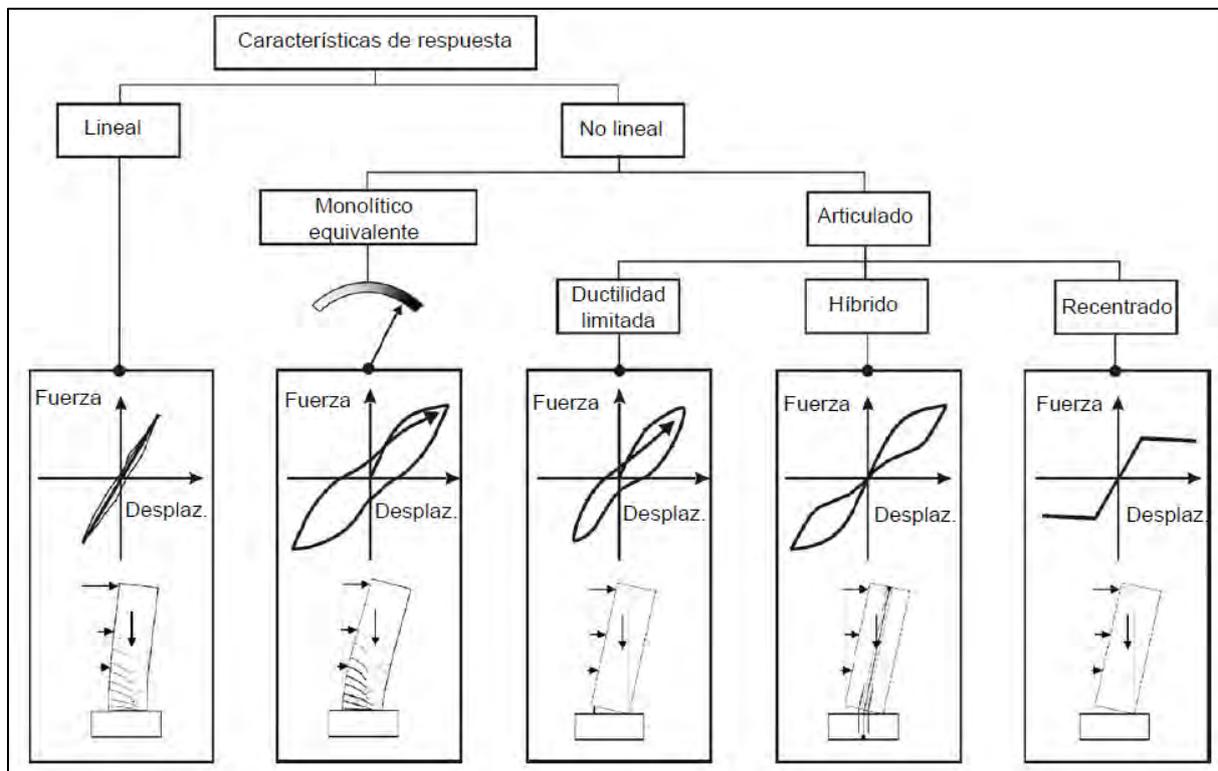


Figura 2.2 Clasificación según las características de respuesta de muros ante fuerzas y desplazamientos laterales. Adaptado de Task Group 7.3 (2003)

De la Figura 2.2 se puede concluir que es posible diseñar un muro para que se comporte de forma lineal o no lineal. Lo común, es el diseño no lineal pues debido a la magnitud de las solicitaciones no resulta económico uno lineal. Consecuentemente, según el comportamiento que se busca brindar o la ductilidad que se busca tener, es posible detallar la estructura de diversas formas. Por ejemplo, se puede contar con un pórtico o muro ordinario mediante la emulación o mediante conexiones articuladas de limitada ductilidad. Por otro lado, si se busca brindar un comportamiento dúctil, como en pórticos o muros especiales, es factible lograrlo mediante la emulación o un sistema híbrido.

Específicamente, las conexiones emulativas se dividen en base a su función esperada en el sistema estructural: conexiones dúctiles y fuertes. La primera es la que presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño por sismo (ACI Committee 318, 2014). Por esto, se caracterizan por su importante capacidad de deformación y se detallan en las regiones donde las deformaciones inelásticas se concentran (Joint ACI-ASCE Committee 550,

2013). Además, en general, implican conectar barras de refuerzo a través de una junta mediante empalmes traslapados, soldadura o conectores mecánicos. El uso de conexiones con tendones postensados adheridos también está incluido en la clasificación de dúctiles debido a su comportamiento monolítico (Park, 2003). Cabe destacar que las dúctiles pueden ser del húmedas pues se emplea concreto vaciado en obra o mortero para lograr la continuidad del concreto con los aceros de refuerzo existentes en las conexiones (Arellano et al., 2018). El grout o mortero, debe ser de alta calidad, no se debe contraer y puede contener refuerzo de fibras (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

En cambio, la conexión fuerte es la que se mantiene elástica permitiendo que en otras zonas de la estructura se desarrolle la fluencia. Esta busca garantizar que la deformación y el endurecimiento por deformación se produzcan lejos de la conexión; su uso típico es cuando esta unión ocurre en los puntos de inflexión del pórtico buscando que la fluencia suceda en la viga, cerca al nudo (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2013). Por eso mismo, se sugiere que este tipo de conexiones se ubiquen a una distancia de $h/2$ del centro de la rótula (Arellano et al., 2018). Para lograr dicho comportamiento se utilizan los principios del diseño por capacidad de forma que la conexión se mantenga en el rango lineal elástico mientras se forman las rótulas plásticas en otra zona de la estructura (Kurama et al., 2018). Las conexiones fuertes se pueden clasificar como húmedas o secas (Ghosh et al., 2003). Estas últimas son aquellas que utilizan soldadura, empernado, llaves de corte y clavijas. Existen varios tipos de estas conexiones que pueden ser embebidas en el concreto con placas empernadas, soldadas o con insertos, las cuales dependen principalmente del anclaje, por lo que se brinda detalles en el capítulo 17 del ACI 318 (Kurama et al., 2018).

Las conexiones también se pueden clasificar en función a las cargas que transmiten. Según el ACI 550.2R (2013) se tienen los siguientes tipos: las que transfieren solamente carga de gravedad; las de corte vertical, horizontal o ambos; las de momento; las de fuerzas de integridad estructural; y, finalmente, las que combinan cargas como momento y cortante. En esta línea, se puede distinguir el término junta y conexión. El primero hace referencia a la transmisión de cargas entre elementos: junta de corte, junta de flexión, entre otros. El segundo engloba todas las juntas que pueden existir en una región. Por ello, los ingenieros evalúan el comportamiento de las juntas individuales para conocer la capacidad de la conexión (Elliot, 2002). En suma, para no afectar la construcción ni las pérdidas de resistencia en alguna dirección, no solo los elementos prefabricados deben diseñarse para considerar las condiciones de carga desde su fabricación hasta su estado en servicio, sino que las conexiones también deben diseñarse para resistir y acomodar las deformaciones de: retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo (ACI Committee 318, 2019).

En cuanto a las conexiones entre elementos prefabricados y la cimentación, en base a los requisitos generales de estabilidad del pórtico se puede elegir libremente conexiones columna-cimentación articuladas o resistentes a momento. En este último se puede emplear conexiones con placa base, conductos metálicos corrugados con grout, conectores mecánicos con empalme

de acero y grout, entre otras. En algunas ocasiones, las columnas y zapatas se construyen en una sola pieza. La elección del tipo de conexión resistente a momento está determinada principalmente por la necesidad de garantizar el desarrollo de rótulas plásticas en la base de las columnas, mas que por cuestiones relacionadas con la facilidad de construcción y la economía (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

Particularmente, la del tipo cáliz presenta características inherentes para otorgar resistencia a momento. Es decir, son aptos para sistemas diseñados para una respuesta no lineal (Task Group 7.3, 2003). Este tipo de conexión, como se muestra en la Figura 2.3, consiste principalmente en dejar una cavidad en la zapata para luego insertar la columna y rellenarla con grout in-situ; por ello, es una de las más sencillas. Generalmente, se usan solo para estructuras prefabricadas de poca altura, dado que las tensiones axiales elevadas en la columna por el momento de vuelco son difíciles de prever (Task Group 7.3, 2003). Por lo general, las conexiones se realizan utilizando superficies lisas en la zona empotrada; no obstante, en aplicaciones sísmicas, es aconsejable que tanto el extremo de la columna como la superficie interior de las paredes del encaje estén adecuadamente rugosas. Esto pues, genera un mejor comportamiento de la conexión y reduce la acción de perforación en la base de la cimentación (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Además, se requiere, a menos que se emplee llaves de corte en la conexión, una profundidad de cimentación mínima de 1.5 veces el peralte de la columna para generar el empotramiento monolítico como el de una construida in-situ (Park, 2003). Cabe resaltar que las columnas cantilever también pueden emplear este tipo de conexión, ya que deben estar empotradas. Para mayor detalle de este tipo de conexión se puede revisar el acápite 9.4.2 del libro “Precast concrete structure” Elliot 2002.

Las cimentaciones para sistemas de alta o media ductilidad, sea pórticos o muros de concreto prefabricado, no presentan requisitos específicos en las normas presentadas, pues se dispone de los mismos reglamentos que para estructuras in-situ. Por ejemplo, en la norma americana, si bien cuenta con el acápite 18.13 de cimentaciones para categorías de diseño sísmico C, D, E y F (alta sismicidad), no se hace hincapié a requisitos especiales para estructuras prefabricadas, mas solo se discute respecto a los pilotes. No obstante, en sistemas como el de pórticos donde se espera rótulas en la base de las columnas, se sugiere evitar las conexiones en dicha región; por este motivo, se recomienda cimientos monolíticos para conectar las columnas.

En la Figura 2.3 se muestran ejemplos de las diversas conexiones prefabricadas, donde se visualiza casos de conexiones de cimentación, viga-columna, columna-columna y viga-viga; sin embargo, no necesariamente son sismorresistentes. Finalmente, se recomienda los siguientes documentos para conocer el diseño técnico de las conexiones: *PCI Design Handbook (2010)*, *Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames (1995)* y *Structural connections for precast concrete buildings (2008)*.

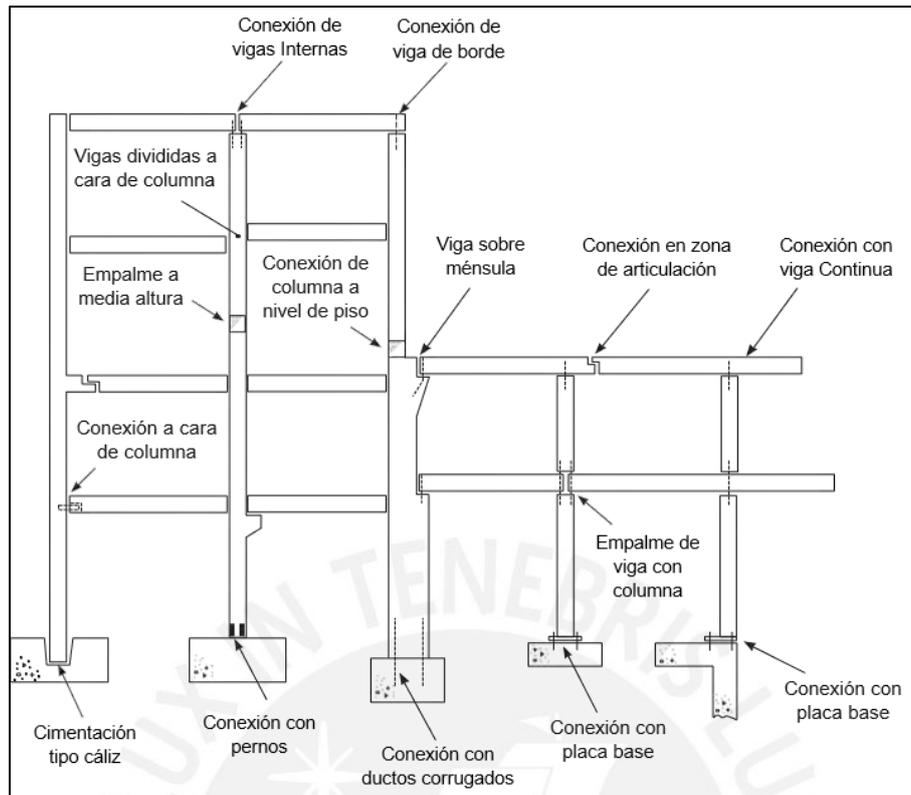


Figura 2.3 Tipos de conexiones prefabricadas. Adaptado de Elliot (2002.)

2. 4. Diafragmas prefabricados

Los diafragmas cumplen varias funciones en la estructura de una edificación; principalmente, son indispensables para el sistema resistente a fuerzas laterales. Estos son responsables de transmitir las fuerzas inerciales inducidas por el sismo hacia los elementos estructurales de dicho sistema; además, combinan estos elementos individuales en un solo sistema sismorresistente (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Una de las principales características de un diafragma es su nivel de rigidez, el cual podría ser rígido, semirrígido o flexible. Sin embargo, su idealización debe ser coherente con las características de la edificación (ACI Committee 318, 2019). Dicho nivel de rigidez depende de varios factores como su geometría, juntas, conexiones, rigidez relativa de los elementos verticales sismorresistentes, etc.

Si bien los diafragmas prefabricados también se diseñan con los mismos criterios que los de concreto in-situ, existen diversos casos donde se evidenció su mal desempeño bajo solicitaciones sísmicas. Por ejemplo, en terremotos pasados como el de Alaska (EE.UU.) 1964, Tangshan (China) 1976, Spitak (Armenia) 1988, Northridge (EE.UU.) 1994, Bhuj (India) 2001 y Sichuan (China) 2008 se produjo el colapso de edificaciones prefabricadas, sobre todo, debido a fallas de los sistemas de piso prefabricado (Khare et al, 2010). Por ejemplo, en el de Northridge de 6.8 Mw se observó el colapso de varias estructuras de estacionamiento de concreto prefabricado. Según Mitchell et al. (1995), se debió a los detalles inadecuados de las conexiones del diafragma a través de juntas de construcción y en las vigas perimetrales de borde. Estudios y ensayos posteriores, como el realizado por Matthews y Bull (2003), explicó que el colapso de los pisos era por la incompatibilidad de desplazamientos con las vigas debido

a su elongación y rotación. Este estiramiento de la viga sucede por la formación de sus rótulas plásticas, lo que incrementa las distancias en las que se colocan los miembros del piso prefabricado, y puede tener una deformación de entre 2-4% del peralte de la viga (New Zealand Concrete Society et al., 1999).

Otra evidencia de mal comportamiento de los diafragmas prefabricados ocurrió en el terremoto de Nueva Zelanda del 14 de noviembre del 2016 (7.8 Mw). Específicamente en los edificios de entre 5-15 pisos construidos en los 80's se reportó daños en los pisos prefabricados de pórticos flexibles debido a las mismas fallas comentadas anteriormente; así como por el poco detalle dúctil en las conexiones de los diafragmas y las vigas (Henry et al., 2017). También se observó en este terremoto grandes fisuras entre los sistemas de piso y los muros pues estos últimos también se elongan (Henry & Elwood, 2020).

El boletín número 78 de la federación internacional de concreto estructural y el PCI (2016) explica las diversas consecuencias por la que podría suceder lo anterior. Por ejemplo, dichas incompatibilidades entre el diafragma y la viga pueden generar, debido a una idealización incorrecta, colapso por falta de agarre con la estructura y sobrerresistencia en la viga debido a la tracción generada en las losas. Esto último pues la tracción se transmite a las conexiones viga-columna como compresión dando una mayor capacidad, lo cual podría inducir a la formación de rótulas plásticas en la columna antes que la viga. En cuanto a las incompatibilidades con los muros, la conexión por corte con el muro puede fallar y llevar al colapso el sistema de piso; además, debido a la gran fuerza axial generada por la resistencia del diafragma a la deformación del muro, se puede generar una falla frágil de este último.

Consecuentemente, es necesario considerar en el diseño las deformaciones relativas entre los elementos verticales, horizontales y los diafragmas como es el caso del elongamiento de muros y vigas. Una solución que se plantean en el boletín para el caso de la conexión diafragma y vigas es la colocación de refuerzo adicional en las losas para integrarlo con las vigas o columnas. Otra solución es dejar un espacio entre las vigas y la losa para vaciar in-situ una pequeña losa de amarre de mínimo 60 cm o 6 veces el espesor, el cual permitiría acomodar las incompatibilidades de desplazamiento. En suma, el uso de sistemas con conexiones articuladas como muros con postensado permiten un mejor control y reducción del daño en los diafragmas.

Respecto a la norma americana, el ACI 318-19 en su capítulo 12 brinda disposiciones generales para los diafragmas y, aquellos en las CDS C, D, E o F, también deben cumplir con el acápite 18.12, donde hay consideraciones sísmicas. En el capítulo 12 del ACI 318-19, además de dar indicaciones para los diafragmas de losas construidas in-situ, se reglamenta los diafragmas prefabricados con o sin firme; esta clasificación de los diafragmas es en base a su composición. Para el diafragma con firme, existen los siguientes tipos: el compuesto, cuando la función de diafragma es responsabilidad del firme junto con los elementos prefabricados de piso; y el no compuesto, cuando solo el firme cumple dicha función.

Para el caso del diafragma sin firme, el ACI 318-19 menciona en sus comentarios que se puede emplear acero de refuerzo por cortante de fricción en las juntas inyectadas con mortero

adicional al refuerzo requerido por diseño para soportar la fuerza cortante. También, de manera alternativa, se pueden usar conectores mecánicos para transferir el cortante a través de las juntas de los elementos prefabricados. Sin embargo, esta norma no contiene disposiciones para diafragmas sin firme de piso en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, pero permite su uso si cumple con los requerimientos del ACI 550.5. Esto se debe a que no es recomendado en zonas sísmicas (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

Cabe resaltar que un detalle especial para el diseño del diafragma prefabricado es el espesor del firme, el cual se debe considerar para asegurar su comportamiento correcto, ya que existen evidencias de falla del diafragma debido a este factor. Por ejemplo, en un ensayo para estudiar el comportamiento sísmico de una estructura emulativa de concreto prefabricado de tres niveles construido a escala 1:4, se demostró que el refuerzo mínimo del firme por cambios volumétricos no es suficiente para resistir las fuerzas sísmicas del diafragma (Rodríguez et al., 2013). Consecuentemente, en la mayoría de los códigos prefabricados el espesor mínimo absoluto es por lo general del orden de 75-90 milímetros, en una región de sismicidad moderada-alta (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

Por otra parte, en cuanto a la idealización para el análisis de diafragmas, para casos regulares es posible emplear la analogía de una viga y, para casos complicados o con aberturas, el método del puntal y tirante. Además, el ACI 318-19 en su artículo 12.5.1.3 también permite el uso de modelos con elementos finitos. No obstante, diversos estudios realizados a las fuerzas de diseño para diafragmas, desde lo ocurrido en el terremoto de Northridge, permitieron observar diferencias significativas entre las de diseño respecto a las que ocurren realmente. Por ejemplo, en un estudio a un edificio de 4 pisos a escala por Rodríguez, Restrepo y Blandón (2007) se observó que las aceleraciones en los pisos dadas por una mesa vibradora eran mayores a las que se obtenían de una combinación modal SRSS con la reducción respectiva de la fuerza según la ductilidad del sistema estructural; por lo que las fuerzas de diseño calculadas por la combinación modal reducida no eran conservadoras. Incluso estudios recientes en países como Estados Unidos, México y Nueva Zelanda demostraron que las fuerzas de diseño en los códigos como el ASCE 7 del 2010 son insuficientes para asegurar que en el terremoto de diseño se comporte elásticamente el diafragma (Task Group 6.10 & PCI, 2016). La razón por la que es recomendado el diseño elástico del diafragma se debe a que permite contar con resistencia y capacidad de deformación para que el mecanismo de deformación inelástica en el sistema sismorresistente a fuerza lateral se desempeñe como se supuso (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

La explicación resumida de porqué las fuerzas reales en los diafragmas difieren de los prescritos en la norma es por el efecto de los modos superiores. Cada piso termina con historias de aceleraciones diferentes por lo que el ASCE 7 del 2010 especificó el uso de dos grupos de fuerza diferentes: aquellos provenientes del diseño de los elementos verticales, y aquellos solo para diafragmas (Moehle et al., 2010). De todas formas, recién en la versión del 2016 se diferenció las fuerzas provenientes del primer modo con las superiores y se dispuso que, para diafragmas prefabricados en las CDS C, D, E y F, se cumpla el artículo 12.10.3, donde se

detalla lo mencionado. La diferencia está en la reducción por el factor R del sistema sismorresistente pues solo se aplica a la fuerza del primer modo, pero luego se amplifica por el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , debido a los elementos verticales que ocasionan fuerzas más altas en el diafragma. Posteriormente, ambos se reducen por un factor R_s debido a la considerable capacidad de deformación y la sobrerresistencia del diafragma. Dicho factor R_s depende de la opción de diseño que se utilice: Opción de Diseño Elástico (EDO), Opción de Diseño Básico (DO) y Opción de Diseño Reducido (RDO); las cuales se escogen según el nivel de demanda del diafragma (Bajo, Moderado o Elevado) basado en la CDS, el número de pisos, la extensión del diafragma y el tipo de deformación del refuerzo que se utilizará (elemento de deformabilidad baja, moderada o alta: LDE, MDE, HDE). La NTC-DS (2020) también cuenta con una metodología similar de diseño de diafragmas pues está en base al ASCE 7/16. Para una explicación más detallada se puede revisar la sección de comentarios del ASCE 7/16 y la guía número 13 del NEHRP (2017), diseño sísmico de diafragmas de concreto prefabricado.

Para abordar el tema de diseño de diafragmas prefabricados es necesario conocer sus diferentes componentes típicos que son la losa, las cuerdas, los colectores y las conexiones con los elementos verticales. Las cuerdas son los encargados de resistir las tracciones y compresiones generadas en el sistema de piso debido a la fuerza sísmica. Como analogía, si se idealiza el diafragma como viga, las cuerdas serían las zonas donde estaría el acero en tracción y compresión. Por su parte, los colectores son aquellos que transfieren las fuerzas cortantes a los elementos verticales mediante su compresión o tracción. Estos son colocados de forma paralela al elemento vertical como se visualiza en la Figura 2.4 y deben extenderse desde los elementos verticales la longitud necesaria para transferir la fuerza cortante. Notar que, si se cuenta con vigas, el fierro en estas también desempeñaría la labor de colectores y cuerdas según la dirección del sismo, lo que implica que las vigas tendrán que considerar en su diseño dicha tracción y compresión por el diafragma. En adición, en el ACI 318-19 en su artículo 18.12.7.6 y 18.12.7.7 brinda disposiciones a los elementos colectores para reducir su posibilidad de pandeo, así como asegurar su desarrollo, pues a su vez, estos deben ser diseñados para fuerzas amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema sismorresistente.

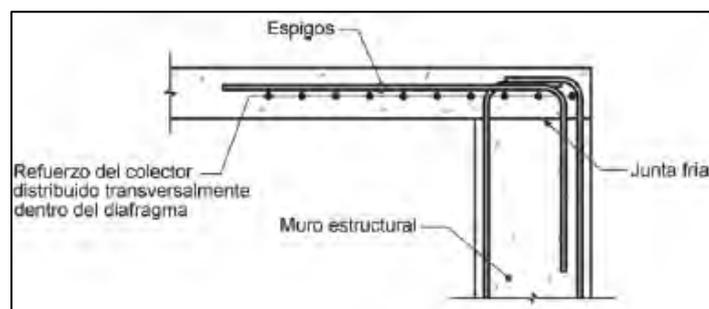


Figura 2.4 Detalle de la conexión de un diafragma con un muro estructural por medio de conectores mecánicos o espigas (ACI Committee 318, 2014)

Igualmente, en su artículo 12.5.2.2 el ACI permite que las fuerzas de tracción se resistan con barras corrugadas; torones preesforzados o no preesforzados; conectores mecánicos;

precompresión de refuerzo preesforzado; o combinaciones de estos. En el caso de contar con conectores mecánicos o refuerzo no preesforzado que resista tracción, este debe colocarse en un ancho de $h/4$, como se observa en la Figura 2.5. Además, los conectores mecánicos que atraviesen juntas entre elementos prefabricados deben resistir la tracción si ocurren aberturas en estas, pues se espera que, por ejemplo, en diafragmas sin firme ocurran aberturas de aproximadamente 2.5 mm o más si hay movimientos sísmicos.

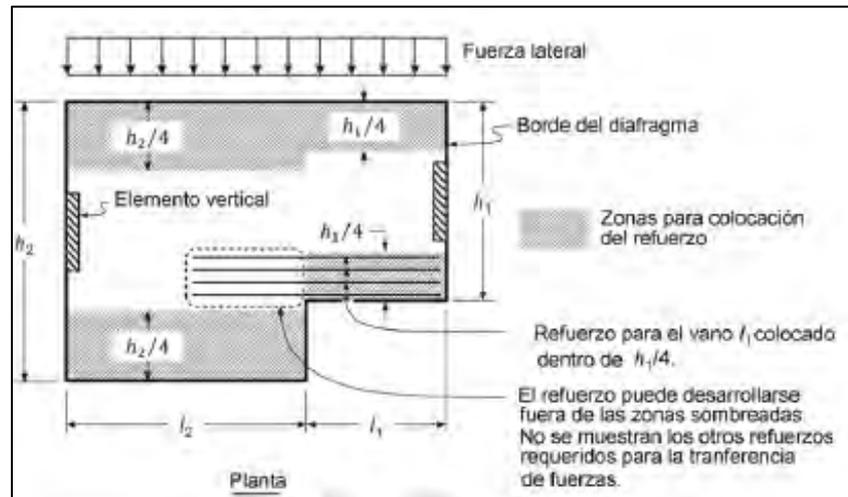


Figura 2.5 Áreas de refuerzo del diafragma (ACI Committee 318, 2014)

Para el diseño por cortante de los diafragmas, el ACI 318 dispone que se utilice un valor de Φ de 0.75 o 0.6 al realizar diseño bajo cargas sísmicas, según el artículo 21.2.4.1. Por otro lado, el artículo 12.5.3.7 brinda dos disposiciones para cuando el cortante es transferido entre el diafragma a un colector o, desde un colector o diafragma a un elemento vertical. En el primero, si se utiliza al concreto como medio para transferir cortante, se debe cumplir con lo indicado en el 22.9, correspondiente a cortante por fricción. En el segundo, si es transferido por conectores mecánicos o espigos, como los que se muestran en la Figura 2.4, deben tener en cuenta el levantamiento o rotación de los elementos verticales ante fuerzas laterales. Esto último busca evitar los problemas mencionados inicialmente respecto a la incompatibilidad de desplazamientos.

Como se mencionó anteriormente, para las CDS de la C a la F se dispone el capítulo 18.12 sin importar el sistema estructural utilizado. En este, se permite el uso de diafragmas con afinado compuesto de mínimo 5 cm de espesor, pero sobre una superficie limpia, libre de lechada e intencionalmente rugosa; así como también, diafragmas con afinado no compuesto de mínimo 6.5 cm de espesor. De forma similar, la NTC-DCEC (2017), si bien permite también ambos casos de diafragma con firme con espesor mínimo de 5 cm, se debe emplear 6 cm si la luz es de más de 6 m. Por su parte, la NCh2369 (2003) se basa literalmente en el ACI 318-99 en su acápite de diafragmas prefabricados, con lo cual su espesor mínimo también es de 5 cm, pero 7 cm en un diafragma no compuesto. La norma E.060 tiene los mismos requisitos que el ACI 318 mencionado inicialmente.

Otro aspecto clave en el diseño de diafragmas es considerar el refuerzo para efectos de retracción y variación de temperatura. El ACI 318-19 en su artículo 12.6.3 permite el uso del refuerzo para dichos casos, así como para las fuerzas en el plano del diafragma. Específicamente, en el 18.12.7.1 se menciona que la cuantía mínima es de 0.0018 y que el espaciamiento no debe ser menor a 25 cm si se utiliza malla electrosoldada. La intención de esto es evitar su fractura durante un sismo, sin embargo, se ha observado que solo por cambios de temperatura en una malla de 25 cm esta ya empieza a fluir (Ghosh et al., 2017). Además, hay evidencia de numerosas fallas de las mallas electrosoldadas por ejemplo en el terremoto de Christchurch, Nueva Zelanda del 2011 debido a la alta demanda inelástica. Por esta razón, ahora se utilizan y recomiendan mallas dúctiles o deformables para el refuerzo del firme, con lo que pueden resultar espesores de firmes mayores para acomodar las barras (Task Group 6.10 & PCI, 2016). De cualquier modo, se debe tener en cuenta que el uso de refuerzo con mayor ductilidad no impide el agrietamiento (ACI Committee 318, 2019). Para la NTC-DCEC (2017) el espaciamiento para mallas electrosoldadas no debe ser mayor a 25 cm, para controlar los efectos de retracción y temperatura, y la cuantía mínima por fuerza cortante no será menor a 0.0025. En el caso de la norma chilena y peruana es idéntico al americano mencionado inicialmente.

2. 5. Pórticos de concreto prefabricado

Un pórtico de concreto prefabricado es un conjunto de elementos lineales fabricados en un entorno controlado que cuando se conectan adecuadamente constituyen una estructura capaz de resistir cargas gravitacionales y laterales. Estos sistemas a menudo son apropiados para edificaciones que requieren una obstrucción interna mínima, y un espacio versátil o multifuncional; es decir, donde se podrían elegir particiones internas para satisfacer las necesidades de cualquier cliente. Por ejemplo, son provechosos en edificios como oficinas, locales comerciales, estacionamientos, escuelas, estadios, entre otros. Asimismo, tienen la ventaja, a diferencia de los muros estructurales, de disipar la energía en varias regiones y contar con un alto grado de hiperestaticidad (Task Group 7.3, 2003).

Una manera de clasificar a estos sistemas estructurales es en función de su mecanismo de resistencia lateral. Así, se cuenta con pórticos resistentes a momento o con pórticos conformados por columnas tipo cantiléver. Otra forma de agrupar a los pórticos de concreto prefabricado es en términos de las características de respuesta de sus conexiones ante las sollicitaciones de carga. Así, como se expuso en el inciso 2.3 del presente documento, existen dos grupos de conexiones: emulativas y articuladas. No obstante, el reto fundamental de estas estructuras es encontrar un método de diseño económico y práctico para la conexión de los elementos de manera que provean suficiente rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad (Park, 2002).

2. 6. Pórticos de ductilidad baja de concreto prefabricado

A continuación, se presenta la normativa, estudios y experiencia en terremotos de los pórticos de ductilidad baja de concreto prefabricado.

2. 6. 1. Normativa y estudios

El pórtico ordinario de concreto prefabricado solo puede ser utilizado en las CDS A y B, que corresponden a las zonas de menor riesgo sísmico. Según el ACI 318-19, el pórtico ordinario de concreto prefabricado es aquel que cumple con los requisitos del 18.3, del Capítulo 18: Estructuras Sismo Resistentes. Ello sólo si el sistema es el que resiste las fuerzas sísmicas de la edificación. Por otro lado, si son diseñadas para la CDS A, no necesitan cumplir con dicho capítulo. Se resalta que el ASCE 7/16 y el IBC-18 respaldan la definición del ACI 318 y reglamentan este pórtico con un factor R de 3 y Cd de 4.5 (Tabla 2-2).

Cuando se permite este sistema, es generalmente más económico detallar las conexiones por cargas de gravedad; sin embargo, si se requiere resistencia lateral se puede extender su capacidad para proveer ello sin componentes adicionales (PCI Industry Handbook Committee, 2010). En cuanto a los requisitos para su diseño sismorresistente, en la versión del 2019 del ACI 318, acápite 18.3, se cuentan con detalles para el refuerzo de vigas que buscan mejorar la continuidad en los miembros del pórtico. Específicamente, las vigas deben tener al menos dos barras continuas en las caras superior e inferior. Mediante esto se incrementa la resistencia ante fuerzas laterales y la integridad estructural. También, se dispone de lineamientos para las columnas, los cuales tratan de proveer capacidad adicional de corte en columnas con dimensiones que de otro modo las hubiera hecho más susceptibles a fallar por cortante bajo cargas sísmicas. Esto aplica a columnas que tengan una relación de altura libre a peralte de cinco o menos (ACI Committee 318, 2019).

Por otro lado, la NTC-DS permite el uso de pórticos de baja ductilidad con Q igual a dos, los cuales son análogos a los ordinarios descritos anteriormente. Además, según su norma de concreto armado, los pórticos prefabricados de ductilidad baja deben cumplir con los requisitos del Capítulo 7, donde se busca que cumpla con los criterios de las estructuras vaciadas in-situ considerando las condiciones de carga que tendrá en toda su vida útil: fabricación, transporte, montaje, servicio y restricción de las conexiones. Se busca asegurar la integridad estructural y que los miembros prefabricados estén conectados al sistema de resistencia por cargas laterales. Específicamente, se resalta el inciso 7.7.4 referente a las conexiones prefabricadas, donde se dispone lineamientos para los materiales, detalles de refuerzo, montaje, entre otros.

En la norma NCh2369 en su acápite 9.2: Estructuras prefabricadas de hormigón, se permite el uso de sistemas gravitacionales. Estos son aquellos donde los elementos prefabricados únicamente resisten cargas verticales y utilizan sistemas sismorresistentes como los muros o pórticos de concreto armado vaciados in-situ. Se especifica un valor R de 5 y una razón de amortiguamiento de 5% para estos sistemas. También, debe ser capaz de aceptar la deformación sísmica y resistir la carga de gravedad para tal deformación. El diseño de las conexiones entre el sistema prefabricado gravitacional y el sismorresistente será de acuerdo al segundo. Cabe notar que no se permite el uso de conexiones que se basen solo en la fricción por la carga gravitacional.

En el Perú, si bien no se cuenta con una categoría de baja ductilidad, si se permite utilizar pórticos prefabricados, pero no para zonas de alto riesgo sísmico: zona 2, 3 y 4. Específicamente, según el Capítulo 16: Concreto Prefabricado de la norma E.060, se requiere especial consideración en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir las fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo. Asimismo, de igual forma que lo especificado en el ACI 318-19, se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos. Sin embargo, no se deben usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción producida por cargas gravitacionales.

2. 6. 2. Experiencia ante terremotos

Si bien los pórticos ordinarios no son exclusivamente sistemas bajo cargas de gravedad, estos pueden ser diseñados en CDS A que, según el ASCE 7, equivaldría a una zona de muy bajo riesgo sísmico. No obstante, se describen algunas experiencias de sistemas que no tuvieron diseño sísmico y que, en la eventualidad de este, fallaron. Por ejemplo, Iverson y Hawkins (1994) realizaron un informe de los daños en las edificaciones que utilizaron componentes de concreto prefabricado y/o pretensado en el terremoto de Northridge en enero de 1994 (Mw 6.8). El estudio se enfocó en los estacionamientos, ya que eran unas de las principales aplicaciones del concreto prefabricado en esa época. La estructuración de los estacionamientos parcialmente colapsados era variada; algunas eran casi totalmente prefabricadas y otras completamente coladas en el lugar. Sin embargo, la mayoría de las edificaciones con prefabricado presentaron un desempeño sísmico adecuado, las excepciones fueron aquellas cercanas al epicentro y los estacionamientos con grandes áreas; estas últimas fallaron independientemente del sistema estructural (Iverson & Hawkins, 1994).



Figura 2.6 Garaje parcialmente colapsado en CSUN (Iverson y Hawkins, 1994)

Como resultado del estudio se concluyó que una posible causa del colapso de las edificaciones fueron deficiencias del sistema de gravedad, más no del sistema de resistencia a

cargas laterales. Posiblemente, debido a que no se aseguró la compatibilidad de desplazamientos entre dichos sistemas. Por ello, se debe considerar conexiones dúctiles entre el sistema gravitacional y el sismorresistente cuando se prevea un movimiento significativo entre componentes adyacentes (PCI Design Handbook, 2010). Asimismo, otra característica común de los estacionamientos colapsados fue la aparente falta de amarres adecuados entre los elementos de piso prefabricado y el sistema de resistencia a carga lateral. Ello permitió que los elementos prefabricados de los pisos superiores se desprendan y provoquen el colapso de los pisos inferiores. En suma, el desplazamiento de las vigas interiores generó el desprendimiento de las ménsulas, por lo que las vigas cayeron sobre sus similares en el piso inferior (Norton et al., 1994).

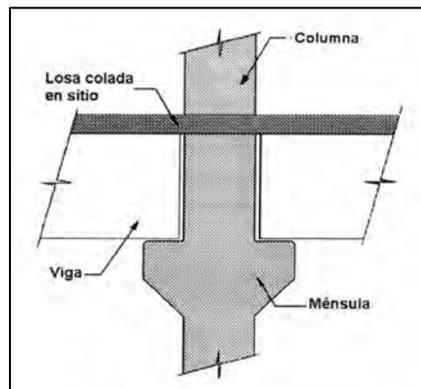


Figura 2.7 Conexión trabe-columna típica del edificio CSUN (Rodríguez, 2001)

Deficiencias, como las descritas anteriormente, también se encontraron en el estacionamiento de la Universidad de Northridge del estado de California (CSUN por sus siglas en inglés). La estructura tenía un área de planta de $120 \times 100 \text{ m}^2$ y era de 3 niveles. Además, su sistema resistente a fuerzas laterales estaba conformado exteriormente por pórticos especiales resistentes a momento moldeados in-situ; el sistema de gravedad, por pórticos prefabricados; y el sistema de piso, por losas postensadas. En la Figura 2.6 se puede observar la gran capacidad de deformación de los pórticos dúctiles ubicados en la periferia del edificio, lo que contrasta con el comportamiento inadecuado de los pórticos interiores diseñados con el criterio comentado de resistir sólo cargas gravitacionales (Rodríguez, 2001). Finalmente, en la Figura 2.7 se muestra una representación esquemática del tipo de conexión trabe-columna empleado en estos pórticos interiores. En ella se aprecia que la conexión no tiene capacidad de desarrollar momento resistente positivo: tracción en la fibra inferior (Rodríguez, 2001).

2. 7. Pórticos de ductilidad alta de concreto prefabricado

A continuación, se presenta la normativa, estudios, arreglos estructurales más utilizados, experiencia ante terremotos y una edificación moderna de los pórticos de ductilidad alta de concreto prefabricado.

2. 7. 1. Normativa y estudios

La procedencia del término “especial” que emplea la norma americana es para definir sistemas estructurales cuyas proporciones y detalles los hace apropiados como principal sistema sismorresistente en CDS altas (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Con ello, se busca que los pórticos especiales sean capaces de resistir fuertes terremotos sin pérdidas significativas de rigidez y resistencia (Moehle et al., 2008). De esta manera, estos pórticos se caracterizan porque permiten un mayor nivel de ductilidad ante demandas sísmicas.

El ACI 318-19 en el Capítulo 18: Estructuras Sismo Resistentes, define los pórticos especiales de concreto prefabricado como un pórtico resistente a momento viga-columna que cumple con los requisitos del 18.2.3 hasta el 18.2.8 y 18.9. Estos subcapítulos brindan disposiciones reglamentarias para temas como el anclaje al concreto, factores de reducción de la resistencia, calidad del concreto, refuerzo, empalmes, entre otros. Particularmente, el 18.9 abarca disposiciones específicas para pórticos especiales construidos con concreto prefabricado. Mediante esto, esta guía busca que los pórticos prefabricados especiales respondan a los desplazamientos de diseño esencialmente igual a los pórticos monolíticos especiales.

Cabe resaltar que el IBC 2018 y ASCE 7/16 respaldan la definición mencionada del ACI 318 y avalan este sistema en todas las CDS. De esta manera, se le asignó un factor R igual a 8, un coeficiente de sobrerresistencia de 3 y un factor de amplificación Cd de 5.5. Además, el ASCE 7/16 detalla requerimientos extra para estos sistemas estructurales en sus artículos 12.2.5.5 y 14.2. El primero, que corresponde a pórticos especiales para CDS D a la F, indica que estos pórticos deben ser continuos hasta su base; existen consideraciones adicionales si verticalmente se cuenta con otros sistemas estructurales además del pórtico especial. Por otro lado, el segundo brinda disposiciones para el diseño de diafragmas.

En cuanto al diseño de estos pórticos prefabricados, el ACI 318-19 cuenta con dos tipos de conexiones para emular los pórticos vaciados in-situ. Estas son las conexiones dúctiles y fuertes, las cuales se abordan en los acápite 18.9.2.1 y 18.9.2.2 respectivamente. Ambas deben cumplir con los requisitos de vigas, columnas y nudos de pórticos especiales construidos in-situ, indicados en los subcapítulos 18.6, 18.7 y 18.8 respectivamente. Esta disposición, entre otras que se comentarán posteriormente, entraron en vigor en la versión 2002 del ACI 318. Para las conexiones que no cumplan los acápite anteriores, se dispone del ACI 374.1, donde se presentan disposiciones mínimas para su validación.

En cuanto a las conexiones dúctiles, para que estas fluyan, el refuerzo longitudinal puede mantenerse continuo mediante el uso de empalmes mecánicos o traslapados. Sin embargo, este último no es común en el ensamble de elementos prefabricados pues la longitud de empalme requerida por el ACI 318-14 es excesiva en comparación con la necesaria para un conector mecánico (Kurama et al., 2018). Para utilizar estos últimos en vigas, según el artículo 18.9.2.1(c) del ACI 318-19, se debe ubicar a más de $h/2$ de la cara del nudo si son del Tipo 2, y cumplir con el 18.2.7, correspondiente a empalmes mecánicos en pórticos y muros especiales.

Con esto, se busca que los empalmes sean capaces de resistir la tracción de las barras que conectan y evitar su rotura, así como de resistir deformaciones unitarias inelásticas en múltiples ciclos. Cabe resaltar que, para otros sistemas estructurales no especiales, el empalme Tipo 2 es permitido sin restricción. Los del Tipo 1 también pueden ser utilizados, pero a una distancia del doble del peralte de la viga desde la cara del nudo o de la región donde se producirá la fluencia, como se indica en el artículo 18.2.7.2. Además, en los comentarios del artículo 18.2.7, se recomienda que estos deben efectuarse escalonadamente a pesar de que esta guía no lo exige; esto permitiría brindar espacio para la instalación de los empalmes en la construcción.

Desde la edición 2014 del ACI 318, los empalmes mecánicos o soldados con resistencia menor a $1.25f_y$ fueron eliminados, pues se exige que ambos cuenten con dicho valor como mínimo. El 25% extra tiene como intención dar un margen de seguridad para asegurar suficiente resistencia en los empalmes tal que al fluir la barra no se fracture (ACI Committee 318, 2019). Asimismo, en el artículo 18.2.8 se restringe el uso de los empalmes soldados a una distancia mayor de dos veces la altura del miembro, medida desde la cara de la columna o viga, o desde secciones críticas donde sea probable que se produzca fluencia.

Para evitar el deslizamiento en las superficies, en secciones en las cuales la resistencia a corte depende del acápote 22.9 Cortante por fricción, se debe aplicar el artículo 18.9.2.1 (b) del ACI 318-19. En este se indica que el cortante nominal de las conexiones (V_n) debe ser al menos dos veces el cortante considerando las combinaciones de sismo (V_e), donde este último se obtiene mediante el diseño por capacidad. Debido que diseñar dicha junta con solo V_e resulta no ser conservador (ACI Committee 318, 2019). Específicamente, se debe aplicar los artículos 18.6.5.1, correspondiente a las fuerzas de diseño en vigas de pórticos especiales, y 18.7.6.1, correspondiente a las fuerzas de diseño en columnas de pórticos especiales. Estos dos artículos, a diferencia de la norma peruana, indica que el momento probable (M_{pr}) se calcula con $1.25f_y$.

Respecto a los pórticos con conexiones fuertes, además de cumplir con emular a los in-situ, deben cumplir otros cuatro puntos clave del ACI 318-19. El primero es que la luz libre entre las zonas de rótulas plásticas de la viga debe tener una longitud mínima de 4 veces el peralte efectivo (d). Esto se debe a que a $2d$ de cada cara se espera que se desarrolle la rótula plástica (Restrepo et al., 1995). En segundo lugar, la resistencia de diseño de la conexión (ϕS_n) no puede ser menor que las cargas en la conexión debido al desarrollo de la resistencia probable (S_e). Esto último equivale a decir que estas conexiones deben diseñarse por capacidad para mantenerse elásticas y que la fluencia ocurra en una zona fuera de la conexión, debido a que bajo cargas cíclicas pueden tener una ductilidad limitada (Task Group 7.3, 2003). En tercer lugar, los refuerzos principales longitudinales deben extenderse a lo largo de las conexiones y fuera de la misma conexión fuerte, así como de la zona de desplazamientos inelásticos, como se observa en la Figura 2.8. Finalmente, para eludir la formación de la articulación plástica y pérdida de resistencia en las conexiones columna-columna, ϕS_n debe ser al menos $1.4S_e$, ϕM_n al menos $0.4M_{pr}$ para la columna dentro de la altura del piso, y ϕV_n al menos V_e .

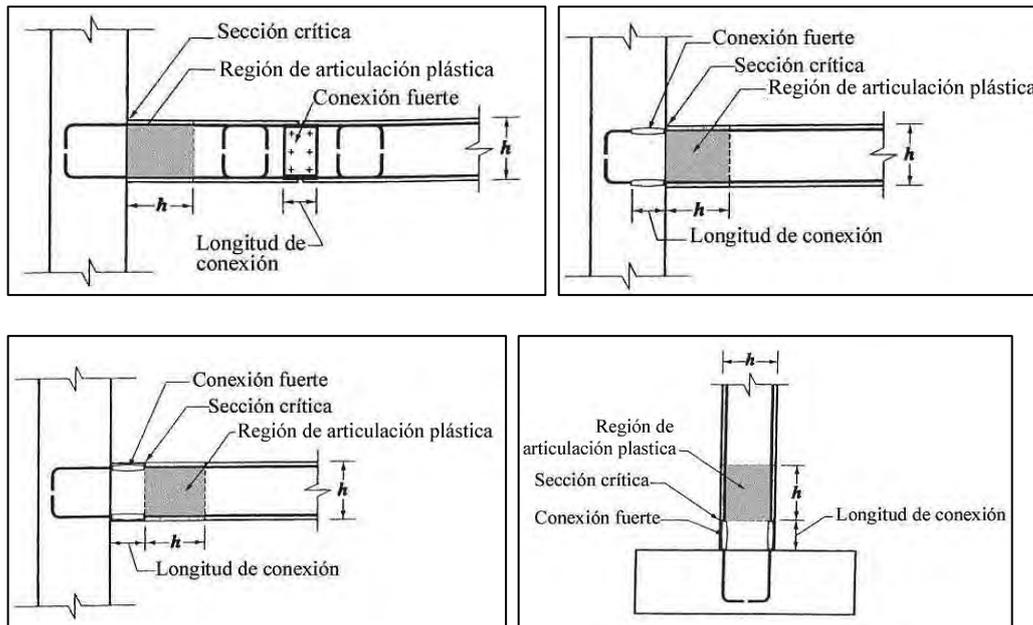


Figura 2.8 Conexiones fuertes (ACI Committee 318, 2014)

El ACI 318-19 en sus comentarios muestra diversas posibles disposiciones de las conexiones fuertes, Figura 2.8. Adicionalmente, la guía hace hincapié en que se debe seleccionar cuidadosamente la ubicación de las conexiones fuertes o, de lo contrario, tomar medidas para evitar la fractura de barras por concentración de esfuerzos. Por ejemplo, se sugiere no permitir la adherencia de las barras de refuerzo en zonas que concentren deformaciones unitarias. En adición, es importante comentar que la ubicación ideal para romper y conectar sistemas monolíticos es en los puntos de inflexión de las vigas, como se muestra cualitativamente en la Figura 2.8 (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009).

En el caso de los pórticos especiales que no cumplen con lo mencionado en los artículos del ACI 318-19 para conexiones dúctiles o fuertes, el artículo 18.9.2.3 indica que se debe cumplir con el ACI 374.1, que desarrolla criterios de aceptación para pórticos. Este documento brinda los detalles y materiales a utilizar en los especímenes de ensayo para que sean representativos a los usados en la estructura. Asimismo, indica que el diseño del pórtico debe definir el mecanismo para resistir la sollicitación sísmica y de gravedad, así como los valores de aceptación que lo garanticen. En suma, se cuenta con el documento ACI 550.3 donde se presentan los requisitos de diseño de un pórtico especial prefabricado con post-tensado no adherido para que cumpla lo mencionado en este párrafo.

En cuanto a la norma mexicana, la NTC-DS no permite el uso de pórticos prefabricados de alta ductilidad por la dificultad de lograr esta característica en las conexiones de elementos prefabricados o en los nudos de estas estructuras. Debido a que se cuenta con poca experiencia al respecto en sismos fuertes y ensayos de laboratorio, a diferencia de los pórticos de concreto in-situ (Arellano et al., 2018). Esto repercute en que dicha norma se limite a especificar fuerzas sísmicas de diseño generalmente mayores en las prefabricadas respecto a las in-situ (Rodríguez et al., 2013). Si bien el NTC-DS no permite los anteriores, sí aprueban los pórticos de elementos

prefabricados de ductilidad media. Estos cuentan con un factor Q de 3 y $\gamma_{m\acute{a}x}$ de 0.020; sin embargo, están condicionados a aquellos sistemas con nudos monolíticos y conexiones ubicadas fuera de las zonas críticas, a $2d$ de estas. Otra opción es conectar donde los momentos flexionantes de diseño por sismo sean menores al 70 por ciento del momento debido a cargas muerta, viva y accidental de la sección crítica por sismo. Además, la estructura deberá cumplir con los criterios de regularidad estipulados en el Capítulo 5 de la NTC-DS 2020 y con las disposiciones del Capítulo 7 referente a sistemas de baja de ductilidad de la NTC-DCEC 2017.

Sin embargo, cabe destacar que la norma NTC-DCEC 1996 permitía el uso empalmes por soldadura para pórticos de ductilidad media en zonas de articulación plástica. Consecuentemente, los edificios prefabricados en México en los 2000 's, frecuentemente, usaban conexiones con barras soldadas que resultaban no emulativas (Rodríguez, 2020). Además, se empleaba comúnmente el acero de refuerzo semejante al de la norma ASTM-615, el cual tiene limitaciones para lograr una soldadura adecuada entre barras de refuerzo a diferencia del ASTM-706 (Rodríguez, 2001). Así, el empalme por soldadura debería ser el método menos utilizado debido a la dificultad de contar con mano de obra calificada y materiales apropiados.

Un ejemplo de esta conexión es la que se muestra en la Figura 2.9, donde se usa empalme por soldadura para lograr la continuidad del refuerzo longitudinal de la viga. Concretamente, se sueldan varillas de refuerzo para unir las placas de acero embebidas tanto en la ménsula de la columna como en el extremo de la viga prefabricada. En la Figura 2.9 se observa el refuerzo de la conexión soldada que fue ensayada en el laboratorio de la UNAM en 1992. En dicho ensayo experimental se observó que la conexión no alcanzó ni la capacidad de momento resistente positivo para la cual fue diseñada (Rodríguez, 2001). Posteriormente, en el año 2010, se realizó el análisis no lineal de esta conexión aprovechando la información del ensayo experimental de 1992. En dicho estudio analítico se demostró que la capacidad de deformación lateral de la conexión corresponde a la capacidad de deformación a tracción de la barra soldada, la cual es considerablemente menor al de las barras de refuerzo sin soldar (Rodríguez, 2012). Consecuentemente, para las uniones con soldadura, así como para las mecánicas, la NTC-DCEC 2017 indica lo mismo que especifica el ACI 318-19 para su resistencia y ubicación.



Figura 2.9 Conexión típica de especímenes (Rodríguez, 2001)

En la norma chilena, si bien no se cuenta con una clasificación de pórticos de ductilidad alta prefabricados, sí se menciona de manera general que los sistemas prefabricados pueden utilizar las siguientes conexiones: emulativas dúctiles; emulativas especiales dúctiles, que requieren ensayo; y las no emulativas, a las cuales denominan secas (Campusano, 2020). Partiendo de esto, el NCh2369 indica valores diferentes de R y razón de amortiguamiento (ζ) para cada sistema y dependiendo de si se cuenta con juntas de separación con los elementos no estructurales. De esta forma, las estructuras prefabricadas con uniones húmedas, donde los elementos no están separados de los no estructurales, el R es 3 y ζ es 0.05, y donde sí están aislados, el R es 5 y ζ es 0.03; para todas las que presentan uniones secas con conexiones apernadas y mediante barras embebidas en mortero de relleno el R es 4 y ζ es 0.03; y con uniones secas soldadas el R es 4 y ζ es 0.02. Si bien se observa que para cada tipo de conexión los valores varían, cabe recordar que esta norma está pensada para edificaciones industriales.

Para las conexiones dúctiles, la NCh2369 del 2003 indica que las húmedas deben seguir los requisitos del ACI 318-99, especialmente los de anclaje y empalme de barras. La conexión húmeda está definida en la norma chilena como aquella que utiliza concreto in-situ para cualquiera de los métodos de empalme del ACI 318-99: empalme soldado (21.2.6), empalme mecánico (21.2.7) y traslapado (21.3.2.3). Por su parte, las conexiones especiales deben comportarse igual o mejor que las uniones monolíticas, demostrado mediante ensayos basados en el ACI ITG/T1.1-99, correspondiente a criterios de aceptación de pórticos resistentes a momento. También se menciona que, para el análisis sísmico, ambas conexiones se deben considerar como si fuesen parte de una estructura monolítica. Además, deben cumplir con el esfuerzo de corte basal mínimo exigido por la norma chilena en su artículo 5.4.5.

Por otro lado, para las conexiones secas, la norma chilena las describe como aquellas que no son húmedas y que son diseñadas como conexiones fuertes. Como limitante, estas solo se pueden utilizar exclusivamente para pórticos o para muros; además, si sólo se utilizan conexiones secas, la estructura se puede construir hasta 4 niveles o 18 m. Adicionalmente, similar a lo mencionado en el ACI 318, la resistencia nominal de la conexión debe ser mínimo 1.4 veces a la resistencia del elemento conectado. Otra limitante que se menciona es exclusivamente para los pórticos, donde se reglamenta que las conexiones secas deben desarrollar su resistencia probable, bajo flexión, corte, axial o una combinación, y ser capaces de alcanzar un desplazamiento no menor a 4 veces al de fluencia de los elementos que se conectan. La idea detrás de lo último mencionado es que la conexión sea capaz de seguir a los elementos prefabricados en su deformación y no fallen antes. Además, se puntualiza que el anclaje de la conexión al elemento prefabricado debe desarrollar una tensión igual a 1.3 veces la resistencia probable, y la conexión debe cumplir con los requerimientos de confinamiento. Todo lo mencionado debe verificarse mediante ensayos cíclicos en arreglos representativos del sistema. En palabras del Ingeniero Campusano, miembro del comité de la norma NCh2369, si no se toman estas precauciones, en la práctica estas conexiones secas diseñadas como fuertes habitualmente no funcionan (Campusano, 2020).

2. 7. 2. Arreglos estructurales más utilizados

El desafío de los pórticos es encontrar opciones económicas y prácticas para conectar los elementos prefabricados entre sí y poder garantizar la rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad adecuadas (Task Group 6.10 & PCI, 2016). En base a lo anterior, los pórticos pueden ser disgregados de diferentes formas, lo cual determina los detalles y el tipo de conexión que se requiere. A continuación, se presentan tres sistemas que engloban la mayoría de arreglos estructurales.

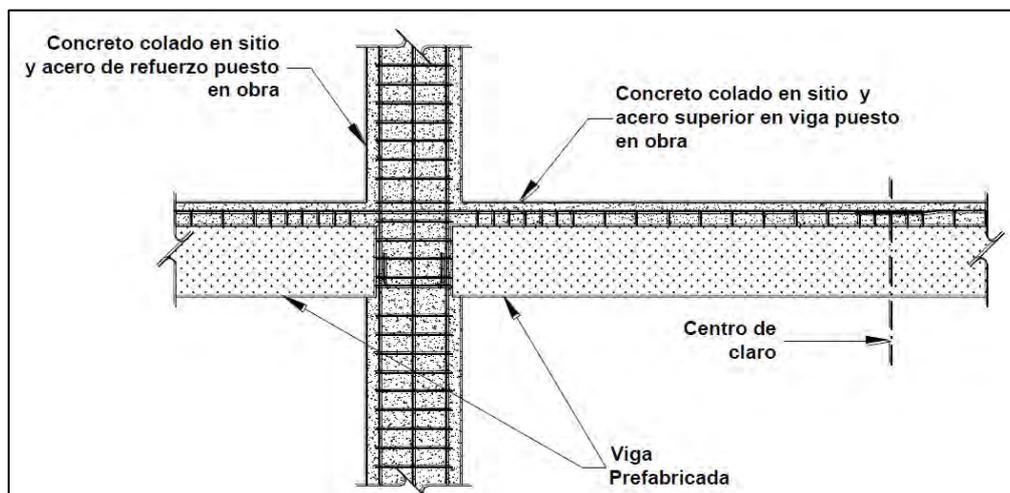


Figura 2.10 Sistema Tipo 1: vigas prefabricadas entre columnas (Rodríguez et al., 2013)

El sistema Tipo 1 se caracteriza principalmente por el vaciado in-situ del nudo junto con el firme y la parte superior de las vigas prefabricadas, como se observa en la Figura 2.10. De esta forma, las columnas pueden ser prefabricadas o vaciadas in-situ; las vigas, secciones prefabricadas en forma de “T” invertida; y el sistema de piso, losas alveolares. Adicionalmente, el sistema puede utilizar conexiones a mitad de viga cuando se requiera ello (New Zealand Concrete Society et al., 1999). Entre las medidas de seguridad para el correcto comportamiento de este sistema ante las solicitaciones sísmicas, se debe garantizar el anclaje del refuerzo inferior. Esto es complicado ya que se requeriría dimensiones grandes de columna o que el fierro de la viga acabe dentro de la columna.

Un ejemplo de la importancia de este detalle se observa en el caso de México, donde eran denominadas conexiones tipo “ventana”, Figura 2.11 (a). Estas conexiones viga-columna que resultaban ser no emulativas eran empleadas comúnmente entre los 2000’s a 2010’s (Rodríguez, 2020). La razón de no ser emulativas se debía al mal detallado de las barras longitudinales inferiores en el nudo que eran dobladas hacia arriba a la mitad de este, en forma de gancho con estribos de amarre, como se observa en la Figura 2.11 (b). Estudios, como el realizado por Rodríguez y Blandón en el 2005, evidenciaron esfuerzos de compresión importantes sobre las barras inferiores que ocasionaron aplastamiento sobre el concreto y deslizamiento de la barra por falta de adherencia. Incluso, el estudio concluyó que los estribos de amarre que pretendían conectar el refuerzo del lecho inferior no cumplieron su función, por lo que no mejoraron el

comportamiento sísmico de la conexión. No obstante, los autores comentan que, dependiendo de las dimensiones de la columna, se podría lograr un comportamiento sísmico adecuado.

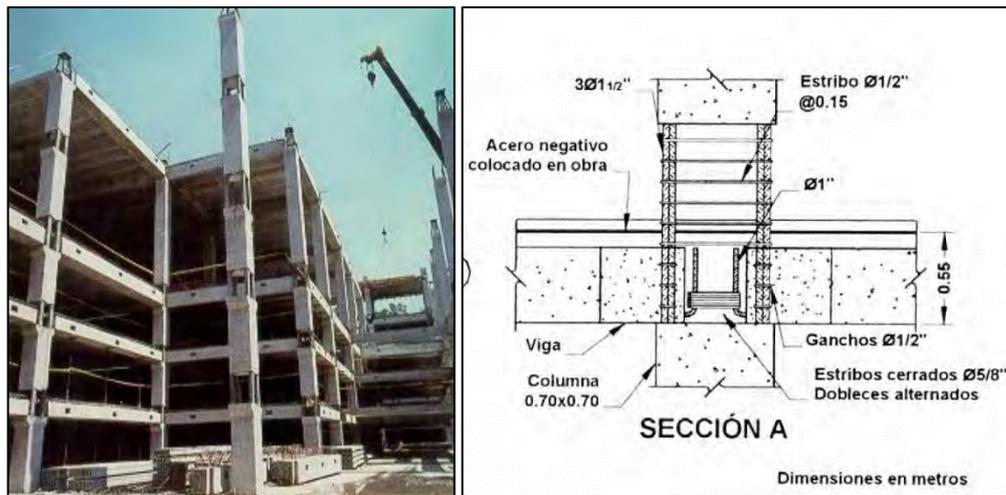


Figura 2.11 (a) Conexiones tipo ventana (Rodríguez, 2020) y (b) Detalle de conexión (Rodríguez, 2001)

Por esto, en un ensayo realizado por José Restrepo, Robert Park y Andrew Buchanan (1995), se evaluó la solución de anclar los fierros inferiores con una doblez de 90° en la cara final del nudo, asegurando como mínimo la longitud de anclaje más la mitad del peralte de la columna u 8 veces el diámetro de la barra (Figura 2.12). Como resultado se logró un comportamiento óptimo en términos de resistencia y ductilidad; sin embargo, la mala colocación del concreto en el nudo generó sangrado, provocando que las barras superiores de la viga no anclaran correctamente; esto ocasionó mayores derivas y fallas en las estancias finales del ensayo por mala adherencia. Alternativamente, como otra solución, se pueden adoptar vigas prefabricadas en forma de “U”, para permitir la inserción de refuerzos tanto positivos como negativos antes del vaciado in situ de la conexión, como se observa en la Figura 2.13 (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

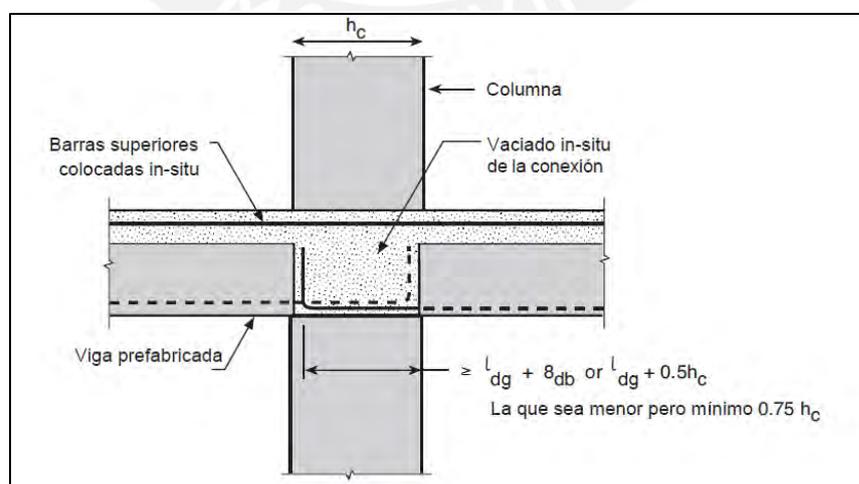


Figura 2.12 Sistema Tipo 1, vigas prefabricadas entre columnas. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

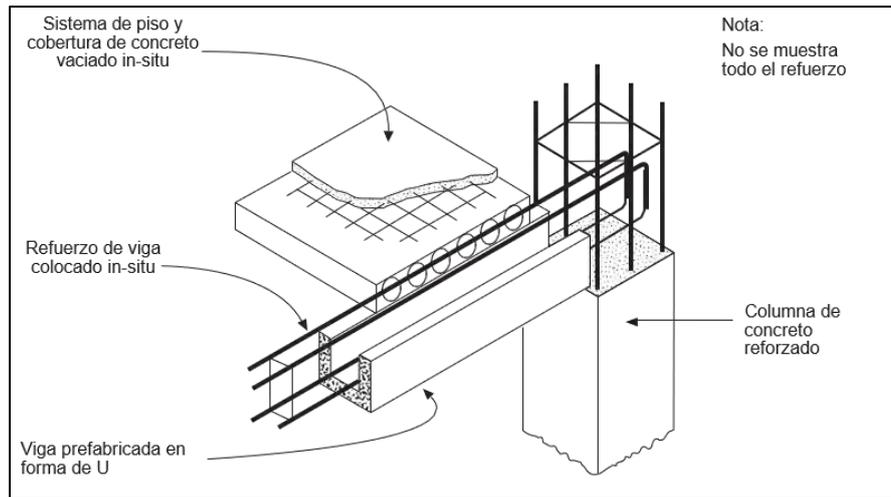


Figura 2.13 Detalle de construcción de un sistema prefabricado con vigas en forma "U". Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

Otro requerimiento para el correcto comportamiento de este sistema es asegurar la transferencia de cortante entre el concreto prefabricado y el in-situ, pues dicha superficie necesita estar rugosa, con clavijas o con refuerzo (Kurose et al., 1991). Se ha observado mediante ensayos de laboratorio que, debido a las juntas frías en las caras de la columna y la viga, se deslizaban verticalmente por cortante (New Zealand Concrete Society et al., 1999). Por esto, en el ensayo de Restrepo, Park y Buchanan antes mencionado, se comprobó que una solución a este problema era colocar la cara de las vigas 30 mm sobre la columna. Asimismo, la guía para la construcción estructural prefabricada en Nueva Zelanda de 1999 recomienda el uso de conectores mecánicos o interfaces que transfieran cortante por fricción. Esto mediante una superficie limpia, libre de lechada e intencionalmente rugosa en como mínimo 5 mm o utilizando llaves de corte como se muestra en la Figura 2.14 . Además, se debe tener en cuenta que estas recomendaciones para la interfaz entre el concreto prefabricado y el in-situ también aplican a juntas horizontales, como es el caso de las vigas y los firmes colocados en su parte superior.

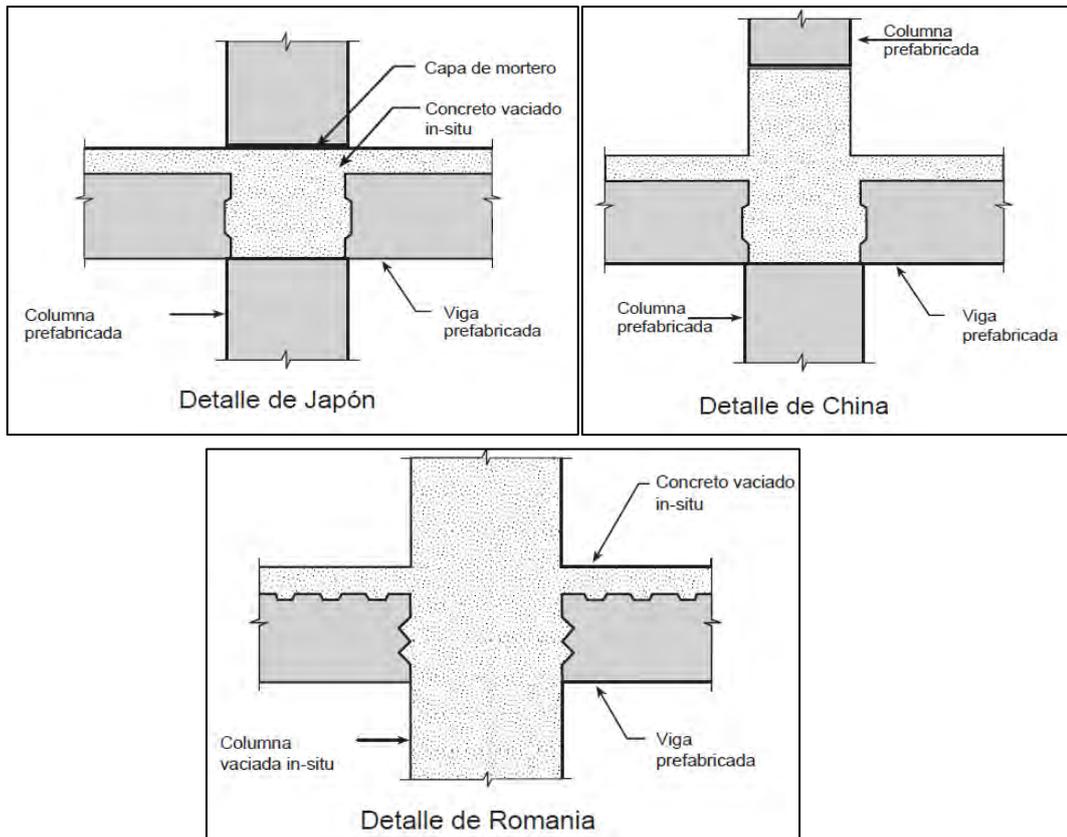


Figura 2.14 Conectores mecánicos verticales en la interfaz del concreto prefabricado e in-situ. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

Por otro lado, el sistema Tipo 2 (Figura 2.15) evita el vaciado in-situ en la zona cogestionada entre la columna y la viga, ya que el nudo se encuentra prefabricado junto con la viga. Esto se consigue colocando ductos en la viga por donde se insertan las barras longitudinales y se sellan con grout, lo cual forma una conexión viga-columna. Posteriormente, se conecta la columna superior, sea in-situ o prefabricada, mediante un empalme tradicional o con conectores mecánicos con empalme de acero y grout (Figura 2.21 (a)). Además, se realiza una conexión viga-viga, donde el acero negativo de las vigas se coloca en obra y se vacía concreto para conectarlas junto con el sistema de piso.

La ventaja de este tipo de sistema es que la formación de la rótula plástica puede suceder en la viga lejos de una junta fría como la del sistema Tipo 1, por lo que estas conexiones están dentro de la categoría de fuertes (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Específicamente, según el Boletín Número 78 de la Federación Internacional de Concreto Estructural (Fib, por sus siglas en inglés) y el PCI (2016), la longitud desde la cara de columna a la conexión viga-viga debería ser al menos 2.5 veces el peralte de la viga para asegurar que esté lejos de las posibles rótulas plásticas o también en la mitad de la viga según la longitud de esta. En suma, la conexión viga-columna, sea con columnas prefabricadas o construidas in-situ, es con ductos corrugados, similares a los utilizados en la construcción post-tensada, pues con ductos plásticos o metálicos lisos no se genera una adecuada adherencia. También se menciona que, si bien el ducto generalmente cuenta con 2 o 3 veces el diámetro de la barra, se debe tener tolerancias de

alrededor 1 cm para permitir que el grout fluya; donde este último se recomienda que tenga una resistencia de alrededor 10 MPa (100 kg/cm²). El desempeño del nudo prefabricado del sistema Tipo 2 ha demostrado ser bueno y similar al de conexiones in-situ pues no se observó efectos desfavorables debido a las juntas de construcción o el grout en los ductos del acero longitudinal de la columna (New Zealand Concrete Society et al., 1999).

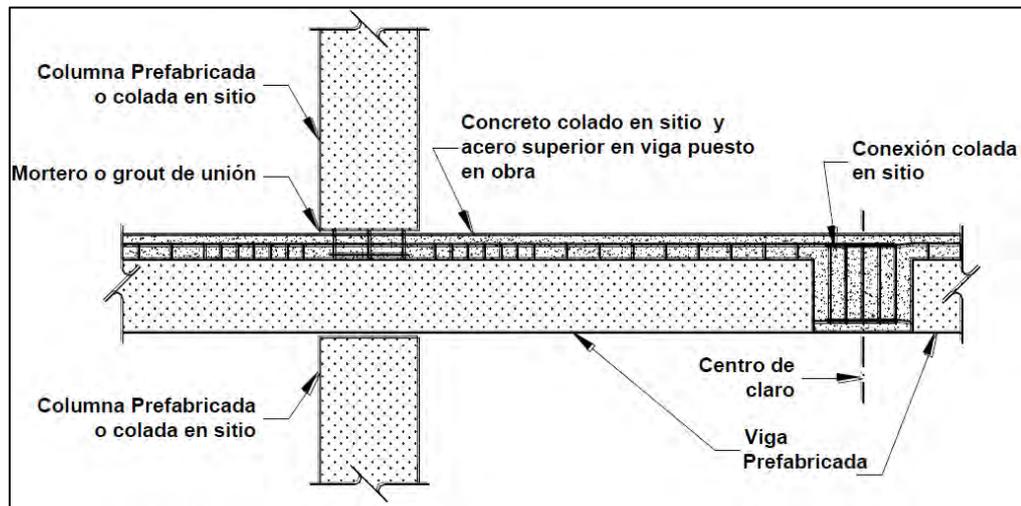


Figura 2.15 Sistema Tipo 2, vigas a través de columnas (Rodríguez et al., 2013)

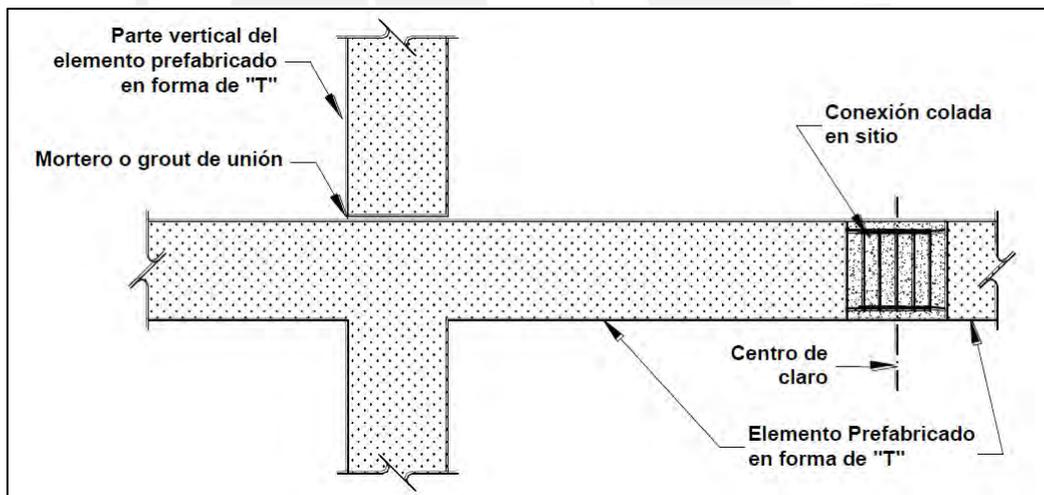


Figura 2.16 Sistema 3, elementos prefabricados en forma de "T" (Rodríguez et al., 2013)

Finalmente, el sistema Tipo 3 es similar al Tipo 2 pero aprovecha más la prefabricación pues el arreglo de conexión prefabricada tiene forma de "T" o de cruz, donde este último se caracteriza por conexiones columna-columna a mitad de su altura (Figura 2.16). Para este sistema, así como para el Tipo 2, las conexiones son del tipo viga-viga y columna-columna. Existen diversas formas de transmitir las fuerzas entre vigas: por traslape (con o sin él doblez de alguna de estas barras), por soldadura o con conexión mecánica (Task Group 6.10 & PCI, 2016). En cualquier caso, se debe tener en cuenta las disposiciones de cada código constructivo para el uso de alguno de estos tipos.

Para el caso de vigas con ratios de luz-peralte bajos, se suele utilizar un empalme recto de barras por traslape seguido de concreto vaciado in-situ. Si la viga tiene una gran longitud tal que la conexión viga-viga pueda ser más grande, se suele usar un refuerzo extra para el traslape, como se muestra en la Figura 2.17. En el estudio de José Restrepo, Robert Park y Andrew Buchanan (1995) también se ensayaron las unidades que se visualizan en las Figura 2.18, Figura 2.19 y Figura 2.20. La primera se caracteriza por contar con empalmes de barra mediante dobleces a 90°, la segunda por el uso de empalme traslapado y la tercera por su refuerzo diagonal soldado y empernado. Esta última se ha utilizado en vigas con altos requerimientos de fuerza cortante en Nueva Zelanda (New Zealand Concrete Society et al., 1999). Los ensayos demostraron que las tres unidades lograron un comportamiento emulativo a pesar de que los arreglos ensayados contaban con una longitud total de $4d$. También se observó que el tercer caso tuvo una menor elongación que una viga regular con rótulas plásticas, ventaja crítica para evitar fallas en los diafragmas (Fleischman et al. 2014). Cabe resaltar que la unidad con el refuerzo diagonal se desempeñó adecuadamente al considerar esfuerzos en las tres dimensiones, ya que en su primer ensayo no se consideró esto en el diseño y se obtuvo una baja ductilidad, así como grietas por dichos esfuerzos triaxiales.

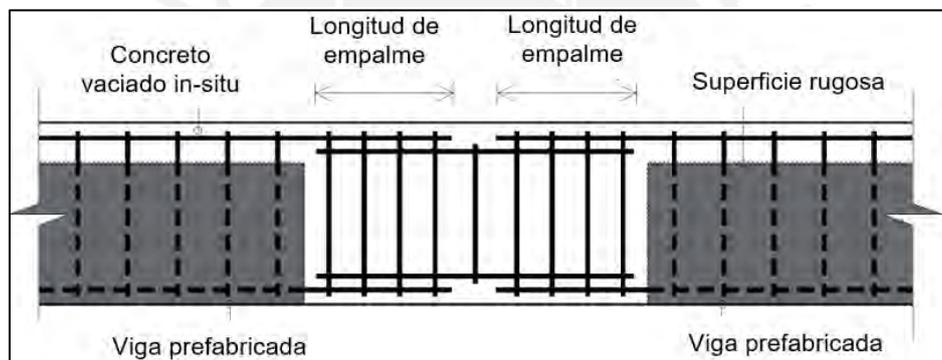


Figura 2.17 Conexión viga-viga con empalme por traslape doble. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016)

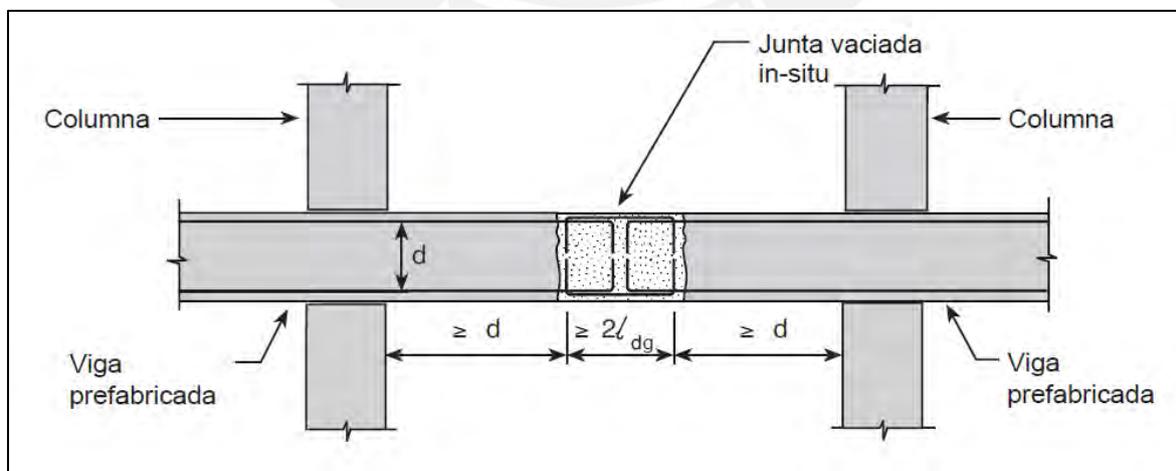


Figura 2.18 Detalles de refuerzo de la unidad 2. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

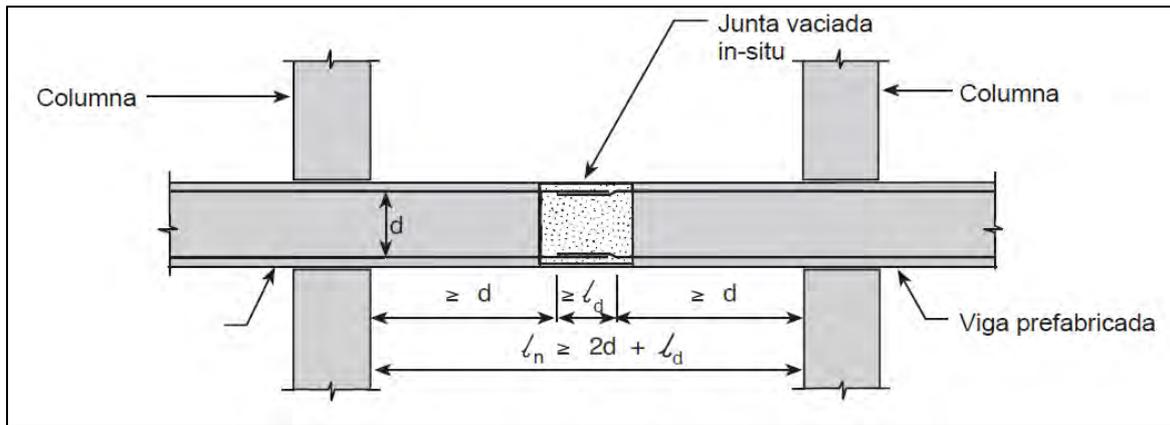


Figura 2.19 Detalles de refuerzo de la unidad 3. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

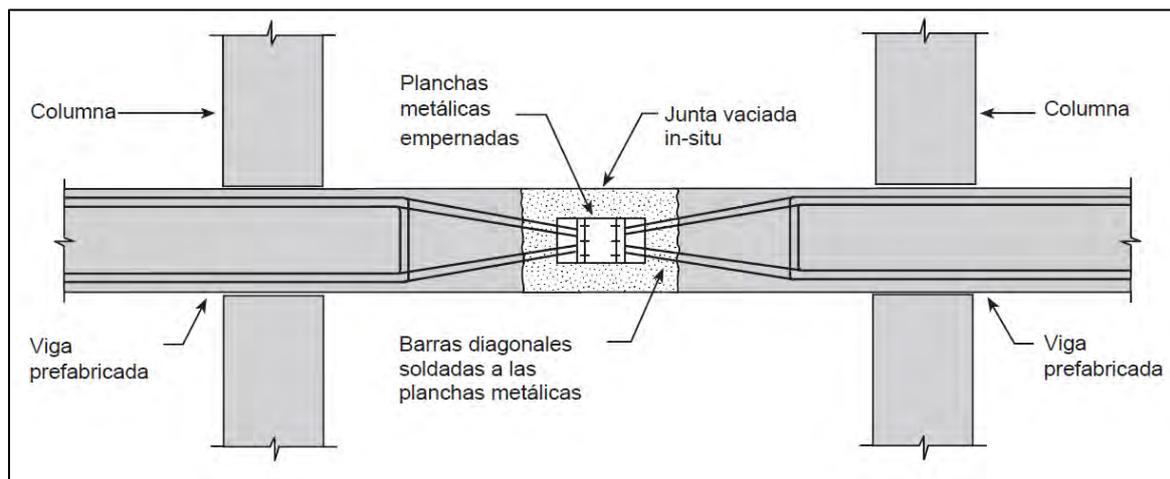


Figura 2.20 Detalles de refuerzo de la unidad 4. Adaptado de New Zealand Concrete Society et al. (1999)

En la conexión columna-columna se requiere transferir la tracción y compresión debido a los momentos en la zona de la columna cercana al nudo (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Dos de las técnicas utilizadas para conectar columnas prefabricadas es con conectores mecánicos (Figura 2.21 (a)) o con ductos corrugados de metal (Figura 2.22). El primero es usual en los Estados Unidos y Europa pues permiten un empalme directo y suelen ser conectores Tipo 2. En la Figura 2.21 (b) se observa un esquema de la conexión mencionada, donde se recomienda usar una capa de grout antes de la colocación de la columna pues el uso de una mezcla de cemento-arena-agua en obra no es controlado. Además, los conectores coloquialmente llamados “manguitos” deben estar limpios de suciedad y debe evitarse que haya aire atrapado cuando se ingrese el grout (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Cabe destacar que su uso implica acomodar las barras longitudinales de las columnas en una zona más central para respetar los recubrimientos normados. El segundo caso, con ductos corrugados de metal, es muy común en Europa. Como se observa en la Figura 2.22 las barras de la columna inferior ingresan a los ductos de la superior donde posteriormente se insertará el grout. El diseño estructural no cambia respecto a uno de concreto in-situ pues se asume que se da una completa adherencia (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

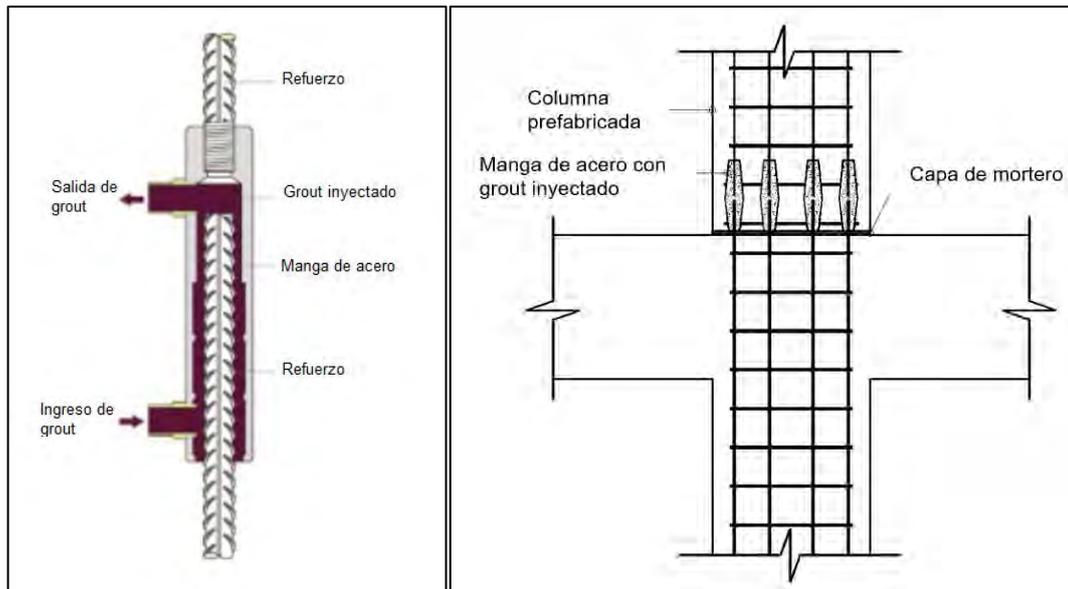


Figura 2.21 (a) Conectores mecánicos con empalme de acero y grout “splice sleeve”. Adaptado de ALEONO Best Solutions for rebar splicing, (s.f.), (b) Conexión columna-columna con anclajes mecánicos con grout. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016)

Por ejemplo, en México, desde la década del 2010 se dejó de emplear la conexión tipo ventana y se empezó a estudiar la conexión emulativa (Rodríguez, 2020). Dentro de estas, se utilizan las del sistema Tipo 2 con conexiones mediante ductos en columnas. Rodríguez et al. (2013) realizaron un ensayo a escala de 1 en 4 de un sistema de pórticos con este tipo de conexión emulativa sometido a sismos de intensidad alta. Concluyeron que el comportamiento de la conexión con grout fue adecuado; por ello, indicaron que es viable utilizarla para evitar las conexiones con soldadura que, como se mencionó anteriormente, eran práctica común en edificaciones prefabricadas de México.

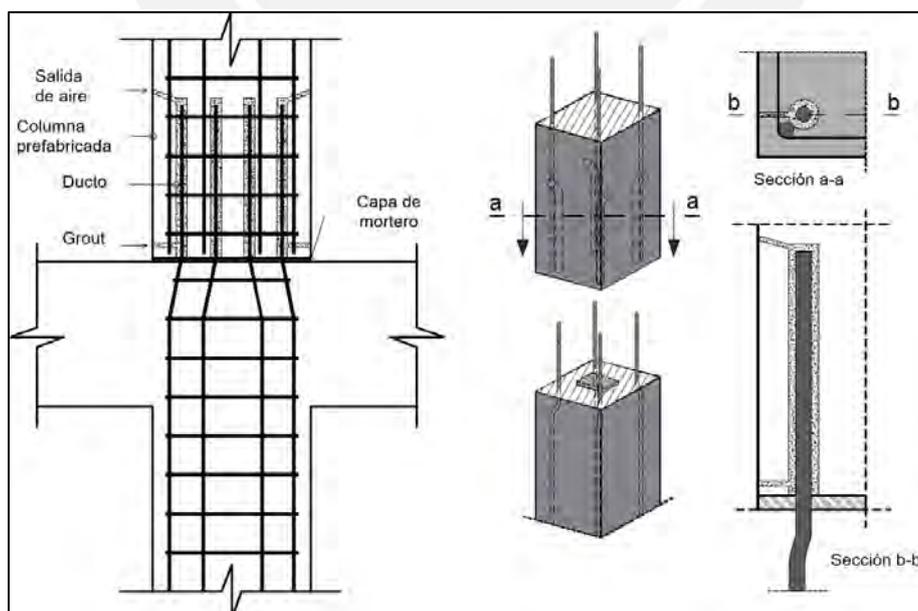


Figura 2.22 Conexión columna-columna mediante ductos corrugados de metal. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016)

2. 7. 3. Experiencia ante terremotos

Existen diversos ejemplos de mal comportamiento de estructuras prefabricadas durante los terremotos de 1976 en Tangshan (China), 1985 en Michoacán (México), 1988 en Armenia, 1994 en Northridge (EE.UU.) y 1999 en Kocaeli (Turquía). La razón de esto es la falta de un adecuado diseño estructural, pues se observaron: detalles incorrectos del elemento dúctil, la acción inadecuada del diafragma, deficientes detalles en las conexiones, la separación inadecuada de elementos no estructurales y la separación inadecuada entre estructuras (Chittiprolu & Pradeep, 2014). Sin embargo, la experiencia en diversos terremotos y en laboratorios han demostrado que estructuras prefabricadas bien diseñadas y construidas ante eventos sísmicos se comportan bien (Park, 2003).

Ghosh y Clealand publicaron para la revista del PCI en el 2012 un análisis de los daños en las edificaciones chilenas producto del terremoto del 27 de febrero de 2010 de 8.8 Mw. En este movimiento sísmico se registró una aceleración máxima del suelo de 0.65g en Concepción y varias réplicas de considerable magnitud. Algunas de las edificaciones analizadas poseían un sistema estructural de pórtico prefabricado resistente a momento con nudos vaciados in-situ. Por ejemplo, se estudió una edificación industrial cuya estructura usaba vigas prefabricadas en ambas direcciones con luces de 16 y 24 metros. Estas se apoyaban en la parte superior de columnas prefabricadas y se conectaban mediante juntas húmedas. En la Figura 2.23 se puede apreciar una junta interior de dicha edificación. El refuerzo longitudinal de las vigas se proyectaba hasta la parte superior de la columna, donde se colocaban solapas y ganchos que estaban sujetos por el vaciado de cierre. Además, el techo, en lugar de tener un firme de concreto, se encontraba arriostrado diagonalmente; el único daño, ocasionado por el terremoto, fue la desconexión de dichos arriostramientos.



Figura 2.23 Junta húmeda entre vigas y columnas en un edificio industrial que funcionó bien durante el terremoto (Ghosh & Clealand, 2012)

El detalle de conexión viga-columna de la estructura antes descrita también se usó para la construcción de 40 escuelas y 5 universidades, donde no se reportaron fallas. Asimismo, en la planta Weir Vulco se encontraron otros ejemplos de estructuras similares que no sufrieron

daños en su sistema. Por ello, el estudio concluyó que los sistemas de construcción de concreto prefabricado, entre estos aquellos con pórticos resistentes a momento, en general funcionaron bien.

Luego de la secuencia del terremoto en la región de Canterbury en Nueva Zelanda, que se produjo entre los años 2010 y 2011, se analizaron los daños en las edificaciones. Particularmente, se registraron dos terremotos considerables: el primero se produjo el 4 de septiembre de 2010 en Darfield con una magnitud de 7.1 Mw y el segundo, el 22 de febrero de 2011 en Christchurch de 6.2 Mw. Fleischman et al. (2014) publicaron para la revista *Earthquake Spectra* del Instituto de Investigación de Ingeniería de Terremotos (EERI, por sus siglas en inglés) un artículo acerca de la evaluación de los daños que se produjeron en las estructuras de concreto prefabricado producto de los movimientos sísmicos ya mencionados. Como contexto, desde los 80's hasta el presente Nueva Zelanda ha utilizado la construcción prefabricada emulativa para la mayoría de sus pórticos, muros y todos sus pisos (Kam et al., 2011). Se consideraron tres edificios de oficinas con sistema de pórtico prefabricados perimetrales resistentes a momento, todas construidas entre 1987 y 1998 empleando conexiones emulativas. Estos pórticos son diseñados para resistir casi toda la carga sísmica horizontal; por consiguiente, simplifican el diseño de los pórticos interiores, los cuales prácticamente estarían diseñados solo por cargas de gravedad (Park, 1995). En particular, los ratios usuales de luz libre a peralte en vigas son de 3 a 6, y en columnas de 2.5 a 4 en edificios de 9 a 25 pisos (Restrepo et al., 1995).

La primera, *Tower Price Waterhouse Cooper*, era una de oficinas de 76 m de altura con 20 pisos y un área de planta 35 x 25 m. Perimetralmente, consistía en un sistema prefabricado Tipo 2, donde los elementos del pórtico, tales como vigas prefabricadas interiores y de esquina fueron especialmente detallados e instalados sobre columnas vaciadas en el lugar, Figura 2.24. En la parte interior, se ubicaba el sistema de gravedad constituido por vigas prefabricadas y vigas de acero estructural sobre columnas también vaciadas en el lugar. Además, en la Figura 2.25 se puede observar la formación típica de las rótulas plásticas en el extremo de la viga de los pisos más dañados. La inspección externa de la fachada del edificio indicó que no hay rótulas en las columnas ni daños en las juntas de la viga y la columna.



Figura 2.24 (a) Colocación del nudo prefabricado y (b) Conexión viga-viga

La segunda, *Tower Brannigan*, era un edificio de uso mixto de 33.7 m de altura con 10 pisos y un área de forma hexagonal. El sistema estructural resistente a fuerzas laterales estaba conformado por pórticos prefabricados emulativos resistentes a momento del sistema Tipo 3 y muros estructurales construidos in-situ. Consecuentemente, este edificio puede clasificarse como un sistema dual. Se utilizaron arreglos prefabricados en forma de “T” y “L”, este último para los tramos finales de los pórticos; además, en la zona interior de la estructura se incluían pórticos de gravedad que eran vigas y columnas de concreto reforzado vaciadas en el lugar. Como se pretendía, el daño principal se evidenció en las rótulas plásticas adyacentes a las caras de las columnas, en las vigas. Además, los empalmes en la mitad de la luz de los tramos interiores estaban intactos.



Figura 2.25 Formación de rótulas plásticas del pórtico prefabricado (Fleischman et al. 2014)

Asimismo, se observaron grietas de hasta 2 cm en el firme (Figura 2.26), paralelas a la dirección de los pisos prefabricados, debido a la elongación de los pórticos prefabricados por la formación de rótulas plásticas; más aún, la malla electrosoldada en el firme se fracturó. Esto se debe, como se explicó en el acápite de diafragmas, por la incompatibilidad de desplazamientos. Si la dirección del piso hubiera sido paralela al pórtico se presume que hubiera podido fallar por pérdida de apoyo.



Figura 2.26 Grietas en el firme del diafragma prefabricado de la Torre Brannigan a causa del terremoto de Christchurch (Fleischman et al. 2014)

La tercera, *Tower Clarendon*, es un edificio de oficinas de uso mixto de 17 pisos con 63 m de altura cuyo sistema estructural resistente a fuerzas laterales estaba conformado por elementos prefabricados del Tipo 2, en los pórticos orientados de norte a sur. Sin embargo, en los de dirección de este a oeste, se empleó una variación del sistema Tipo 2 en forma de doble “T” y con un detalle de refuerzo diagonal de medio tramo mediante la introducción de placas de empalme atornilladas como se observó en la Figura 2.20.

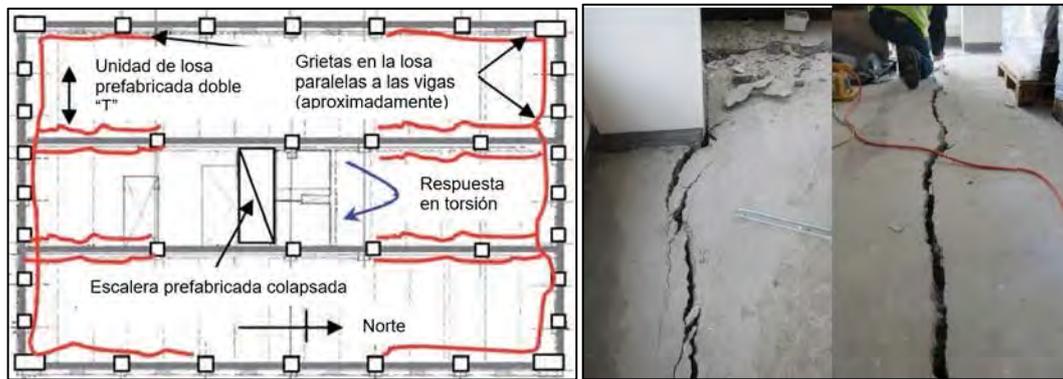


Figura 2.27 Mapa e imágenes de las grietas generadas en el sistema de piso en la Torre Clarendon a causa del terremoto de Christchurch. Adaptado de Fleischman et al. (2014)

El edificio ya había sido reparado después del primer terremoto y nuevamente exhibió grietas significativas (2-4 cm) en los diafragmas (Figura 2.27). Se observó que los sistemas de piso estaban cerca al colapso al finalizar el evento y se especula que si este hubiese durado mayor tiempo habrían fallado. Entre las principales razones de la falla está la elongación de las vigas y el poco refuerzo entre los pórticos y el diafragma. Debido al gran ratio de peralte-longitud de las vigas (850/2900 mm) los efectos de elongación de viga se acrecentaron (Kam et al., 2011). Sin embargo, cabe notar que este edificio se construyó antes de que se añadieran mayores disposiciones normativas para diafragmas en 1995.

Como se observa, los pórticos prefabricados con conexiones húmedas fuera de las zonas críticas se comportaron adecuadamente pues se formaron las rótulas en los lugares esperados de la viga (Kam et al., 2011). La aceleración en las estaciones cercanas a estos edificios fue igual o superior al MCE según los códigos neozelandeses, por lo que se cumplió el rendimiento previsto a pesar de las importantes aceleraciones verticales y el daño acumulado del primer terremoto (Fleischman et al. 2014). Sin embargo, los principales daños se observaron en los diafragmas y de haber ocurrido un terremoto de igual intensidad, pero mayor duración, posiblemente hubieran colapsado.

2. 7. 4. Edificación moderna: Residencia estudiantil Escondido Village

La industria de pórticos de concreto prefabricado aún presenta inconvenientes para su desarrollo a gran escala, ya que no se cuenta con conexiones resistentes a momento que tengan excelente comportamiento sísmico y flexibilidad de construcción (Guan et al., 2016). Sin embargo, en la actualidad, se han realizado proyectos destacados con sistemas prefabricados de pórticos especiales resistentes a momento como la residencia estudiantil Escondido Village

de la Universidad Stanford en California, Figura 2.28. Esta consiste principalmente en cuatro edificios residenciales de seis, ocho y diez pisos. El sistema estructural es de pórtico con una configuración del Tipo 2 y está conformado por pórticos de tres luces, cuyos elementos tienen dimensiones alrededor de 0.45 m de ancho por 1 m de peralte promedio para las columnas, y de 0.60 m de ancho por 0.60 a 1.10 m de peralte para las vigas. Además, los empalmes del refuerzo longitudinal de las columnas se logran mediante “manguitos” como se muestra en la Figura 2.29.



Figura 2.28 Residencia estudiantil Escondido Village de la universidad de Stanford (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2021)



Figura 2.29 Montaje e izaje de la residencia estudiantil Escondido Village (Clark Pacific, s.f.)

El sistema de piso prefabricado consta de paneles doble “T” de 3.30 m de ancho por 11 m de largo aproximadamente. A diferencia de los diafragmas convencionales donde se requiere un firme de concreto vaciado in-situ y, además, elementos de acero incrustados soldados entre sí a través de placas para lograr una sección compuesta, los diseñadores emplearon el concepto de monolitismo para las conexiones, las cuales se utilizan en puentes prefabricados. Así, los elementos prefabricados de piso se conectaron unos a otros y, además, a los pórticos adyacentes mediante estribos de refuerzo entrelazados. Estos últimos se traslaparon entre sí y se engancharon alrededor de una barra de refuerzo paralela a los bordes de la losa.

2. 8. Columnas cantiléver de concreto prefabricado

El uso de columnas en volado desde su base para resistir las fuerzas laterales también es considerado como un sistema sismorresistente. Esencialmente, es un tipo de pórtico con un mecanismo de resistencia lateral por medio de la flexión en la base de las columnas, las cuales pueden ser continuas o empalmadas en su altura. Dicho mecanismo depende de un sistema de piso que actúe como diafragma para transferir las fuerzas de inercia y minimizar los desplazamientos relativos entre columnas en voladizo (Task Group 7.3, 2003). Entre los factores clave que le atribuyen un buen comportamiento, considerando conexiones correctamente diseñadas, son la sobrerresistencia que se genera al limitar la deriva y el bajo valor de fuerza axial en columnas correctamente confinadas (Fischinger et al., 2014). Sin embargo, a diferencia de la mayoría de pórticos resistentes a momento comentados anteriormente, el sistema se caracteriza por su insuficiencia de redundancia, carencia de sobrerresistencia y menor capacidad de disipar energía, debido a que no cuentan con la formación secuencial de rótulas plásticas. En las columnas cantiléver las rótulas se forman en las bases, pues no hay transmisión de momento en las conexiones viga-columna. De esta forma, la sobrerresistencia de este sistema dependerá únicamente de la que proveen los materiales que la componen y el diseño que se le haga (American Society of Civil Engineers, 2017).

Este sistema es usualmente utilizado en edificios de pequeña altura en zonas de baja o moderada sismicidad, donde se destaca que también pueden ser empleados como sistemas resistentes principalmente a gravedad. Por ejemplo, tiene un uso extendido en edificios industriales de un piso por el grado de repetición que se puede tener de los elementos. Entre sus principales ventajas están las siguientes: la reducción en complejidad y costo de conexiones viga-columna con transmisión de momento; evitar posibles comportamientos no satisfactorios que suceden en conexiones rígidas por cambios volumétricos; y aprovechar que los elementos horizontales preesforzados trabajan mejor en condiciones no restringidas (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

Como se comentó, la normativa americana permite el uso de este sistema y, si se utiliza concreto prefabricado, se cuenta con la clasificación de pórticos ordinarios y especiales, los mismos que se comentaron para pórticos resistentes a momento. Para diseñar un sistema de columnas cantiléver como un pórtico ordinario el ASCE 7/16 indica el uso de R igual a 1, donde este sólo se podrá utilizar en las CDS A y B y con una altura límite de 10.70 m. Por su parte, si se diseña como un pórtico especial, se indica un R de 2.5 para todas las CDS, pero con el mismo límite de altura de 10.70 m en todas estas. Asimismo, se comentó que este sistema cuenta con poca sobrerresistencia y esto se refleja en el valor de 1.25 que indica el ASCE para ambos sistemas. De este modo, cabe notar que en el ASCE 7/16 se comenta que dichos valores de R derivan de los que corresponden a pórticos resistentes a momento entre su valor de sobrerresistencia. Para todos los sistemas sismorresistentes con columnas cantiléver el mismo documento en el artículo 12.2.5.2 dispone que la carga axial última, solo de los casos con sismo, en columnas individuales debe ser como máximo 15% de la resistencia de diseño de estas, incluidos los efectos de esbeltez. Esta restricción se debe a la poca capacidad de ductilidad que

cuentan las columnas con grandes cargas axiales. En suma, otra restricción que se dispone es la de impedir la reducción del momento de volteo en la cimentación, cuestión permitida para otros sistemas. Finalmente, se debe considerar la sobrerresistencia en los elementos que proveen resistencia al volteo en la base de la columna. Estos requisitos y limitaciones reducen significativamente la economía de utilizar este sistema (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

En cuanto a la normativa mexicana, similar a la americana, solo la norma de diseño sísmico realiza puntualizaciones respecto a este sistema. Específicamente, menciona que, al no contar con las ventajas de un sistema hiperestático, el sistema debe ser de ductilidad baja (Q de 2) y con una distorsión máxima de 0.010. No obstante, para evitar una falla frágil de la estructura, esta norma indica que las columnas deben diseñarse como elementos de ductilidad media o alta.

Por su parte, la normativa chilena sí abarca de forma más detallada este sistema pues en su norma NCh2369 (2003) presenta el acápite 9.3 correspondiente a “Naves industriales compuestas por columnas en voladizo”, el cuál es para concreto in-situ y prefabricado. Este sistema lo reglamentan con un valor de R de 3 y amortiguamiento de 2%. Entre sus disposiciones se destaca la exigencia del uso de un sistema de arriostramiento continuo, que las vigas portantes deben contar con apoyo lateral para evitar su volcamiento debido a la acción de las vigas secundarias y que no se permite el uso de planchas de cubierta que no sean de concreto para proporcionar arriostramiento lateral.

Específicamente, se resalta la primera disposición del uso de un sistema de arriostramiento horizontal continuo de techo conectado a las columnas en su nivel superior. La razón de esta disposición, según lo descrito en el anteproyecto de la NCh2369 del 2017, es que permite otorgar redundancia a la estructura, distribuir las fuerzas de inercia por sismo entre las columnas de diferente rigidez, y también puede ser útil para controlar la deformación lateral y el volcamiento de las vigas ante fuerzas sísmicas. Siguiendo lo que determina la norma NCh2369 (2003), el arriostramiento debe tener una rigidez equivalente a la de un sistema de acero con diagonales constituidas por perfiles que sólo trabajen en tracción. Sin embargo, dicho sistema no puede estar conformado por elementos que sólo trabajen en tracción. Cabe resaltar que la norma chilena permite que dicho arriostramiento sea proporcionado por perfiles de acero y cuenta con disposiciones específicas para ello. En adición, se exige que las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no sean inferiores a la contribución sísmica de un pórtico intermedio, en eventual falla prematura; esto se debe para evitar el caso más desfavorable que corresponde a los pórticos intermedios que por su ubicación cuentan con mayor área tributaria. Finalmente, se resalta que, al contar con el sistema de arriostramiento, sería posible incrementar el valor del factor de reducción de fuerza sísmica.

Entre las conexiones más usadas están las de par de clavijas de acero, las cuales ingresan a ductos en la viga donde se llenan con grout. Este sistema provee resistencia al desplazamiento relativo entre viga-columna, así como cierta resistencia a momento para evitar el volteo de la

viga en su dirección fuera del plano del pórtico como se observa en la Figura 2.30. Se resalta que se recomienda empernar la parte superior de la clavija para evitar la falla de la conexión en el caso de un sismo muy fuerte (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

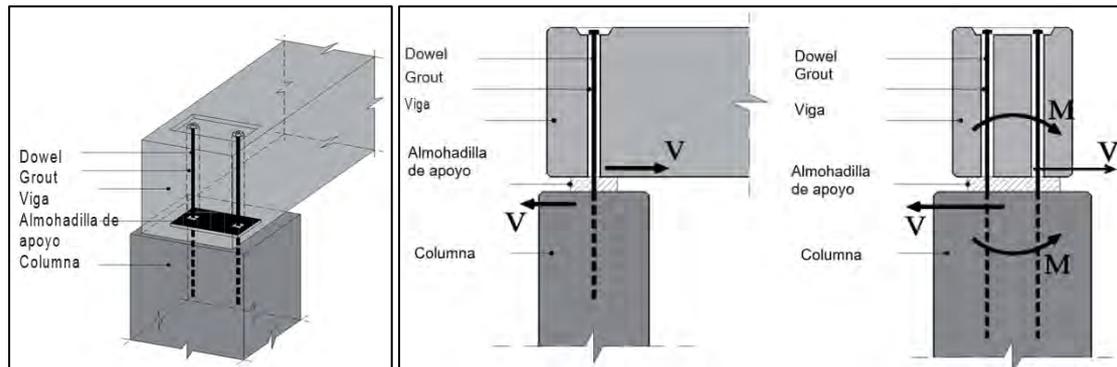


Figura 2.30 Conexión viga-columna con par de clavijas paralelas, donde se observa su resistencia en el plano del pórtico y fuera de este. Adaptado de Task Group 6.10 & PCI (2016)

Como se observa en la Figura 2.30, es común el uso de almohadillas de apoyo o bearing pads en inglés, ya que limita la concentración de esfuerzos. Por esta razón, se recomiendan para evitar el descascaramiento al generarse rotaciones relativas entre la viga y la columna. Así, su espesor se diseña en función de la rotación que tendrá la columna y el ancho de la viga que está apoyada, aunque se debe considerar que un gran espesor reduce ligeramente la resistencia a corte (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Existen almohadillas flexibles, como los de neopreno con capas de acero, para prevenir el contacto entre concretos bajo el desplazamiento de diseño; así como los rígidos, como las almohadillas de acero, las cuales no permiten la deformación vertical (Task Group 6.10 & PCI, 2016).

Dos artículos recientemente añadidos en el ACI 318 del 2019 son el 16.2.2.3 y 16.2.2.4, correspondiente al uso de almohadillas de apoyo en conexiones prefabricadas. Específicamente, indican cómo calcular la fuerza de reacción horizontal en la ménsula o apoyo debido a las cargas de restricción (flujo plástico, retracción y cambios de temperatura) de los elementos horizontales. Cuando se tiene almohadillas, esta carga se calcula con el 20 por ciento de la reacción vertical de carga sostenida no mayorada multiplicada por el factor de amplificación utilizado para carga viva (1.6 para la norma americana). Dicha fuerza debe ser menor que la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida en la trayectoria de cargas multiplicada por el factor de amplificación de carga viva. Este valor puede ser calculado con el coeficiente de fricción del material que se obtuvo por medio de ensayos en multiplicación con la reacción vertical sostenida no mayorada y el valor de 1.6. En el comentario del artículo se describe que también se puede utilizar el coeficiente de fricción si su determinación considera las condiciones de servicio tales como temperatura, envejecimiento y exposición. Sin embargo, como estas fuerzas no se calculan con gran precisión, se utiliza un factor de mayoración como el utilizado para cargas vivas. De esta forma, si se emplean apoyos con fricción baja, las fuerzas de restricción debidas a cambios volumétricos se reducen. Cabe

destacar que la intención de estos artículos no es solamente para el sistema estructural con columnas cantiléver sino en general para conexiones prefabricadas que utilicen almohadillas.

Entre las principales razones por las que falla ese tipo de sistema están los deficientes diseños de las clavijas, espesores inadecuados para las almohadillas de apoyo y la falla por el momento fuera del plano del pórtico. Así, algunas recomendaciones para mejorar el desempeño son las siguientes: confinar las clavijas en la zona dentro de la columna y en la que intercepta a la viga; utilizar grout de mayor grado para aumentar la resistencia a corte; y escoger una mayor distancia de recubrimiento de las clavijas (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Particularmente lo último mencionado se verificó con ensayos realizados en Europa en el 2012 en el proyecto llamado SAFECAST, donde se observó cómo afectaba la ubicación de las clavijas en su resistencia a cortante; por ejemplo, a 8 veces su diámetro respecto a la esquina de la sección se logró contar con 18% más de resistencia que si fuese más cercano al borde.

Respecto a la cimentación de estos sistemas, la conexión tipo cáliz es la que comúnmente se emplea para edificios de poca altura como las edificaciones industriales. Esta conexión consiste, como se explicó en el acápite 2.3, en insertar la columna en la cimentación tipo cajón de concreto prefabricado; luego se asegura su verticalidad para, finalmente, rellenar la junta con concreto in-situ. Sin embargo, para las columnas de gran tamaño, este tipo de cimentación puede resultar demasiado grande, lo cual dificulta su transporte (Dal lago et al., 2016). Por ello, actualmente se buscan soluciones alternas para realizar montajes más rápidos y evitar el uso de concreto in-situ. De esta forma, existen dispositivos innovadores como las conexiones mecánicas, las cuales consisten en la unión de las armaduras longitudinales de las columnas mediante pernos, empalmes con mortero o colada de resina. Sin embargo, se debe considerar las diferentes características de respuesta ante cargas laterales que pueden desarrollar en comparación a las conexiones emulativas. Para mayor información, se puede revisar el artículo de Dal Lago, Toniolo y Lamperti (2016), donde explican la influencia de diferentes dispositivos mecánicos de conexión columna-cimentación en el comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas.

El amplio uso de los sistemas cantiléver prefabricados para edificaciones industriales en diversos países permitió registrar evidencia de su desempeño en terremotos de considerable magnitud. Aunque en los eventos sísmicos del pasado prevaleció un comportamiento estructural aceptable, en ocasiones se produjeron colapsos y daños significativos. Por ejemplo, en Italia, en el terremoto de L'Aquila del 2009 (6.3 Mw), se mostró un buen desempeño estructural de los edificios industriales prefabricados, pero se observaron algunos daños graves en los paneles de revestimiento (Toniolo y Colombo, 2012). Así, también en los terremotos de Emilia del 2012 (Mw 5.8 y 5.9) hubo un bajo rendimiento de las edificaciones industriales prefabricadas, donde el daño se ocasionó debido a fallas de los sistemas de conexiones. Titi et al. (2017) mencionan que, particularmente, muchos de los edificios industriales en Italia no diseñados para la acción sísmica se caracterizaban por presentar conexiones secas de viga a columna, en las cuales la transmisión de fuerza cortante está garantizada solo por la fricción; consecuentemente, fueron susceptibles de fallar por la pérdida del apoyo de las vigas

principales. Por esto, dichos autores indican que un diseño sísmico adecuado debe incluir conexiones con clavijas entre vigas y columnas.

Otro terremoto importante fue el de Chile del 27 de febrero de 2010 (8.8 Mw), donde se observaron diferentes rendimientos de estos sistemas. Mancini De Barbieri (2016) estudió el comportamiento de las estructuras de concreto prefabricado en dicho evento sísmico, donde determinó que los daños de las conexiones se debieron a las deformaciones excesivas sufridas como consecuencia del sismo. Por ejemplo, en la Figura 2.31, se muestran los daños ocasionados en dos conexiones viga-columna; el autor explica que la deformación producto del evento sísmico fue mayor a la separación prevista para el movimiento relativo entre los elementos conectados, lo cual generó fuerzas no esperadas de gran magnitud. En síntesis, el estudio afirma que el comportamiento de las conexiones discontinuas resultó insatisfactorio para estructuras flexibles ubicadas en suelos blandos, dado que no fueron capaces de funcionar para las deformaciones reales que se produjeron. Por su parte, en el estudio realizado por Ghosh y Clealand (2012) sobre el mismo terremoto, se observó muchos ejemplos de edificios industriales con este sistema y se verificó su efectividad. Por ejemplo, el ingeniero estructural chileno Magno Mery comentó en una conferencia realizada en el Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (2016), que anterior a la aparición de la norma NCh2369 (2003) diseñó conexiones con clavijas para que estas sean fuertes, las cuales en dicho terremoto se desempeñaron bien pues se mantuvieron elásticas.



Figura 2.31 Conexión seca viga-columna, daños y diagrama del efecto de rotación (Mancini De Barbieri, 2016)

Dos grandes terremotos de magnitud 7,2 Mw y 5,6 Mw remecieron la ciudad de Van al este de Turquía el 23 de octubre y el 9 de noviembre de 2011, respectivamente. Según Ozden et al. (2014), en la zona afectada existían edificaciones industriales de concreto prefabricado, las cuales en su mayoría contaban con una sola planta con columnas cantiléver. La cimentación de estas era del tipo cáliz y las conexiones viga-columna del tipo clavija. Las vigas pretensadas se apoyaban sobre las ménsulas de las columnas donde sobresalían, generalmente, cuatro varillas que pasaban a través de los orificios en los extremos de las vigas. Las barras de refuerzo se fijaban en los orificios de las vigas mediante inyección de lechada. Los autores observaron que el comportamiento de estas estructuras fue aceptable para aquellas que incluían tabiques, muros de fachada y techos metálicos. En contraste, los sistemas cantiléver de concreto prefabricado sin paredes y cubiertas de techo experimentaron varios niveles de daño. Además, se evidenció la necesidad de cojinetes elastoméricos entre el extremo de la viga y la ménsula para evitar la formación de grietas y aplastamientos de las esquinas del concreto.

2. 9. Muros estructurales de concreto prefabricado

Se conoce que los muros estructurales bien diseñados tienen un buen historial de eficiencia para resistir las fuerzas laterales como las sísmicas. Su gran rigidez permite reducir los desplazamientos laterales y con ello, el daño; por ejemplo, en terremotos pasados, hasta muros que no contaban con detalles para resistir solicitaciones sísmicas, pero con acero de refuerzo bien distribuido, han evitado el colapso de edificaciones (Charleson, 2008). Por esta razón, el uso de muros prefabricados es muy común en los sistemas estructurales usados en la industria prefabricada (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Existen diversos tipos según su diseño estructural, capacidad de grúa, geometrías arquitectónicas, entre otros. Por ejemplo, por limitaciones de la grúa, pueden ser particionados de forma horizontal, aunque se busca que esto no afecte su rigidez ni capacidad (Task Group 7.3, 2003). Por otro lado, si se particiona con conexiones verticales estas suelen ser detalladas para proveer flexibilidad o disipación de energía (Task Group 7.3, 2003). A continuación, se presenta algunas de las clasificaciones de los muros estructurales y sus usos típicos.

En la Tabla 2-2 se mostró que, en la norma americana, los muros cuentan con un R distinto según si son considerados como muros estructurales de carga o parte de un sistema muro-pórtico. Esta diferencia radica en la preocupación de darle mayor seguridad a los elementos que no solo resisten fuerza lateral sino también cargas por gravedad (PCI Industry Handbook Committee, 2010). En la etapa de diseño se decide si el sistema por gravedad es independiente de los muros o si estos cumplen ambos roles. Si bien se recomienda utilizar muros de carga pues la solicitación por gravedad adicional brinda mayor capacidad de resistencia ante el volteo y la elevación del muro, elegir este sistema implicaría una mayor fuerza lateral que el de un sistema muro-pórtico (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Un ejemplo de estos muros de carga, como se observa en la Figura 2.33, son los también conocidos como muros largos, comúnmente usados como sistemas de solo muros y losas. Como su nombre lo indica, a menudo tienen la dimensión horizontal mayor que la vertical. Si bien estos sistemas suelen usarse para edificios de un piso, pueden ser diseñados para más; no obstante, si es bajo la normativa americana, se deberá considerar si son muros intermedios o especiales pues cada uno tiene sus limitantes en altura según la CDS.

En cuanto al mecanismo de resistencia lateral en el plano del muro, en prefabricado se suelen utilizar tres arreglos: muros cantiléver, muros acoplados y muros oscilantes, como se observa en la Figura 2.32. El primero se caracteriza por su resistencia a momento por medio de la flexión y puede proveer gran o limitada ductilidad. El segundo, al igual que el primero, también resiste por medio de la flexión, pero además utiliza dispositivos de acople para generar fuerzas axiales y un par de momento resistente. El tercero cuenta con un sistema de recentrado mediante la misma carga de gravedad, la reacción en las esquinas del muro con el suelo y, en algunos casos, con preesforzado no adherido para mejorar su capacidad de resistencia al volteo. Según el ACI550-1R (2009), dado que mayormente en las conexiones de los sistemas de piso y los muros prefabricados no se genera una restricción a momento, se recomienda que se diseñe el muro desde su cimentación como cantiléver.

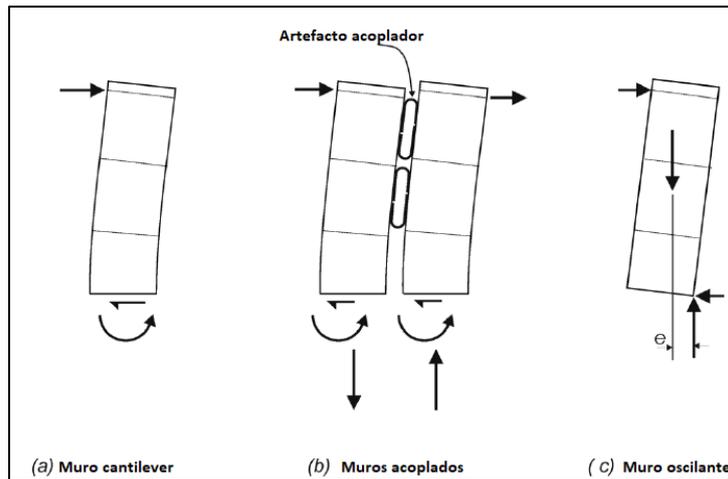


Figura 2.32 Clasificación de los sistemas de muros según su resistencia a la fuerza lateral en el plano (Task Group 7.3, 2003)

En el acápite de conexiones también se clasificó los muros según la respuesta ante fuerzas laterales que se busca obtener. Por ejemplo, si se busca una respuesta lineal elástica, cuestión que no ocurre en la mayoría de elementos de concreto reforzado, sería necesario que el refuerzo esté dentro de su rango elástico y que el concreto cuente con deformaciones unitarias por compresión menores a 0.002 (Task Group 7.3, 2003). Por otro lado, si se busca un comportamiento no lineal, es posible utilizar sistemas monolíticamente equivalentes, los cuales generalmente son diseñados para que se desarrollen rótulas plásticas en las bases de los muros. La emulación tiene la ventaja de que permite a los diseñadores utilizar, en gran medida, las recomendaciones de estándares de sistemas de muros de concreto armado in-situ. También es posible lograr un comportamiento no lineal con conexiones articuladas de ductilidad limitada, híbridas o mediante muros oscilantes. En este tipo de sistemas se busca que la respuesta no lineal suceda en una o varias conexiones preseleccionadas (Task Group 7.3, 2003).

De esta forma, los muros prefabricados pueden diseñarse para fuerzas sísmicas altas o relativamente bajas según las características de comportamiento del sistema utilizado, así como según los requisitos normativos. Por ejemplo, en zonas de baja o moderada sismicidad, se usa habitualmente conexiones secas con juntas pequeñas de lechada (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Por su parte, en zonas de alta sismicidad, según el tipo de edificación se utiliza cierto tipo de conexión. En edificaciones de baja altura como lo son las industriales, comerciales, almacenes y viviendas, se suele usar muros largos que cuentan con conexiones articuladas, los cuales típicamente se diseñan como muros intermedios. Tal es el caso de Nueva Zelanda, donde es extensamente usado los muros largos para la construcción *tilt-up* en edificios de apartamento, oficinas e industriales de 1 a 3 pisos, siendo estos con conexiones articuladas de ductilidad limitada.

Cabe notar que existen otras variantes de muro pero que en su concepción estructural se clasificarían dentro de lo anteriormente mencionado. Por ejemplo, los muros de revestimiento prefabricados son comúnmente utilizados en países como Nueva Zelanda, Estados Unidos, Chile, Italia, entre otros. Estos muros son usualmente considerados como no estructurales en Nueva Zelanda, Chile y Europa, pero como estructurales que resisten carga lateral en Estados

Unidos (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Otro caso son los muros dobles o del tipo sándwich, donde las capas externas son prefabricadas y se deja un espacio al centro para el armado y vaciado in-situ. Entre sus diversas ventajas, estos muros tienen un comportamiento monolítico y permite tener menos fisuras visibles (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Mayor información sobre este último sistema se encuentra en el libro de estructuras prefabricadas de concreto, segunda edición, de Kim Elliot (2017). Finalmente, también están los prefabricados del tipo caja que son celdas tridimensionales de muros para prefabricar habitaciones enteras, izarlas y montarlas en obra (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009).

2. 10. Muros estructurales de ductilidad baja de concreto prefabricado

A continuación, se presenta la normativa, estudios, conexiones utilizadas y experiencia en terremotos de los muros de ductilidad baja de concreto prefabricado.

2. 10. 1. Normativa y estudios

Según el ACI 318-19, el muro ordinario se define como aquel que cumple con los requisitos del Capítulo 11 de dicha guía normativa y solo puede ser utilizado en las CDS A y B, que corresponden a las zonas de menor riesgo sísmico. Si son parte de un sistema de muros de carga, según el ASCE 7/16 y el IBC, el factor R y C_d es de 3 (Tabla 2-2), mientras que, si son muros parte de un sistema muro-pórtico, el factor R y C_d es de 4 (Tabla 2-2). Los factores de R para los prefabricados son una unidad menos a los que disponibles para muros ordinarios de concreto in-situ. Además, los muros ordinarios prefabricados no presentan disposiciones especiales correspondiente al tipo de conexiones que se pueden utilizar ni a la ductilidad del sistema (PCI Industry Handbook Committee, 2010).

Básicamente, estos muros deben cumplir con disposiciones para contar con integridad estructural. Por ejemplo, se requiere un mínimo de 2 amarres verticales con una resistencia nominal no menor a 44 KN, pues se busca que las conexiones horizontales sean diseñadas para transmitir las fuerzas y momentos de diseño. Las conexiones para estos muros ordinarios prefabricados deben cumplir con los requisitos del artículo 16.2, donde se permiten juntas inyectadas por mortero, llaves de corte, anclajes, apoyos, conectores mecánicos, refuerzo de acero, firmes de piso o una combinación de estos. Estas conexiones deben ser verificadas por medio de análisis o de ensayos, especialmente si se busca hacer una combinación, dado que se debe verificar la efectividad individual de cada conexión. Además, el artículo 16.2.5 brinda disposiciones específicas para los amarres de integridad de muros de carga prefabricados en edificios, comúnmente denominados como muros largos o *large panels* en inglés, como se observa en la Figura 2.33. La idea es brindar requisitos mínimos para que exista una trayectoria de cargas alternativa en el caso de que falle algún apoyo de los muros (ACI Committee 318, 2014). Por lo cual, se dispone de requisitos para los amarres de integridad de los sistemas de piso y los muros, así como de los amarres verticales. Según la Guía del uso de prefabricado en Nueva Zelanda (1999), a diferencia de los muros in-situ donde se asume una continuidad de momento en su conexión con los sistemas de piso, en el caso del prefabricado existe una gran discontinuidad en la resistencia a flexión.

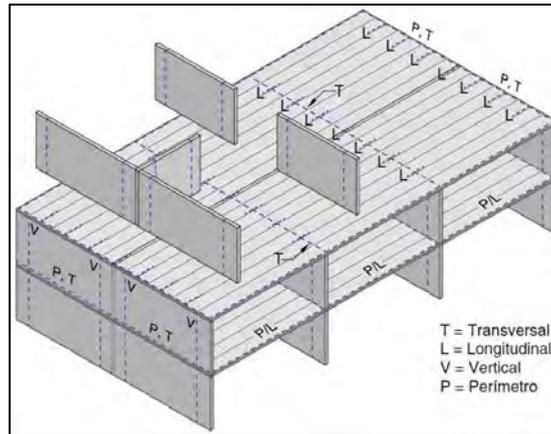


Figura 2.33 Detalles de amarres verticales, transversales, longitudinales y perimetrales en un muro largo.
Adaptado de ACI 318-19 (2019)

Entre las demás disposiciones que se deben cumplir en el Capítulo 11 del ACI 318-19, que también aplica a los ordinarios in-situ, se destaca que la cuantía mínima para muros prefabricados con V_u menor a $0.5\phi V_c$ es 0.0010 para el refuerzo longitudinal y horizontal. Además, comparado al concreto in-situ donde los espaciamientos máximos para el refuerzo longitudinal y transversal son el menor de 3 veces el espesor del muro y 45 cm, los muros prefabricados cuentan con espaciamientos máximos de 5 veces el espesor del muro, 45 cm para muros exteriores o 75 cm para muros interiores. Esto se debe a la poca restricción de este tipo de muros en su etapa de curado, por lo que cuentan con menores esfuerzos por retracción que los muros in-situ. Si el muro necesita refuerzo debido a un cortante mayor a $0.5\phi V_c$, se aplica el artículo 11.6.2, donde se brinda la cuantía mínima para todo tipo de muros de concreto. Adicionalmente, como caso excepcional, los muros preesforzados prefabricados de longitud menor o igual a 3.6 m no necesitan refuerzo transversal para los esfuerzos generados por temperatura y retracción.

Por otro lado, los muros estructurales intermedios de concreto prefabricado están permitidos en las CDS B y C sin límite de altura del edificio; en cambio, en las CDS D, E y F con un límite de altura de 12 a 14 m. Según el ACI 318-19, los muros estructurales intermedios de concreto prefabricado son aquellos que cumplen con las disposiciones de la sección 18.5; además, todos los miembros deben cumplir los requisitos de los Capítulos 1 al 17 y 19 al 26. Concretamente, en la sección 18.5.2 se exigen dos consideraciones con la intención de asegurar el comportamiento de los conectores y una para el refuerzo en aberturas. La primera es limitar la fluencia en elementos de acero o en el refuerzo de las conexiones muro-muro o cimentación-muro. La segunda exige que en los elementos de las conexiones que no están diseñadas para fluir se debe contar con una resistencia 50% mayor de la porción de la conexión que fluye. Por ejemplo, si se usa un empalme mecánico Tipo 2 la resistencia probable de este debe ser al menos 1.5 veces f_y . Por último, los machones, segmentos de muros entre dos aberturas, deben tener un refuerzo transversal diseñado para cumplir con los requisitos de cortante de columnas de pórticos resistentes a momento especiales. Además, el ASCE 7/16 también añade el requisito de que las conexiones diseñadas para fluir sean capaces de mantener el 80% de su

resistencia de diseño a la deformación inducida por el desplazamiento, o ser empalmes mecánicos de Tipo 2.

En consecuencia, el ACI 318-19 tiene como objetivo que al cumplir con los requisitos del acápite 18.5, los muros intermedios emulen la resistencia y tenacidad de un muro ordinario construido in-situ. Un ejemplo de este tipo de muro se muestra en la Figura 2.34, donde se observa la variación de refuerzo en la altura, así como las conexiones horizontales entre cada piso. Este muro, típicamente usado en los Estados Unidos, tiene 10 pulgadas (25 cm) de espesor y el refuerzo vertical en su base consiste de barras #10, las cuales se empalman horizontalmente con conectores de acopladores con grout o “manguito” Tipo 2. Las juntas emplean lechada no retráctil de una resistencia adecuada y la cantidad de barras se ha reducido en los pisos superiores a medida que disminuyen las cargas laterales.

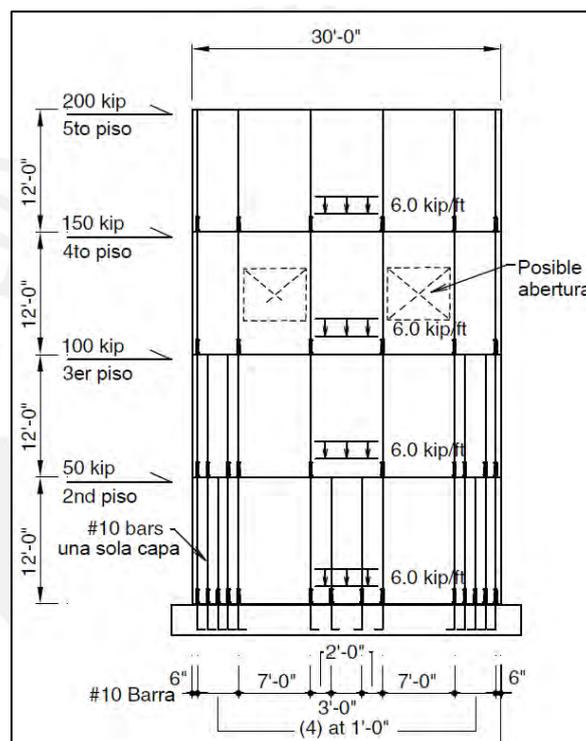


Figura 2.34 Muro estructural intermedio de concreto prefabricado con acopladores con grout Tipo 2. Adaptado de PCI Industry Handbook Committee (2010)

En zonas de baja o media sismicidad en los Estados Unidos, la principal consideración para el diseño de muros es la resistencia al volteo por el viento, por esto, la elección de conexiones o configuraciones de los muros se basa en aprovechar el peso muerto de la edificación para resistir el volteo (Task Group 7.3, 2003). Si bien diseñar los muros individualmente permite reducir el costo de las conexiones y su efecto que tendrán en la restricción por cambios volumétricos, también resulta conveniente construir un muro muy largo, ya que permite reducir el volteo y aumentar la resistencia al corte. Por ejemplo, se utiliza comúnmente los muros largos *tilt-up*, conocidos por su prefabricación horizontal en obra, izados para su colocación y conectados entre sí (Henry & Ingham, 2011). Estos muros emplean, casi siempre, conexiones articuladas como las siguientes: insertos de concreto, atornillado, placas soldadas, ángulos de acero y refuerzo traslapado con concreto in-situ (New Zealand

Concrete Society, 1999). En la Figura 2.35 se muestra la distribución típica de estas conexiones a lo largo del muro.

Según el ACI 551.2R-15, guía de diseño de los muros *tilt-up*, debido a que en gran parte se utilizan como muros perimetrales y al conectarse generan una gran rigidez, estos muros pueden ser capaces de resistir fuerzas mayores a las exigidas por la norma. Por esta razón, es poco probable que entren en el rango inelástico. De ser necesario, puede contar con ductilidad limitada mediante amarres con la cimentación o conectores en los bordes de los muros, donde la capacidad de deformación dependerá del detallado que se le brinde. En esta línea, se destaca que la resistencia al corte de este tipo de muros suele ser suficiente para resistir la fuerza sísmica elástica total. De esta forma, el uso de muros largos es una buena opción si se busca una estructura sin detalles de ductilidad. Para mayor información sobre el diseño de estos muros, sus conexiones y recomendaciones para su construcción dirigirse a la guía *Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (551.2R-15)* del ACI.

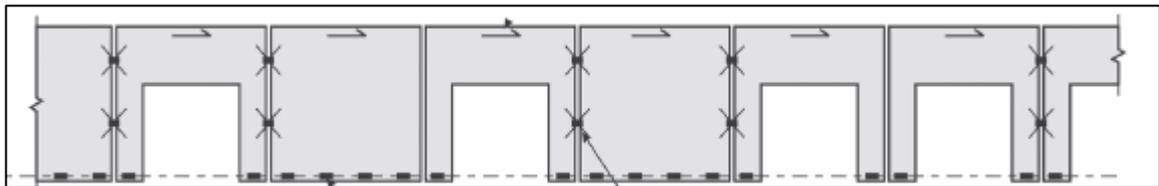


Figura 2.35 Distribución típica de las conexiones muro-muro y muro-cimentación de los muros tilt-up (ACI Committee 551, 2015)

En México, como menciona el Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Preesforzadas (2018), existen más edificios con pórticos que con muros estructurales debido a la versatilidad arquitectónica que permite el sistema de pórticos. Esto podría ser la razón de que no se desarrollen lineamientos exclusivos para los muros prefabricados en la NTC-DCEC (2017). No obstante, de esta norma se infiere que los muros estructurales prefabricados de ductilidad baja y media son aquellos que cumplen la normativa de sus similares in-situ. Asimismo, según la Tabla 4.2.1 de la NTC-DS (2020), los factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de baja ductilidad son 2 y 0.010, y para los de media ductilidad son 3 y 0.015, respectivamente.

En cuanto a la NCh2369 (2003) no se distingue a los sistemas prefabricados por si son pórticos o muros de una determinada ductilidad. De esta forma, todo lo mencionado en el presente documento en pórticos de esta norma son válidos también para los muros. Respecto a la norma peruana E.060, se disponen requerimientos normativos para el diseño de muros prefabricados con integridad estructural y sin detalles específicos para otorgar ductilidad.

2. 10. 2. Conexiones articuladas

La Guía para el uso de estructuras prefabricadas en Nueva Zelanda (1999) indica que el análisis y diseño de las estructuras con conexiones articuladas es distinto a las que utilizan conexiones emulativas. La característica de estos componentes es su baja rigidez, resistencia y

ductilidad comparada a los elementos prefabricados adyacentes. Por tanto, no existe el mismo nivel de redundancia, capacidad de redistribución de carga, ni es exacto la suposición de cimentación y diafragma rígido. Incluso, no se suele considerar el efecto de estas conexiones en los cambios de rigidez del sistema estructural cuando las juntas se abren y cierran durante una respuesta ante un terremoto severo.

Entre los sistemas articulados de muros se tienen los muros largos y los cantiléver. Los primeros cuentan típicamente con conexiones verticales in-situ, no necesariamente emulativas; conexiones horizontales con dos juntas soldadas a cada extremo del panel, por encima y debajo del nivel de piso; y la conexión en la base suele ser reforzada en la zona de las juntas para contar con llaves de corte de concreto (New Zealand Concrete Society, 1999). Como se caracterizan por ser muros largos en ambas direcciones, los esfuerzos de corte y flexión son bajos y la demanda inelástica se resuelve mediante mecanismos de balanceo y/o deslizamiento. Los muros largos típicamente están todos unidos conformando un solo sistema de resistencia lateral, por lo que la emulación es casi imposible (Task Group 6.10 & PCI, 2016). También es verdad que la emulación le resta ventajas a la construcción prefabricada en términos de la posibilidad de disipar energía, caso común en el uso de conexiones débiles verticales (Task Group 7.3, 2003). Por esto es que las conexiones secas por soldado o empernado es común en los Estados Unidos. Se destaca que para los muros *tilt-up* a menudo no se realiza el análisis y diseño explícito de las conexiones con concreto in-situ, sin embargo, en zonas de moderado o alto riesgo sísmico sí se deben considerar (New Zealand Concrete Society, 1999).

Por su parte, los muros cantiléver articulados se caracterizan por no contar con la misma ductilidad que los cantiléver emulativos. Tampoco se consideran completamente empotrados, utilizando modelos de resortes rotacionales para su análisis. Son muros que, por su longitud y carga axial, están diseñados para que la conexión en la base no sea solicitada por flexión y más bien trabaje bajo carga axial (Crisafulli et al., 2002). Este sistema está pensado para edificaciones comerciales o industriales de pocos pisos donde la longitud del muro permite tener gran resistencia.

Por ejemplo, Crisafulli, Restrepo y Park (2002) ensayaron un muro con una cuantía menor de refuerzo longitudinal, en este y en la cimentación, a lo que requeriría uno monolítico. Para asegurar la respuesta de ductilidad limitada, se diseñó para que el momento último en la conexión muro-cimentación sea menor al momento de agrietamiento del muro, así este no se ve afectado. La conexión con la cimentación utiliza ductos metálicos con grout, como los vistos en pórticos, uno a cada lado del muro. En este sentido, se ensayó y se demostró que puede ser usado satisfactoriamente para diseños elásticos o de ductilidad limitada.

No obstante, dos consideraciones importantes en este sistema fueron la poca longitud de rótula plástica que se puede generar y la tendencia a sufrir deslizamiento por corte una vez la conexión se abre. Dado que se utilizaron barras extras para la conexión, las cuales ingresan a ductos en el elemento vertical y se empalman con los refuerzos longitudinales del muro, se generó una superposición de refuerzo que incrementó la rigidez y ocasionó una menor longitud

de rótula plástica (Fan et al., 2020). La consecuencia de esto es que se generaron esfuerzos de tracción en el acero y compresión en el concreto mayores a los que uno anticipa en una construcción in-situ (Holden et al, 2003). En cuanto al deslizamiento, este se minimiza buscando que los muros reciban más carga de gravedad tal que superen la fuerza de tracción última de las barras en la conexión con la cimentación, logrando así un mecanismo de recentrado del muro (Task Group 7.3, 2003). Los autores recomiendan que estos posibles problemas estén cubiertos por el diseñador antes de utilizarlo para no afectar la respuesta total del sistema ante sismo.

2. 10. 3. Experiencia ante terremotos

El sistema de muros estructurales, como se mencionó, es ampliamente utilizado. Sin embargo, el uso de muros de ductilidad limitada como los *tilt-up* ha evidenciado colapsos en terremotos pasados. Un ejemplo son los construidos antiguamente para cuando sucedió el terremoto de Northridge de 1994. Este tipo de estructura tuvo un estimado de 300 edificaciones dañadas en este terremoto (Mitchell et al, 1995). La principal razón es la inadecuada conexión entre estos muros y los sistemas de piso, como se observa en la Figura 2.36.



Figura 2.36 Ejemplo de la separación entre el muro *tilt-up* y el diafragma del techo (Mitchell et al, 1995)

Otros terremotos importantes, donde se evidenció el rendimiento de los muros estructurales prefabricados fueron los de Darfield y Christchurch, ocurridos el 4 de septiembre de 2010 y el del 22 de febrero de 2011, respectivamente. En especial, se analizaron las edificaciones *tilt-up*, las cuales son una forma popular de construcción en Christchurch para edificios comerciales o industriales de poca altura. Estos muros prefabricados generalmente están en voladizo en la base y se unen mediante una estructura de acero o una losa de concreto; además cuentan típicamente con una conexión resistente a cortante entre los paneles.

Henry y Ingham (2011) publicaron una investigación acerca del comportamiento de estos edificios durante los terremotos mencionados, en el cual concluyeron que ese tipo de muros lograron un buen desempeño en la dirección de carga en el plano durante el evento sísmico y, en su mayoría, solo se observaron grietas menores. La conexión del muro a la cimentación funcionó excepcionalmente bien; solo se observaron pequeñas grietas en la base del muro, lo

cual era esperado para un muro *tilt-up* elástico o de ductilidad limitada. Las conexiones verticales entre muros también funcionaron razonablemente bien; sin embargo, se observaron algunas fallas menores. Probablemente, deformaciones relativas en las juntas de los muros que ocasionaron agrietamiento en los bordes. Además, la existencia de irregularidades en altura disminuyó el rendimiento de las edificaciones; por ejemplo, en la Figura 2.37 se observa el aplastamiento y descascaramiento localizado en la unión de dos edificaciones de diferente altura.

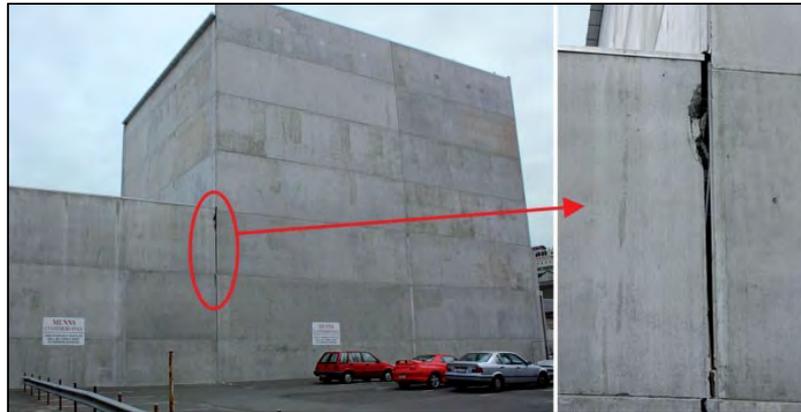


Figura 2.37 Daño por irregularidad en altura (Henry & Ingham, 2011)

En la investigación, las conexiones mecánicas entre los muros prefabricados tampoco presentaron fallas graves. Un ejemplo de los mínimos daños registrados se puede observar en la Figura 2.38, donde una conexión con inserto roscado y una de placa de acero incrustada mostraban grietas que se propagaban hasta el borde del panel. De la misma forma, las conexiones atornilladas fueron, en general, suficientes para asegurar las juntas de esquina; no obstante, se produjeron algunos daños por deformación.



Figura 2.38 Agrietamiento en la conexión entre muros (Henry & Ingham, 2011)

En contraste, Kam, Pampanin, y Elwood (2011), quienes también evaluaron dichas edificaciones, hallaron mayores daños en los muros *tilt-up* como los siguientes: fractura de conectores de acero y refuerzos diagonales, agrietamiento de las conexiones entre muros y varios colapsos completos. Por ejemplo, en la Figura 2.39 (a) se muestran muros pertenecientes al sistema de resistencia a cargas laterales de un edificio de estacionamiento de dos pisos en un

suburbio de Christchurch. La pared falló en su base, seguida de una pérdida de anclaje al diafragma del primer piso, lo que provocó un colapso fuera del plano. Asimismo, en la Figura 2.39 (b) se muestra un ejemplo de desestabilización y colapso de otro muro *tilt-up*, el cual estaba en construcción en el momento del terremoto. Aparentemente, las conexiones entre los muros ortogonales habrían fallado, lo que provocó el colapso fuera del plano de uno y la desestabilización del otro.



Figura 2.39 Colapso de muros estructurales *tilt-up* de hormigón prefabricado: (a) Falla de flexión localizada a lo largo de la base del panel de muro; (b) Desestabilización de muro de concreto *tilt-up* en construcción. Adaptado de Kam, Pampanin, & Elwood (2011).

2. 11. Muros estructurales de ductilidad alta de concreto prefabricado

En el presente acápite se presenta la normativa, estudios, conexiones utilizadas, experiencia en terremotos y una edificación moderna de los muros de ductilidad alta de concreto prefabricado.

2. 11. 1. Normativa y estudios

Como se explicó en el acápite 2.1 del presente documento, la normativa americana distingue al sistema estructural de muros en función de su ductilidad y lo limita de acuerdo a sus CDS. De esta forma, para zonas de considerable riesgo sísmico, existen los siguientes muros estructurales de concreto prefabricado: intermedios y especiales, los cuales pueden ser muros de carga o muros dentro de un sistema muro-pórtico.

Los muros estructurales especiales, en base a la norma ACI 318-19, se distingue de los muros ordinarios, esencialmente, en que tienen una cuantía de refuerzo mínima de 0.0025 en ambas direcciones del plano del muro, y requieren una verificación del confinamiento de los elementos de borde. Particularmente, los muros estructurales especiales de concreto prefabricado, según la normativa americana, deben cumplir el acápite 18.10 referente a los muros especiales vaciados in-situ y lo dispuesto para los muros intermedios de concreto prefabricado. Igualmente, se les asigna los siguientes factores sísmicos, especificados en la Tabla 12.2-1 del ASCE 7/16: para los muros de carga prefabricados un R de 5 y para los de un sistema muro-pórtico un R de 6; además, para ambos, Ω_0 de 2.5 y Cd de 5. Se restringe la altura

de la estructura a 48.8 m para las Categorías de Diseño Sísmico “D” y “E”, y para “F” a 30.5 m. No obstante, los muros estructurales que no cumplen los requisitos emulativos del ACI 318-19 y, además, usan tendones postensados no adheridos, solo están permitidos si son validados según los requisitos del ACI ITG5.1.

La experiencia satisfactoria del desempeño de los muros estructurales de concreto vaciados in-situ bien detallados se logró mediante exhaustivas pruebas de laboratorios y observaciones de su comportamiento en terremotos pasados, por lo que se puede esperar que los muros prefabricados funcionen exitosamente si cumplen con el concepto de emulación (New Zealand Concrete Society, 1999). No obstante, debido a que los reglamentos normativos fueron pensados para la construcción in-situ, pueden existir algunas complicaciones al aplicarlos a los muros prefabricados. Por ejemplo, en los muros estructurales de concreto prefabricado puede existir una considerable discontinuidad en la resistencia a la flexión de la conexión horizontal entre el muro y el sistema de piso. Por esto, se recomienda considerar un enfoque conservador en la relación entre la altura libre del piso y el grosor de la pared (New Zealand Concrete Society, 1999). Otra es el requisito de dos capas de refuerzo longitudinal vertical el cual, si bien puede ser fácil de lograr a lo largo de la altura del muro, en las conexiones horizontales puede ser no práctico (New Zealand Concrete Society, 1999).

Debido a que estos muros prefabricados buscan imitar el monolitismo de la construcción in-situ, podrían experimentar deformación como un cantiléver desde una base fija. Por ello, una consideración importante debe ser la fluencia por flexión en la base, por lo que se debe detallar cuidadosamente la conexión horizontal en esta zona. De este modo, si el diseño incluye la deformación del refuerzo en la conexión, se deberá proporcionar la correcta longitud de anclaje a cada lado de la junta para desarrollar toda la resistencia probable de las barras (Task Group 7.3, 2003). En este sentido, en la base de la pared y en otras uniones donde puede producirse la deformación de la barra, estos empalmes deben ser mecánicos del Tipo 2 (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009). Por el contrario, si la conexión con la base no está conceptualizada para fluir, debe detallarse con una resistencia suficiente para asegurar que el comportamiento dúctil ocurra lejos de dicha conexión (Task Group 7.3, 2003).

El muro estructural de concreto prefabricado también puede incluir juntas verticales, donde las conexiones a través de estas podrían ser diseñadas como conexiones fuertes, las cuales garantizan que se produzca un comportamiento no lineal lejos de la conexión. Precisamente, la deformación a través de la junta estaría limitada, por lo que la pared se deformaría como si fuese monolítica. Alternativamente, el concepto de emulación, también permite que las juntas verticales empleen conexiones dúctiles; no obstante, la estructura comparable no sería la de un solo muro estructural monolítico. Este resultaría como muros estructurales conectados por vigas de acoplamiento, donde los muros se deforman casi de forma independiente, y las conexiones dúctiles proporcionan disipación de energía, resistencia al vuelco y rigidez al desplazamiento lateral (Task Group 7.3, 2003).

En México, la norma NTC-DCEC (2017), define a los muros estructurales prefabricados de ductilidad alta como aquellos que cumplen con los requisitos del Capítulo 9, Diseño de Estructuras de Ductilidad Alta. Además, deben satisfacer los requisitos del muro estructural de concreto reforzado de ductilidad baja. De forma similar a la normativa americana, se les concibe como muros emulativos, aunque no brinda disposiciones particulares para estos. Según, la Tabla 4.2.1 de la NTC-DS (2020), los factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto que le corresponden a este sistema son iguales a los muros estructurales de ductilidad alta vaciados in situ: $Q = 4$, $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.020$.

2. 11. 2. Conexiones emulativas

Dentro de las conexiones emulativas, las fuertes imitan las condiciones de los muros construidos in-situ, siempre y cuando no se afecte la formación de la rótula plástica en la zona esperada. Por esto, son aspectos claves la concepción, análisis y diseño. Por tanto, los muros estructurales monolíticos de concreto prefabricado, habitualmente, resultan una alternativa rentable a los muros cantiléver in-situ o a los muros acoplados in-situ, donde se espera que estos elementos estructurales puedan soportar las deformaciones inelásticas propias de una estructura dúctil (New Zealand Concrete Society, 1999).

Concretamente, la conexión horizontal suele ser diseñada como fuerte y utiliza grout para lograr la continuidad del concreto y, para empalmar el refuerzo longitudinal vertical, conexiones de acero con grout como los siguientes tipos: “manguito”, denominado *steel splice sleeve* en inglés, y conductos metálicos corrugados. Robert Park (1995) describe estas dos conexiones, Figura 2.40 (a) y Figura 2.40 (b). En este se mencionan tres alternativas de acomodamiento para las barras de empalme: la primera es la más común, donde la barra de empalme central se traslapa con dos barras más pequeñas, una en cada cara de la sección del muro como se muestra en la alternativa 1 de la Figura 2.41; la segunda es cuando todo el refuerzo de flexión principal se traslapa en la línea central del muro tal que el refuerzo por cortante está directamente atado a los ductos o “manguitos”, alternativa 2 de la Figura 2.41; y la tercera es que la incluye tanto la barra de empalme como las barras longitudinales de las caras del muro, alternativa 3 de la Figura 2.41. Tanto en la conexión tipo “manguito” como en la que utiliza un ducto corrugado de acero se observa que la distancia de empalme, para asegurar el anclaje al concreto, es igual a la longitud de desarrollo en tracción de las barras empalmadas más la mitad de la distancia interna entre los refuerzos longitudinales del muro prefabricado, Figura 2.40 (New Zealand Concrete Society, 1999).

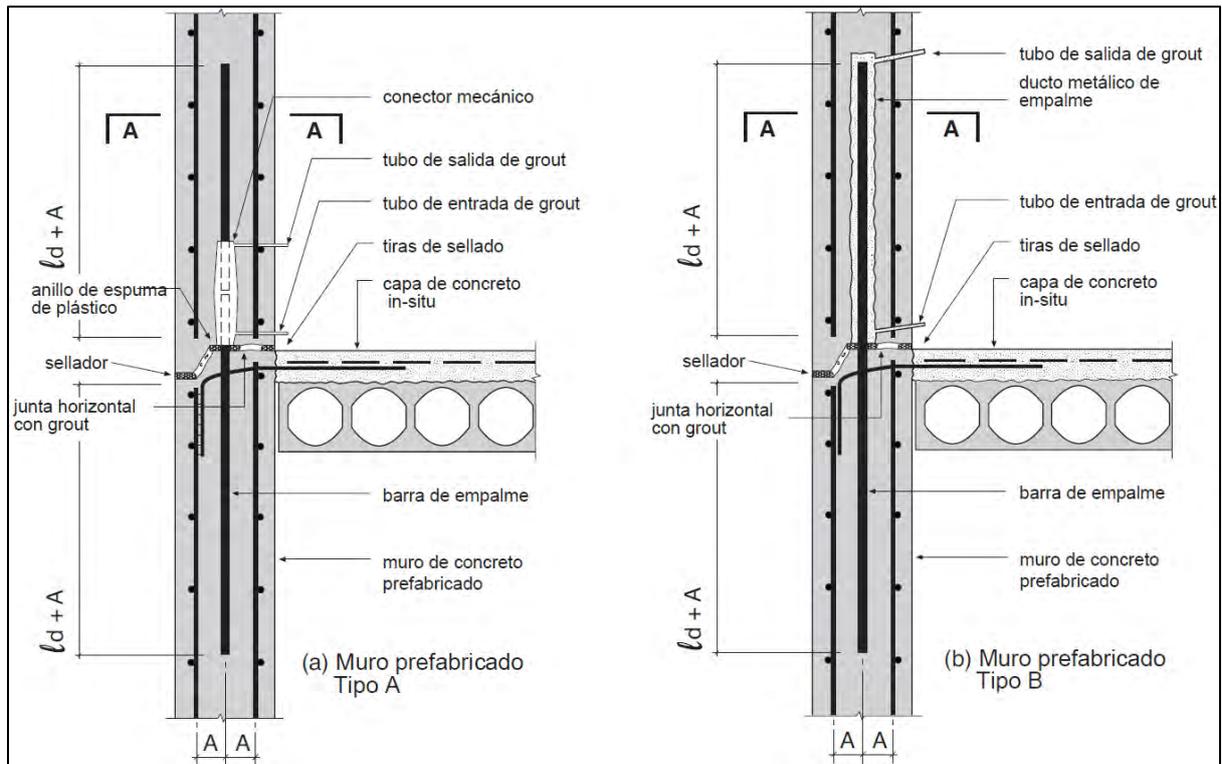


Figura 2.40 (a) Conexión horizontal con conectores tipo “manguito”, (b) Conexión horizontal con conductos metálicos corrugado. Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999)



Figura 2.41 Corte A-A, colocación del refuerzo empalmado, Alternativa 1, 2 y 3. Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999)

Las conexiones horizontales deben permitir que la trayectoria de cargas asegure que las acciones sísmicas se transmitan y que la falla por deslizamiento en la base no ocurra. Por esto, las juntas horizontales suelen ser intencionalmente rugosas y con grout in-situ (New Zealand Concrete Society, 1999). Además, el Manual de estructuras prefabricadas y preesforzadas desarrollado por el ANIPACC (2018) recomienda el uso de llaves de corte o retardantes de fraguado superficiales que aumenten la rugosidad. En suma, este tipo de conexiones deben ser robustas para que los muros que no tienen gran carga axial sean capaces de transportar su peso propio a través de la conexión; en otras palabras, se debe asegurar la estabilidad del sistema (Singhal et al., 2019). En el año 2017 se realizó un ensayo en China con un muro con conexión horizontal utilizando una malla de refuerzo con un área total equivalente a los fierros longitudinales en el muro; estos utilizaron conectores tipo “manguito”, como se observa en la Figura 2.42 (Xu et al., 2017). En este, se demostró la buena capacidad de deformación respecto a un muro similar monolítico también ensayado.

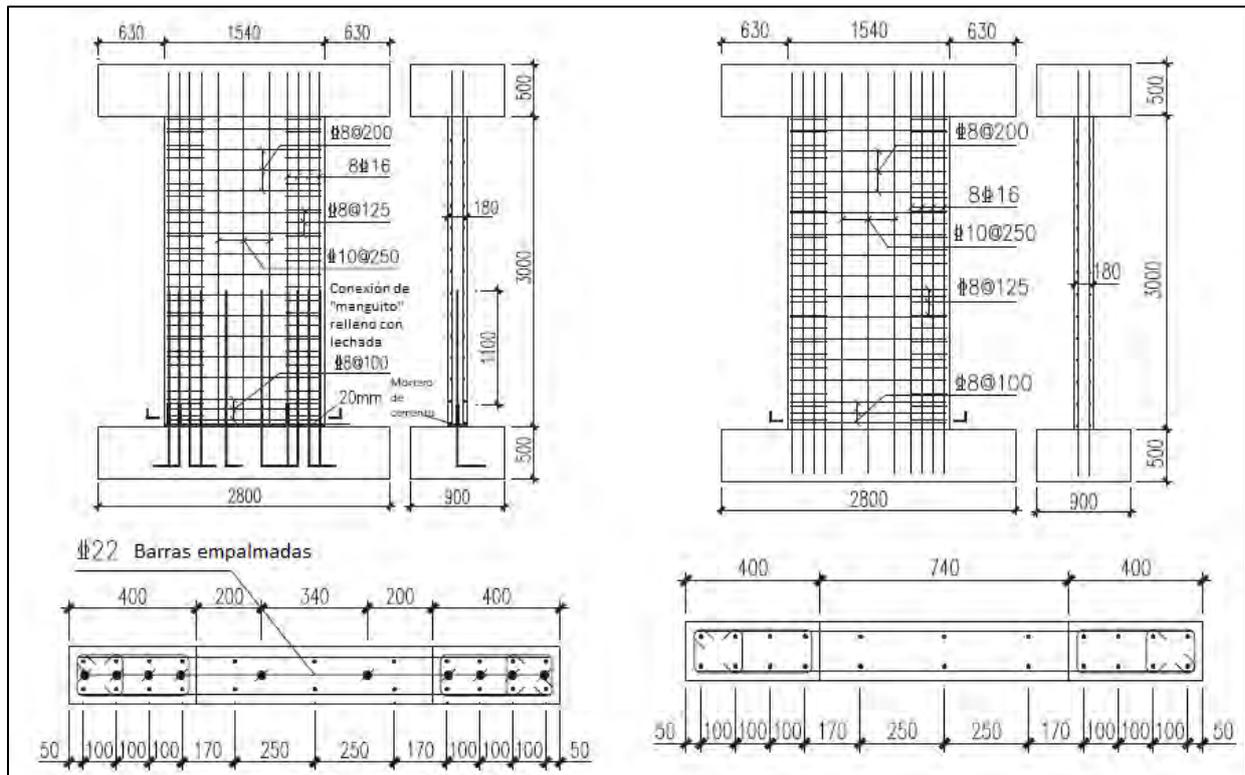


Figura 2.42 Detalles de un muro prefabricado con conexión horizontal con conector tipo “manguito” y un muro vaciado in-situ. Adaptado de Xu et al. (2017)

Por otro lado, las conexiones verticales son como franjas de uniones húmedas, donde los refuerzos horizontales de los muros se proyectan y superponen en la zona de la junta. En la Figura 2.43 se muestran algunas de las posibles conexiones verticales monolíticas donde, en todos los casos, se deja una superficie rugosa y llaves de corte entre los muros prefabricados. Incluso, estas conexiones también pueden ser con conectores mecánicos para reducir el ancho de las franjas. Las conexiones verticales están sujetas principalmente a cortante, las cuales pueden ser evaluadas como un muro cantilever donde se analiza los esfuerzos cortantes en la fibra donde se encuentra la conexión vertical (Arellano et al., 2018). Asimismo, se observa que la longitud de la interfaz depende de la longitud de anclaje de la barra y del tipo de conexión vertical. Cabe notar que, al ser conexiones fuertes, el refuerzo en la interfaz deberá contar con esfuerzos menores a $0.6f_y$, pues de caso contrario las barras no soportarán la cortante directa por medio del efecto de dovela debido al agrietamiento del concreto; y el aporte del concreto no deberá considerarse para resistir la fuerza cortante, solo se consideraría su efecto en flexión (Arellano et al., 2018).

El uso de llaves de corte para las conexiones verticales u horizontales es muy recomendado y usado para la resistencia a cortante ante sismos. Existen de diversas formas como triangulares, semicirculares, trapezoidales, entre otras; pues la forma le puede dar una mejora en la resistencia al corte (Singhal et al., 2019). Un caso destacable fue el uso de llaves de corte delgadas de aproximadamente 4 cm de ancho con un mortero de relleno, las cuales lograron tener un 60% más de capacidad de cortante en comparación a una junta plana (Rizkall et al., 1989).

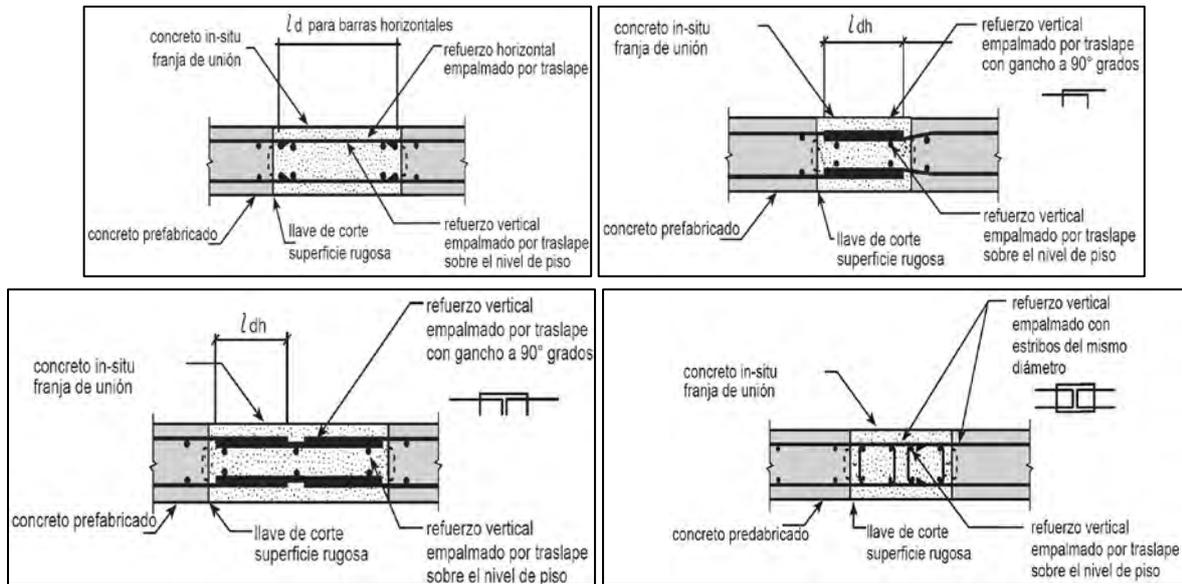


Figura 2.43 Conexiones verticales típicas para lograr un comportamiento monolítico Adaptado de New Zealand Concrete Society (1999)

En los pocos casos en los cuales los muros han tenido un mal comportamiento han sido en situaciones como las siguientes: insuficiente detalle dúctil del anclaje de los refuerzos embebidos; en el diafragma, inadecuado refuerzo para cortante y tracción; y pocos amarres entre el diafragma y los muros (PCI Industry Handbook Committee, 2010). Las conexiones entre los sistemas de piso y los muros son cruciales para que las fuerzas de inercia se transfieran; por esto, algunos ingenieros, sin importar el método de diseño de muro que se utilice, recomiendan que las conexiones entre los diafragmas y los muros se mantengan elásticas en el sismo (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009). Entre los tipos de conexiones entre muros y sistemas de piso están los que se observa en la Figura 2.40, con o sin espacio interior en el muro para apoyar el diafragma. Si se cuenta con muros interiores, dicho espacio se dejaría a ambos lados del muro, pero permitiendo el pase del refuerzo vertical del elemento. Por otro lado, dado que hay muros prefabricados de varios niveles, existen conexiones entre el muro y el diafragma que se detallan en la altura del elemento, como se observa en la Figura 2.44. A diferencia del caso anterior, en este se deja el fierro longitudinal para que conecte con el diafragma y una superficie rugosa para el vaciado in-situ.

Han, Zhao y Qian (2019) ensayaron en China un edificio de tres pisos prefabricado con un sistema estructural de muros emulativos que cuenta con conexiones horizontales y verticales como las descritas anteriormente. Las primeras utilizan los acopladores de grout y las segundas franjas verticales para un vaciado in-situ. Estas últimas conectaban los muros en su parte intermedia con bandas rectangulares y también había conexiones verticales entre muros perpendiculares en forma de “L”. Además, el edificio contaba con losas prefabricadas con firme vaciado in-situ. El desempeño fue muy bueno pues no recibió daño significativo para una aceleración pico del suelo de 0.20g, daño moderado a 0.40g y colapsó a 0.62g. Este logró una capacidad de deformación buena con derivas de hasta el 2%. Como se esperaba, no se observó daño en las conexiones fuertes, por lo cual se pueden considerar monolíticas.



Figura 2.44 Ejemplo de conexión muro-muro y con detalle para sus conexiones con vigas y diafragma (Task Group 7.3, 2003)

En suma, es necesario una buena cimentación para el desempeño como un muro cantiléver. Por esto, en sistemas de muros prefabricados emulativos cantiléver, la conexión más crítica es entre el muro y la cimentación por ser la zona con mayor cortante y momento debido a las cargas sísmicas (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009). Lamentablemente, el uso de conexiones que involucren el empalme del refuerzo longitudinal en la base de los muros afecta la formación de la rótula plástica en su plenitud (Crisafulli et al., 2002). Esto se verificó en ensayos realizados por Fan et al. (2020) donde se ensayaron dos muros prefabricados con conexiones a la cimentación mediante ductos y “manguitos”. Por esto, algunas opciones viables para evitar el efecto mencionado son las siguientes: el uso de una cimentación prefabricada donde se entierra parte del muro y se sellan las juntas con grout (Figura 2.45 (a)), y la segunda opción es una cimentación semi prefabricada, donde una vez colocado el muro se vacía la cimentación restante (Figura 2.45 (b)). Ambos sistemas pueden usarse para diseñar muros con comportamiento completamente elástico o dúctil (Task Group 7.3, 2003).

Holden, Restrepo y Mander ensayaron en el 2003 un muro cantiléver emulativo con una conexión a su cimentación como la comentada inicialmente, la que involucra ingresar el muro en una cimentación construida in-situ. Esta permitió evitar la conexión con empalmes en la zona del muro donde se forma la rótula plástica; por ello, la conexión en la cimentación se diseñó para mantenerse elástica. Además, se utilizó el diseño por capacidad para buscar un mecanismo inelástico en la base del muro. En los resultados, se verificó que el comportamiento es como uno construido in-situ, con capacidad lateral cercana a la que se calculó, y que los detalles fueron adecuados en la zona de la rótula plástica pues se disipó energía como se esperaba. La unidad logró una deriva de 2.5% antes de que se observara degradación significativa de la resistencia. En conclusión, como se presupone en el diseño sísmico de concreto in-situ, la conexión evidenció resistencia a momento y continuidad.

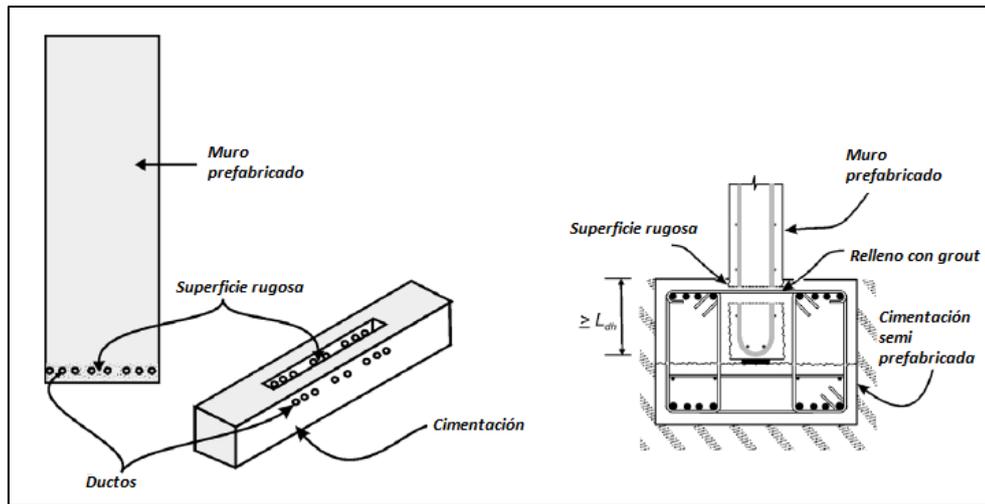


Figura 2.45 Conexión muro-cimentación prefabricada y semi prefabricada (Task Group 7.3, 2003)

2. 11. 3. Experiencia ante terremotos

Los muros estructurales prefabricados utilizados en diversos países como Japón, China, Estados Unidos, Nueva Zelanda, entre otros, han experimentado varios terremotos a largo del tiempo, en los cuales han mostrado diversos niveles de desempeño como sistemas resistentes a cargas laterales. Por ejemplo, en el terremoto de Armenia de 1988 (7.2 Mw), Breccolotti, Brocchi y Materazzi (2021) reportaron que 16 edificios de muros estructurales de concreto prefabricado de gran altura no sufrieron daños en la ciudad de Leninaken. Por el contrario, se observó gran cantidad de damnificados en una edificación residencial de nueve pisos con una estructura de pórticos de concreto prefabricado.

Otro terremoto fue el de Kobe de 1995 (6.9 Mw), donde se reportó, por Ghosh (1995), el desempeño de algunos de los edificios de apartamentos en el rango de dos a cinco pisos que estaban construidos con muros de carga de concreto prefabricado. Logan de *Stresscon Corporation*, quien acompañó al autor en su visita a Kobe, mencionó que las estructuras típicas consistían en muros de altura media con conexiones horizontales de “manguito”. En las inspecciones, donde particularmente se revisaron tres estructuras con las características ya descritas, se observó que no sufrieron ningún daño funcional. Es más, podían ser ocupadas inmediatamente después del terremoto.

El terremoto en la región de Canterbury de Nueva Zelanda, Darfield 2010 y Christchurch 2011, evidenció un alto número de fallas de edificaciones con muros estructurales construidos in-situ o prefabricados después de los 70's. Estos, según un análisis realizado por Kam, Pampanin, y Elwood (2011) eran significativamente más delgados, esbeltos, con un mínimo detalle de refuerzo y con mayor carga axial. Además, el estudio determinó que las fallas fueron consecuencia del acero de confinamiento inadecuado, formas irregulares e inapropiados empalmes traslapados con lechada entre muros. Particularmente, esta última deficiencia era propia de los muros prefabricados. Por ejemplo, la Figura 2.46 muestra la falla por pandeo de conexiones con ductos con lechada de un sótano de varios niveles; esto se ocasionó porque los

ductos no estaban confinados con refuerzo por pandeo y no se realizó el vaciado de grout adecuadamente.



Figura 2.46 Falla de los ductos con lechada (Kam, Pampanin, & Elwood, 2011)

2. 11. 4. Edificación moderna: Condominio Lomas de Javiera

Una de las edificaciones actuales que se puede considerar con un sistema estructural de muros de ductilidad alta de concreto prefabricado es el proyecto de los condominios de Lomas de Javiera en Temuco, Chile. Este conjunto habitacional, emplazado en un terreno de 1.7 hectáreas, consta de 200 departamentos distribuidos en 10 torres de 5 pisos cada una, con una superficie total aproximada de construcción de 12,200 m², como se visualiza en la Figura 2.47 (FICEM, 2016). Por la composición de sus elementos verticales, como se observa en la Figura 2.48, el sistema era del tipo muro de carga o *bearing wall* por su nombre en inglés, donde se usaron muros estructurales emulativos del tipo cantiléver. Específicamente, se contaba con muros prefabricados de altura igual a la del edificio (muros exteriores) y muros prefabricados de altura de un piso (muros interiores). Estos se pueden observar en la Figura 2.48, donde los muros más largos ubicados en el eje horizontal se unieron con los elementos verticales extremos soldando insertos previamente instalados. Además, se infiere que utilizaron algún tipo de conexión horizontal emulativa de muro a muro para lograr la continuidad vertical.



Figura 2.47 Condominio Lomas de Javiera, Temuco, Chile (Avaria, 2017)

La cimentación de los elementos verticales, como se observa en la Figura 2.49 (a), consistía en zapatas superficiales vaciadas in-situ del tipo cáliz con lechada, donde la unión del muro con la cimentación era una conexión emulativa fuerte que empleaba el sistema de ductos corrugados rellenos con grout de alta resistencia, fluidez y con compensador de retracción. En la Figura 2.49 (b), se muestra la colocación del muro exterior sobre la cimentación, donde el refuerzo longitudinal sobresaliente de la cimentación se inserta sobre los ductos embebidos en los núcleos confinados de los muros estructurales prefabricados.

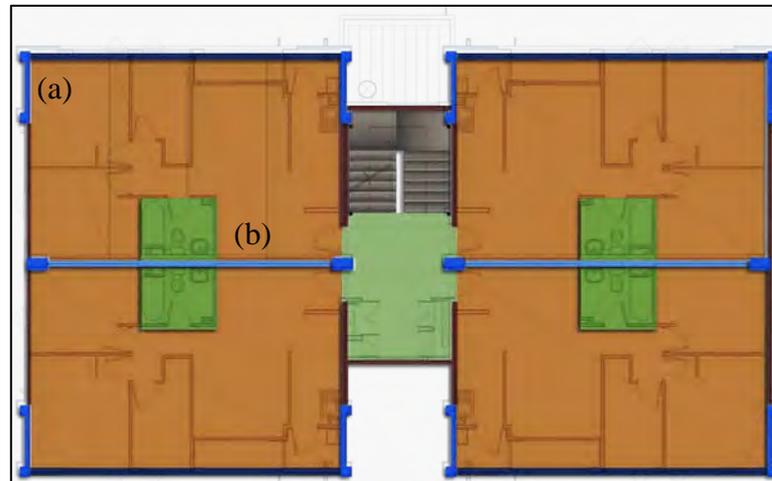


Figura 2.48 Planta arquitectónica típica de una torre de Lomas de Javiera, (a) muro exterior y (b) muro interior (Jaspard, 2017)

Por otra parte, el sistema de piso estaba compuesto por losas prefabricadas de concreto pretensado de 9 cm de espesor, sobre las cuales se colocaban bovedillas de poliestireno expandido de 6 cm para luego vaciar in-situ el firme de concreto de 7 cm de espesor. Para conectar los elementos prefabricados del sistema de piso con el firme se disponía de llaves de corte metálicas fijadas a las losas prefabricadas; estos en conjunto cumplen la función de un diafragma compuesto (FICEM, 2016). En la Figura 2.50 (a), se observa los elementos de piso colocados en su posición final, simplemente apoyados sobre las vigas exteriores y el muro interior. En la Figura 2.50 (b), se puede observar el izaje y la colocación de las vigas invertidas prefabricadas. Estas utilizaron conexiones por medio de ménsulas de concreto armado sin permitir la continuidad del refuerzo del elemento (Avaria, 2017). Además, de la misma forma que los muros interiores, para unir sus extremos se empleó conexiones por soldadura de insertos metálicos previamente instalados.



Figura 2.49 (a) Cimentación tipo cajón con grout (Jaspard, 2017) y (b) Colocación del muro prefabricado sobre su cimentación (Momenta, 2016)



Figura 2.50 (a) Sistema de piso de concreto prefabricado y (b) Izaje y montaje de viga invertida (Momenta, 2016)

El proyecto a cargo de la empresa Momenta S. A. fue finalizado en noviembre del 2016, donde el tiempo del montaje del casco estructural se realizó en tan solo cuatro meses con un equipo de seis trabajadores. Particularmente, el montaje de un edificio tardó en promedio dos semanas y 1.5 semanas adicionales para completar la sobrelosa in-situ. Por esto, es uno de los proyectos representativos que incluye una estructura de concreto prefabricado en una zona de alto riesgo sísmico como la de Temuco, Chile.

2. 12. Sistemas duales de concreto prefabricado

Un sistema dual está conformado por una combinación de muros estructurales y pórticos resistentes a momento. Este es comúnmente usado cuando los segundos no proveen la rigidez lateral buscada (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Se conoce que la deformada lateral de un sistema solo de muros en voladizo y uno de pórticos son diferentes, pero al combinarse se logran ventajas en el control de deriva y disipación de energía, en especial en edificios altos

(Task Group 7.3, 2003). Esto es posible pues los muros permiten controlar los desplazamientos en terremotos y los pórticos lo hacen en los pisos superiores (Park & Paulay, 1974).

Consecuentemente, los sistemas duales pueden utilizar los mismos fundamentos de las conexiones, así como los arreglos presentados para unir los elementos prefabricados. Sin embargo, dado que son sistemas que se deforman de distinta manera y llegan al rango inelástico en diferentes momentos, las conexiones entre los muros y pórticos deben ser capaces de acomodar esta diferencia de comportamientos (Task Group 6.10 & PCI, 2016). Además, si bien con un diafragma rígido se logra una misma deriva en cada piso, se transmiten fuerzas entre ambos sistemas que deberían considerarse en el diseño del diafragma y sus colectores (Joint ACI-ASCE Committee 550, 2009).

Rodríguez y Blandón en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) ensayaron en el año 2003 una estructura con sistema dual con elementos prefabricados a escala 0.5. En este, se observó que las demandas de ductilidad en los pórticos son menores a los muros debido a la mayor flexibilidad de los primeros; con esto, los muros fluyen antes. De esta forma, los pórticos no necesitan ser diseñados con una ductilidad muy alta, por el contrario, debería analizarse y escoger el nivel de ductilidad en base a la compatibilidad de deformaciones (Task Group 7.3, 2003). Esto es una ventaja especialmente para el prefabricado pues evitaría diseñar los pórticos y sus conexiones con exigentes detalles de ductilidad. No obstante, a pesar de que los muros y pórticos contarán con demandas de ductilidad diferentes, al utilizar un solo factor de reducción de fuerza sísmica se está siendo más estricto con la resistencia en los pórticos.

En cuanto a la normativa, el ASCE 7/16 cuenta con dos sistemas duales, uno donde los pórticos especiales resisten al menos el 25% de la fuerza de diseño y otro con los pórticos intermedios resistiendo también mínimo dicho porcentaje de fuerza. Dado que no existe la categoría de pórticos intermedios de concreto prefabricado, se comenta únicamente el primer caso. En este, específicamente con sistemas de concreto prefabricado, los pórticos especiales pueden formar un sistema dual con muros especiales o con muros ordinarios. Ambos cuentan con parámetros sísmicos muy similares: coeficientes de reducción de fuerza sísmica de 7 y 6 respectivamente; factores de amplificación de deriva de 5.5 y 4.5; y con el mayor factor de sobrerresistencia entre todos los sistemas prefabricados con un valor de 3 (Tabla 2-2). La diferencia entre ambos radica en que únicamente los segundos cuentan con restricciones a partir de la CDS D. Según el ASCE 7/16, la razón de indicar mínimo un 25% es para que el sistema de pórticos sea un sistema de resistencia lateral secundario con suficiente redundancia y ductilidad. En consecuencia, se mejorará el desempeño del edificio para el sismo o al menos para las cargas de gravedad. Además, en los comentarios de dicha norma se explica que el análisis de este sistema debe considerar la interacción de los muros y pórticos como uno solo teniendo en cuenta las diferencias comentadas anteriormente.

En la norma mexicana se cuenta con diversos tipos de sistemas duales de concreto armado, donde en este caso se abordarán los formados por pórticos y muros. Se cuenta con 3 categorías según la ductilidad donde los factores de reducción por ductilidad son de 4, 3 y 2, y

con límites de deformación lateral de 0.020, 0.015 y 0.010. No se menciona explícitamente si también pueden ser con sistemas de pórticos o muros de concreto prefabricado. Además, se dispone que los componentes de un sistema dual deben estar interconectados por un diafragma horizontal rígido que cumpla lo indicado en dicha normativa en el inciso 2.7.1. Se considera como sistema dual aquel donde los pórticos resisten como mínimo el 30% de la fuerza actuante. En suma, permite que este sistema dual pueda contar con 0.005 de deformación máxima extra permisible si la relación entre la altura y el largo del muro es igual o mayor que 4.

En cuanto a la normativa chilena, esta no cuenta con parámetros sísmicos ni de amortiguamiento exclusivos para sistemas duales ya que estos factores, como se mencionó al presentar dicha norma, dependen del tipo de conexión y si están separados o no de los elementos no estructurales. Sin embargo, en sus comentarios indica que en los edificios industriales de varios pisos se han obtenido mejores resultados con edificios duales de muros y pórticos resistentes a momento.

2. 13. Sistemas híbridos

Como se expuso en el acápite 2.3, dentro de las estructuras articuladas se encuentran los sistemas híbridos. Estos se caracterizan, tanto para los pórticos como para los muros estructurales de concreto prefabricado, por incluir refuerzo de acero dulce y tendones preesforzados no adheridos, los cuales trabajando en conjunto logran un mecanismo de autocentrado que elimina los desplazamientos residuales después de un terremoto (Task Group 7.3, 2003).

Estos sistemas fueron estudiados en el programa de investigación PRESSS, el cual inicio en 1990 con la finalidad de conocer más sobre las estructuras de concreto prefabricado. Particularmente, según informa Priestley et al. (1999), en la tercera fase del programa se ensayó un edificio de cinco pisos a escala del 60 por ciento bajo carga sísmica simulada en la Universidad de California en San Diego. Este contaba con cuatros pórticos dúctiles en una dirección de respuesta, donde existían algunas conexiones articuladas híbridas, y en la dirección ortogonal, con un sistema de muro estructural articulado. En general, el resultado del comportamiento de la estructura fue muy satisfactorio, como se esperaba se confirmó la baja deriva residual con un daño mínimo en la dirección del muro estructural y sin pérdida significativa de resistencia en la dirección del pórtico.

Como parte de dicho programa, EI-Sheikh et al. (1999) estudiaron a los pórticos de concreto prefabricado con postensado no adherido como mecanismo de conexión entre los elementos prefabricados. Los autores indican que las conexiones de los pórticos híbridos se diseñan como conexiones dúctiles; por ello, el sistema está controlado por el comportamiento oscilante de apertura y cierre de las conexiones viga-columna, las cuales están ubicadas en la zona de la viga adyacente a la columna. Aunque ese comportamiento otorga poca disipación de energía, sus principales beneficios son el autocentrado y la conservación de rigidez. Además, debido a que el acero de postensado no está adherido, no se forman grietas por flexión adicionales a la ya existente en la interfaz viga-columna de los elementos prefabricados.

Finalmente, el estudio concluyó que el desplazamiento máximo del pórtico híbrido resulta mayor en comparación a uno construido in-situ, debido a la baja disipación de energía, pero con un desplazamiento residual acumulado mucho menor.

También, se llevaron a cabo otras investigaciones aparte del programa PRESSSS, para estudiar aún más a los muros estructurales híbridos. Por ejemplo, Holden et al. (2003) compararon el rendimiento de dos muros estructurales geoméricamente idénticos bajo una carga lateral cíclica, pero uno era parcialmente postensado que incorporaba tendones no adheridos y el otro un muro estructural emulativo dúctil. Además, el muro híbrido incluyó refuerzo longitudinal de bajo límite elástico entre la base del panel y su cimentación como dispositivos de disipación de energía histerética. Como se predecía, los autores mencionan que el muro estructural emulativo funcionó muy bien en términos de capacidad de ductilidad y capacidad de absorción de energía, alcanzando una deriva del 2,5% antes de que ocurriera una degradación significativa de la resistencia. Por su parte, el muro estructural parcialmente presforzado logró niveles de deriva superior al 3% sin daños visibles en el muro antes de la falla. En síntesis, la comparación de la respuesta de los dos sistemas evidenció que el sistema emulativo disipa más energía que el sistema de postensado; no obstante, la energía disipada por el primero causa un daño estructural permanente en la región de la rótula de plástica; incluso, presentó deformaciones residuales significativas.

Si bien aún no se cuenta con mucha información del comportamiento de estos sistemas en eventos sísmicos severos, existen algunas evidencias de la realidad de su desempeño. Por ejemplo, en el terremoto de Darfield del 2010, Kam et al. (2011) informaron sobre el desempeño del hospital de cuatro pisos Endoscopia Cruz del Sur (SCHE por sus siglas en inglés), el cual contaba con la tecnología PRESSSS. Específicamente, la estructura estaba conformada por pórticos de concreto prefabricado con sistemas de postensado no adherido en una dirección y con muros estructurales acoplados de concreto prefabricado en la dirección perpendicular. En el análisis posterior al evento sísmico no se detectaron daños estructurales observables en el edificio. Posteriormente, en el terremoto de Christchurch de 2011, la estructura experimentó al menos un 2,5% de deriva de entrepiso, por lo que algunos muros sufrieron un ligero aplastamiento en la parte superior en la interfaz entre muros acoplados. Por tanto, los autores recomendaron una mayor implementación de estos sistemas por el buen control de daños y la rentabilidad que lograron en dicho suceso sísmico.

Actualmente, existen nuevos proyectos representativos que incluyen este tipo de sistema estructural sismorresistente. Tal es el caso de un estacionamiento en la Universidad Estatal de Sacramento (CSU por sus siglas en inglés) en California inaugurado en mayo de 2018, el cual consta de 6 niveles que fueron construido en menos de 11 meses (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2019). La estructura empleó pórticos híbridos de concreto prefabricado que cuentan con los beneficios ya descritos anteriormente; además, arquitectónicamente, dicho sistema permitió una composición abierta sin muros estructurales. En la Figura 2.51 se puede observar el izaje y colocación de estos pórticos.



Figura 2.51 Izaje y colocación de los elementos prefabricados del estacionamiento 5 de CSU Sacramento (Clark Pacific, s.f.)

2. 14. Consideraciones para sistemas estructurales prefabricados que incluyen elementos de concreto in-situ

Una vez presentados los sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado cabe hacer hincapié en el uso de elementos de concreto in-situ en la construcción de estos sistemas. Esto también es conocido en otros países como construcción mixta o de concreto híbrido (HCC por sus siglas en inglés) pues hace referencia a combinar la construcción de concreto in-situ con concreto prefabricado. Lo que se busca es integrar materiales como los mencionados o también acero, albañilería y madera para utilizar las ventajas estructurales de cada uno, mejorar la velocidad en obra y optimizar costos. Por ejemplo, es posible construir columnas y/o muros in-situ con vigas y losas prefabricadas; pórticos prefabricados con cimientos in-situ; losas prefabricadas con firmes vaciados in-situ; entre otras diversas combinaciones. Específicamente, la combinación de concreto in-situ con el prefabricado suele ser para proveer mejor continuidad estructural y/o robustez (Task Group 6.3, 2002).

La construcción mixta puede ser con elementos que actúen de forma compuesta o no compuesta. Un ejemplo de elementos compuestos son las vigas prefabricadas en forma de “U”, en dónde se vacía en obra el concreto tal que el elemento se convierte en una unidad y trabaja de forma conjunta. También, el uso de columnas moldeadas en el lugar en los extremos de paredes prefabricadas para mejorar la estabilidad del muro (New Zealand Concrete Society, 1999). El concepto de construcción mixta es más general porque involucra el uso de diferentes materiales, cada uno cumpliendo un rol, para mejorar el desempeño de toda la estructura. Un ejemplo es el uso de losas prefabricadas para contar con luces más amplias, vigas de acero para reducir el peralte en volados, etc.

Los temas que conciernen en este tipo de construcción son el detalle de las conexiones, la unión de los materiales y la estabilidad temporal (Task Group 6.3, 2002). Esto pues se debe considerar en el diseño la secuencia constructiva y la compatibilidad estructural. De esta forma, según la Guía para el uso del concreto prefabricado en construcción mixta (2002), las conexiones deben ser diseñadas para prevenir el agrietamiento por cambios volumétricos y la

perdida de adherencia, siendo una solución el uso de superficies rugosas, llaves de corte, etc. Además, se debe tener en cuenta las tolerancias de cada uno pues el concreto prefabricado suele tener valores de entre 6-10 mm mientras que el concreto in-situ de 20-30 mm. En suma, es imprescindible que los refuerzos sean continuos y se desarrollen según lo especificado en el diseño estructural.

Como se observa, son las mismas consideraciones que se tienen cuando se conectan elementos prefabricados. Por ejemplo, cuando se presentaron los tipos de sistemas sismorresistentes en pórticos de ductilidad alta, los mismos autores mencionan que no hay inconveniente si las columnas donde se conectan las vigas son vaciadas in-situ o prefabricadas. Estas vigas prefabricadas son apuntaladas y con su fierro longitudinal desarrollado dentro del nudo de la columna para el posterior vaciado. Otro caso son las conexiones entre sistemas de piso prefabricados con vigas in-situ o prefabricadas, así como con muros, pues el refuerzo resultante del diseño del diafragma debe igualmente mantenerse para conectar los sistemas estructurales, elementos y sistema de piso. En conclusión, tanto las conexiones prefabricadas como con elementos in-situ tienen las mismas implicancias; por tanto, debido a que ya se ha demostrado el buen desempeño de las que emplean únicamente elementos prefabricados, se espera que el comportamiento de la combinación de estos resulte insatisfactorio.

2. 15. Protección sísmica en sistemas de concreto prefabricado

La principal desventaja de los sistemas emulativos es la probabilidad de que las regiones del sistema sismorresistente se sacrifiquen en terremotos moderados o fuertes; es decir se espera que ocurran daños significativos, por lo que el costo y las consecuencias pueden ser importantes para los usuarios del edificio. Desacoplar el mecanismo de disipación de energía de la estructura es una solución ideal que se concibió e implementó primero a través del aislamiento sísmico (Holden et al., 2003). Esto consiste, básicamente, en separar la edificación del suelo para evitar que los movimientos sísmicos de un terremoto afecten a la estructura. Por tanto, la fuerza de diseño se reduce, lo cual genera un detallado menor de los elementos estructurales, dado que la estructura no entrará en el rango de comportamiento inelástico. Es más, lo anterior implica una disminución de los elementos mecánicos en las conexiones de los elementos prefabricados (Arellano et al., 2018).

Otra solución tecnológica capaz de lograr un alto rendimiento de la estructura o daños mínimos es la tecnología PRESSS. Esta tecnología, durante el evento sísmico, acomoda la demanda inelástica dentro la conexión a través de la apertura y cierre de un espacio existente, lo cual fue descrito a mayor detalle en la sección 2.13. El mecanismo de esta tecnología actúa como un fusible o “sistema de aislamiento interno” con daños insignificantes o nulos acumulados en los elementos estructurales, los cuales se mantienen en el rango elástico (Pampanin, 2012). En consecuencia, después de un terremoto el sistema estructural resultaría totalmente operativo sin la necesidad de intervención o de reparación.

Ambas soluciones presentadas han sido estudiadas ampliamente tanto en ensayos experimentales de laboratorio como en eventos sísmicos pasados de gran magnitud. Por

ejemplo, en el terremoto de Chile de 2010, según informan Ghosh y Cleland (2012), se observó algunas edificaciones con sistemas estructurales de concreto prefabricado que emplearon dichos conceptos avanzados de protección sísmica. Uno de estos fue el edificio de oficinas Weir Vulco de dos pisos que estaba apoyado sobre cojinetes deslizantes en las esquinas y sobre aisladores de base en los pórticos interiores. Concretamente, la estructura estaba conformada por un sistema de pórticos de concreto prefabricado de dos bahías por cinco bahías. Durante el terremoto, no experimentó ningún daño; aunque los cojinetes deslizantes mostraron un movimiento de aproximadamente 130 mm. Otra edificación registrada fue una estructura de 5 pisos que empleaban la tecnología mencionada del programa PRESSS. La estructura estaba arriostrada en la dirección corta mediante muros estructurales postensados colocados en los extremos del edificio. En la otra dirección, se contaba con tres tramos de pórticos resistentes a momento postensados no adheridos. Al igual que el edificio anterior, esta estructura tampoco sufrió daños por el terremoto, por lo cual estas edificaciones son algunos de los ejemplos del rendimiento satisfactorio de los sistemas de protección sísmica descritos.



Figura 2.52 Estructura de concreto prefabricado con sistema de aisladores sísmicos (Chapple, 2020)

En consecuencia, la tendencia mundial de las estructuras prefabricadas va encaminada a utilizar sistemas de aislamiento sísmico debido a las ventajas que presenta (Arellano et al., 2018). Un ejemplo del actual uso de estas tecnologías es el nuevo Campus de la Universidad Autónoma en la ciudad de Talca, Chile. Este está conformado integralmente por una estructura de concreto prefabricado. Son dos edificios estructurados con pórticos rígidos que incluyen un sistema de protección sísmica compuesto por aisladores elastoméricos, con núcleo de plomo y deslizadores. En la Figura 2.52 se puede apreciar el detalle de la estructura con aisladores sísmicos.

CAPÍTULO 3. CONSIDERACIONES EN LA ELABORACIÓN DE LA PROPUESTA NORMATIVA

Los sistemas estructurales de concreto prefabricado propuestos deben cumplir con la vigente normativa de Diseño Sismorresistente E.030 y de Concreto Armado E.060. Sin embargo, en el presente capítulo se describen algunas consideraciones extras con las razones y limitaciones de estas. Dicha propuesta se encuentra en el Anexo A y en el Anexo B, sus referencias de información de cada artículo normativo propuesto.

3.1. Para la norma de Diseño Sismorresistente E.030

Los sistemas presentados se clasifican en términos de su ductilidad de la misma forma que la norma americana y mexicana; dicha clasificación se muestra en la Tabla 3-1. Además, pese a que ninguna de las cuatro normas utilizadas dispone de la misma terminología ni exactamente de los mismos detalles de ductilidad, se compararon los sistemas en referencia a su nivel de ductilidad. Si bien los sistemas de las normas revisadas no cuentan con los valores de reducción exactamente iguales, la comparación resultó factible debido a que tanto la norma mexicana, chilena y peruana presentan disposiciones normativas similares para cada sistema estructural dado que toman como referencia la normativa americana. La denominación utilizada en la propuesta de ductilidad baja, media y alta permite diferenciar de forma relativa los sistemas prefabricados entre sí; además, se otorga mayores opciones de diseño con estos. Cabe notar que se mantuvo la nomenclatura que utiliza la norma mexicana, pero no implica que se tenga el mismo nivel de ductilidad y características que sus sistemas.

Los sistemas estructurales prefabricados de pórticos de ductilidad alta, muros de ductilidad media y sistemas duales de concreto armado buscan ser emulativos a los sistemas de pórticos, muros y dual de la E.030 respectivamente. Por tanto, se delimitan en base al porcentaje de cortante basal dispuesto en dicha norma. Respecto a los pórticos de ductilidad baja, muros de ductilidad baja y el sistema de columnas cantiléver estos deben soportar el 100% de la carga sísmica. Puesto que no se cuenta con referencia normativa para detallar otros elementos estructurales diferentes del sistema; incluso, sería necesario disponer de especificaciones para los elementos estructurales que no forman parte del sistema sismorresistente, como dispone el ACI 318 en el inciso 18.14.

No se incluyeron los sistemas de columnas cantiléver de pórticos ordinarios, dual de pórticos especiales con muros prefabricados ordinarios, dual de pórticos intermedios de concreto in-situ con muros especiales, ni el dual de pórticos intermedios de concreto in-situ con muros ordinarios prefabricados. Esto se debe a que no se consideraron convenientes para el contexto peruano.

Tabla 3-1 Factores sísmicos propuestos para los sistemas estructurales de concreto prefabricado

Sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas	R_0	Ω_0	Limitaciones de altura (m)			
			Zonas Sísmicas			
			1	2	3	4
Muros de concreto armado						
Muros prefabricados de ductilidad media	6	2.5	30 ¹	30	30	30
Muros prefabricados de ductilidad baja	3	2.5	12 ¹	12	12	12
Pórticos resistentes a momento						
Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta	8	3.0	NL	NL	NL	NL
Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad baja	3	3.0	NL	NP	NP	NP
Dual con sistemas de pórticos de ductilidad alta²						
Muros prefabricados de ductilidad media	7	2.5	NL	NL	NL	NL
Columnas cantiléver³						
Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta	2.5	1.25	10.5	10.5	10.5	10.5

R_0 = Coeficiente básico de reducción

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia

NL= No hay limitación

NP=No está permitido

¹Se permite sin límite de altura si son edificaciones del tipo C o D con conexiones emulativas.

²Sistema donde esencialmente los pórticos resisten la carga vertical. Los muros de ductilidad media y los pórticos de ductilidad alta resisten la fuerza sísmica. Específicamente, los últimos son capaces de resistir al menos el 30% de la fuerza sísmica.

³Sistemas estructurales exclusivo para edificaciones industriales

En la Tabla 3-1 se muestran los factores de R_0 propuestos y las correspondientes limitaciones según la zona sísmica y tipo de edificación. Dichas restricciones derivaron de utilizar como referencia el artículo 21.2.11 de la norma E.060, donde indica que el Capítulo de Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico no es obligatorio para los edificios de categoría C y D en la Zona Sísmica 1. De esto, los sistemas de pórticos de ductilidad baja solo se han permitido en dicho caso. En contraste, los muros de ductilidad baja se permiten en todas las Zonas Sísmicas, pero con restricciones en altura y exclusivamente para edificaciones industriales. Estos se incluyeron porque están pensados para permitir sistemas de muros largos donde su longitud posibilite una mayor resistencia. Respecto a los muros de ductilidad media se permiten en todas las zonas sísmicas, pero con restricciones en altura menos estrictas. Por último, se incluyó el sistema de columnas cantilever, el cual se permite en todas las zonas sísmicas con una restricción en altura y si resisten el 100% de la carga sísmica.

En la Tabla 3-2 se muestran las categorías de edificaciones con el sistema estructural de concreto prefabricado que pueden ser usados en determinadas zonas sísmicas. Se resalta que para edificaciones de categoría C se permiten todos los sistemas estructurales menos el de pórticos de ductilidad baja para las zonas sísmicas 4, 3 y 2. Para las categorías B, A2 y A1, se habilitan los sistemas prefabricados que emulen sus correspondientes en la norma E.030. Cabe notar que para la categoría A1 en las zonas sísmicas 4 y 3 la norma E.030 exige el uso de

aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural, no obstante, no fue habilitado para edificios prefabricados.

Tabla 3-2 Categorías y sistemas estructurales de concreto prefabricado

Categoría de la edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	-
	2 y 1	Sistema Dual, Muros de ductilidad media
A2	4, 3 y 2	Sistema Dual, Muros de ductilidad media
	1	Cualquier Sistema
B	4, 3 y 2	Pórticos de ductilidad alta, Sistema Dual, Muros de ductilidad media
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, y 2	Pórticos de ductilidad alta, Sistema Dual, Muros de ductilidad baja, Muros de ductilidad alta, Sistema de Columnas Cantilever
	1	Cualquier sistema

Los parámetros sísmicos como el factor de reducción de fuerza sísmica, la sobrerresistencia del sistema estructural y el factor de amplificación de desplazamientos que utiliza cada norma de diseño sísmico no necesariamente cuentan con la misma definición normativa. Si bien los valores se eligieron tomando en cuenta el desempeño en terremotos pasados, la ductilidad del sistema y su capacidad de disipación de energía, no hay sustentos experimentales de la elección de uno y otro valor. Consecuentemente, el FEMA P-695 (2009) propuso una metodología para cuantificar y documentar dichos factores. Según el ASCE 7/16, futuros sistemas estructurales derivarán sus factores de esta metodología y hasta los sistemas actuales podrían también variar.

Por todo esto, los valores escogidos en la Tabla 3-1 para pórticos de ductilidad alta, muros de ductilidad media y los sistemas duales se deben al concepto de emulación y a la similitud de los valores especificados en el ASCE 7/16 con la norma E.030. En esta línea, para los sistemas emulativos no habría inconveniente, aunque podrían proponerse valores más conservadores, dado que la tecnología del prefabricado en sistemas sismorresistentes sería nueva en el país. No obstante, para los pórticos de ductilidad baja y de columnas cantiléver, debido a que la norma actual no cuenta con parámetros sísmicos para estos, se optó por mantener los valores del factor de reducción que especifica el ASCE 7/16. El sistema de columnas cantilever cuenta con un valor de 2.5, debido a que es análogo al sistema de mayor ductilidad que especifica el ASCE 7/16. Para muros de ductilidad baja, si bien dicho código americano especifica un valor R de 5 para sus muros intermedios, para la propuesta se optó conservadoramente un valor de 3, el cual es el menor valor de R dispuesto en la normativa E.030.

Un punto importante que no solo abarca a los sistemas prefabricados sino a las estructuras en general es el tema de las irregularidades horizontales o verticales. Esto se debe al mal desempeño de este tipo de estructuras en terremotos pasados y la concentración de demandas inelásticas en zonas de la edificación; por esto, si bien algunos tipos de irregularidades son permitidas, deberían ser evitadas (American Society of Civil Engineers, 2017). Por esta razón,

se propone que los sistemas prefabricados no puedan construirse con irregularidades extremas de ningún tipo ni con discontinuidad vertical del sistema de resistencia a fuerza lateral. Esto aplicaría a cualquier zona y tipo de edificación, donde para las demás irregularidades se seguiría lo que ya indica el artículo 21 de la norma E.030.

En cuanto al factor de amplificación de la deriva, Cd en la norma americana, este no se incluyó pues la norma peruana aproxima sus valores con lo indicado en el artículo 31 de la norma E.030, donde se utiliza 0.75 y 0.85 veces R . El caso excepcional es el del sistema de columnas cantiléver pues, como en la norma E.030 no está considerado, para hallar el valor de la deriva inelástica solo se debería multiplicar por el valor de R , no por los coeficientes de 0.75 o 0.85. El motivo es que este sistema tiene un bajo amortiguamiento con lo que su desplazamiento inelástico no es menor al elástico (American Society of Civil Engineers, 2017). Esto último también sucede en los muros y pórticos de ductilidad baja pues el ASCE 7/16 indica un valor de Cd igual al del R , con lo que para estos sistemas tampoco se deberían utilizar los coeficientes multiplicadores de la norma E.030.

Por su parte, la norma chilena no indica un multiplicador de deriva para los sistemas de columnas cantiléver; sin embargo, al contar con un valor de amortiguamiento menor (2%) los desplazamientos en el análisis dinámico son mayores. Esto es especialmente importante para edificaciones industriales pues sus luces y equipamiento son distintos a edificaciones convencionales, por lo que el amortiguamiento es menor. No obstante, el ASCE 7/16 no indica un valor específico de amortiguamiento para los sistemas cantiléver. Por esta razón, si bien no se está brindando un valor para la propuesta normativa, se debe tener en cuenta en la medida en que el diseñador lo considere necesario.

Seguidamente, es necesario indicar un valor de deriva máxima para los sistemas estructurales de concreto prefabricado. El inconveniente con esta cuestión es que las tres normas referenciadas cuentan con valores de distorsión máxima mucho mayores a los que cuenta la norma E.030, dado que dichas normas consideran la inercia agrietada en sus análisis. En contraste, la norma peruana indica un valor de distorsión máxima según el material, donde para concreto armado es de 7‰ pero para naves industriales podría ser hasta el doble. Consecuentemente, los sistemas estructurales propuestos mantienen el valor máximo indicado en la norma E.030, sin embargo, la deriva máxima debe ser un tema que se estudie a mayor detalle para proponer un valor más preciso según el sistema.

3. 2. Para la norma de Concreto Armado E.060

En el presente acápite se expone las consideraciones relevantes en la elaboración de la propuesta normativa, tales como las disposiciones para el diseño de las conexiones, diafragma de sistemas de piso, sistema de pórticos, sistemas de columnas cantilever y sistema de muros.

- Acerca del diseño de conexiones

El desempeño de los sistemas estructurales de concreto prefabricado básicamente depende de cómo están diseñadas y construidas sus conexiones. Por esto, es uno de los acápites

con mayor aporte en la propuesta dado que no está reglamentado en la norma peruana, solo hay algunos artículos referentes a este tema. La norma americana y mexicana fueron imprescindibles para componer este capítulo, pues solucionan muchos de los problemas observados en la revisión bibliográfica referente a conexiones de miembros prefabricados. La norma chilena, si bien cuenta con una única clasificación de las conexiones, sus disposiciones reglamentarias ya se encontraban cubiertas en las otras dos normas comentadas.

Un artículo primordial en este capítulo es referente a obligatoriedad de realizar análisis o ensayos para comprobar la efectividad de las conexiones para transmitir las fuerzas entre los elementos. Para esto es necesario realizar una proyección analítica de la rigidez al giro de la conexión, su comportamiento inelástico, resistencia, etc. Con esto, se procede a ensayar y verificar que dichos cálculos son acordes a la realidad. La normativa americana, chilena y peruana, cuentan con un artículo normativo donde se exige dicha comprobación para las conexiones entre elementos prefabricados. Sin embargo, la normativa peruana no dispone de alguna guía o documento donde se indique cómo se certifica el cumplimiento de dicho artículo normativo. Particularmente, la norma chilena NCh2369 (2003) para sistemas prefabricados con conexiones dúctiles permite que los ensayos puedan realizarse en laboratorios nacionales o extranjeros siempre que sus resultados hayan sido certificados. Consecuentemente, debido al escaso número de instituciones nacionales especializadas en el tema, resultaría adecuado permitir las certificaciones realizadas por laboratorios extranjeros competentes.

El anclaje al concreto utilizado para transmitir las cargas estructurales por medio de tracción, cortante o combinación de estos, entre elementos estructurales conectados es otra cuestión importante que se observó en este capítulo. Particularmente, para el caso de la norma peruana de concreto armado, si bien se cuenta con el artículo 12.6, este solo desarrolla disposiciones normativas generales que no abarcan a detalle el anclaje al concreto. A diferencia de ello, el ACI 318-19 cuenta con el Capítulo 17 exclusivo de dicho tema. Por esto, en la propuesta normativa se sugiere que, cuando se empleen conexiones que dependan del anclaje al concreto como las que utilizan placas empernadas, soldadas o con insertos, se revise dicho capítulo.

Acerca de las conexiones no emulativas de concreto prefabricado, se decidió exigir por seguridad que estas se diseñen como conexiones fuertes que aseguren que la incursión dentro del rango no lineal de respuesta se genere en secciones alejadas de la conexión, tal cual lo señala la norma NCh2369 (2003). Además, solo se aceptará un sistema sismorresistente constituido exclusivamente por muros conectados con estas conexiones, para evitar que se empleen otras conexiones distintas donde se desconocería el comportamiento en conjunto del sistema. Todo esto, debido a que como menciona el ingeniero Campusano, miembro de la normativa chilena, se ha demostrado que, si no se tiene precauciones muy especiales para este tipo de conexiones, habitualmente, en la práctica no funcionan como se espera.

Finalmente, respecto a las conexiones con la cimentación, estas también deberán cumplir con las disposiciones del acápite de Diseño de Conexiones, donde particularmente se busca

asegurar la transmisión de fuerzas del elemento vertical hacia la cimentación. Sin embargo, no se brinda mayores especificaciones respecto al tipo de conexión que se podría emplear; por tanto, es posible usar las mismas conexiones permitidas para los elementos verticales con las limitaciones correspondientes a su tipo de sistema estructural sismorresistente. De esta forma, podrían realizarse, por ejemplo, conexiones del tipo cáliz o aquellas que empleen pedestales. Cabe mencionar que se debe tener en cuenta la ubicación de la conexión, pues esta puede afectar la formación de la rótula plástica en el lugar esperado.

- Acerca de los diafragmas en sistemas estructurales de concreto prefabricado

El desempeño de un sistema estructural sismorresistente depende del comportamiento de los diafragmas. En el acápite de Estado del Arte se expuso la importancia de analizar y diseñar el diafragma, especialmente el prefabricado debido a las diversas fallas que han sufrido estos en terremotos pasados. En esta línea, el Capítulo 16 dispone de varios artículos que ya contaba la normativa peruana en el acápite 21.11 y en su equivalente en la propuesta de la norma E.060 de 2019, así como algunos nuevos de la normativa americana y mexicana. Dichas disposiciones se incluyeron en el capítulo, pero se debe tomar en cuenta que la mayoría no son exclusivas del prefabricado.

La propuesta abarca los diafragmas preesforzados y no preesforzados con firme y que actúen de forma compuesta o no compuesta. No se permitieron los diafragmas sin firme pues no son recomendados para zonas sísmicas. Además, se dispuso que el espesor mínimo de firme será de 5 cm para los compuestos y 6.5 cm para los otros, como también se dispone en las demás normas. Esto se dispuso para todos los casos, ya que lo usual en la práctica peruana es no diseñar los diafragmas para cargas sísmicas. Cabe notar que para los diafragmas con firme donde no se puede garantizar su desempeño de forma compuesta, se exige que deben proveerse conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes según requiera para transferir las fuerzas cortantes, las de cambio de temperatura y los efectos de contracción.

Finalmente, se añadió un artículo normativo que exige garantizar la acción de diafragma rígido horizontal, debido a que típicamente se trabaja con dicha hipótesis por lo conveniente que resulta en el análisis y diseño estructural para representar la realidad. Para poder cumplir con esta exigencia se disponen de parámetros adoptados del ASCE 7/16, los cuales también son referencia para lo que determina la norma mexicana NTC-DS (2020). No obstante, cabe resaltar que dichos parámetros no están pensados directamente para la construcción con concreto prefabricado (Ghosh et al., 2017).

- Acerca de los pórticos de concreto prefabricado

Por un lado, conservadoramente, se decidió permitir a los pórticos de ductilidad baja de concreto prefabricado únicamente para edificaciones de la categoría C y D ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la norma E.030. Debido a que estos sistemas pueden emplear conexiones no necesariamente emulativas, en las cuales la capacidad de ductilidad que otorgan podría resultar insuficiente. Asimismo, se adoptó otras disposiciones necesarias para mejorar la

continuidad en los miembros del pórtico. Particularmente, para las vigas se decidió exigir al menos dos barras continuas en las caras superior e inferior para incrementar la resistencia ante fuerzas laterales y la integridad estructural. Para las columnas con relación de altura libre a peralte de cinco o menos, se dispone de lineamientos normativos que brindan una mayor resistencia al corte para evitar fallas bajo cargas sísmicas. Cabe notar que sí son permitidos en otras zonas sísmicas como sistemas que no son parte del sismorresistente.

Por otro lado, respecto a los pórticos de ductilidad alta, son permitidos sin límite de altura en todas las Zonas Sísmicas de la norma E.030. Esto debido a que con las disposiciones normativas planteadas para estos sistemas con conexiones emulativas se pretende obtener un sistema equivalente al de una estructura de pórtico vaciado in-situ. Así, estos pórticos pueden considerarse como estructuras monolíticas para su análisis sísmico. Para lograr todo esto, se añadieron algunas disposiciones imprescindibles. Por ejemplo, se exige que estos sistemas cumplan con los requisitos generales especificados en la sección 21.3 de la E.060, donde se abarca las especificaciones para los materiales de concreto y acero, y las restricciones para los empalmes mecánicos y soldados. Incluso, se exige que estos sistemas cumplan con las disposiciones de las secciones del 21.5 al 21.7 de la E.060, referente a los requisitos para las vigas, columnas y nudos de los sistemas resistentes a fuerza laterales de pórticos.

También, se adoptaron algunas disposiciones generales que no son exclusivas de las estructuras con concreto prefabricado. Concretamente, una disposición del ACI 318-19 de los nudos en pórticos especiales resistentes a momento, en la cual se exige que el ancho del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de viga que llega al nudo para una mayor resistencia al cortante. También, se agregó una disposición referente a la contribución del concreto a la resistencia al cortante. Como explica Popov et al (1972), estudios experimentales han demostrado que los miembros de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas requieren mayor refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión. Por ello, es necesario despreciar la contribución del concreto a la resistencia a cortante en ciertas condiciones.

Para lograr que estos sistemas resulten emulativos, como se mencionó inicialmente, se permite emplear conexiones dúctiles o fuertes. De esta forma, fue necesario incluir algunas disposiciones normativas para asegurar que resulten como fueron proyectados. Un primer artículo normativo es para evitar una falla por cortante si se utiliza lo referente a cortante por fricción; en este, la cortante nominal V_n debe ser al menos dos veces la cortante de diseño por capacidad V_e . Otra disposición es referente a la ubicación del empalme mecánico del refuerzo de las vigas; estos deben ubicarse a no menos de $h/2$ de la cara del nudo. Esto debido a que, existiría una grieta en la unión entre elementos prefabricados, por lo cual la rotación se concentraría en esta ubicación ocasionando la falla por concentración de esfuerzos en la junta en la cara de la columna (FEMA, 2009).

Para los pórticos con conexiones fuertes también fue necesario adoptar algunas disposiciones, principalmente, para asegurar que la zona de conexión entre unidades no incurra en fluencia ante los desplazamientos no lineales. Por ejemplo, se especifica que la resistencia

de diseño de la conexión fuerte no debe ser menor que solicitación correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia. Además, en las conexiones columna-columna, la resistencia de diseño debe ser mayor a 1.4 veces la solicitación correspondiente al desarrollo de la resistencia probable.

Respecto a los pórticos con conexiones que no cumplan lo indicado en la propuesta, como por ejemplo aquellos que utilizan conexiones no emulativas, se decidió conservadoramente catalogarlos como sistemas no convencionales, los cuales están definidos en el artículo 1.3 de la E.060 (2009). No obstante, se sugiere revisar el protocolo del ACI 374.1 para establecer un procedimiento de diseño o el ACI 550.3, donde se define los requisitos de diseño para un tipo de pórtico no emulativo.

- Acerca de los sistemas de columnas cantiléver de concreto prefabricado

En este sistema las fuerzas laterales son resistidas por completo por columnas que actúan en voladizo desde la base, las cuales no forman pórticos resistentes a momento con las vigas. Tanto en el ACI 318-19 como en la norma E.060 de 2009 no brinda disposiciones exclusivas para este sistema, ni para aquellos que son construidos con concreto in-situ. Por el contrario, la norma NCh2369 (2003) sí aborda a detalle este sistema estructural conveniente para instalaciones industriales; por ende, este reglamento resultó una fuente primaria para la propuesta normativa.

El sistema estructural de columnas cantiléver de concreto prefabricado solo será permitido para naves industriales, tal como especifica la norma NCh2369 (2003). Además, en base al ASCE 7/16, el R tendrá un valor de 2.5 y solo se aceptará el uso de estos sistemas con límite de altura de 10.5 m. Debido a la composición estructural de estos sistemas el grado de amortiguamiento puede diferir significativamente al de una edificación convencional, por tanto, es primordial que versiones futuras de la norma peruana lo consideren.

Dado que la resistencia sísmica y la capacidad de deformación de estos sistemas provienen exclusivamente de las columnas, estas deben cumplir las disposiciones de pórticos de ductilidad alta de concreto prefabricado. Asimismo, para evitar disminuir la ductilidad de las columnas, se exige que la resistencia axial de estas considerando solo las combinaciones de carga sísmica no excedan el 15% de la resistencia axial disponible, incluidos los efectos de esbeltez. En suma, se colocó como sugerencia el uso de un sistema de arriostramiento horizontal, como lo dispone la normativa chilena, por los beneficios que brindaría.

- Acerca de los muros estructurales de concreto prefabricado

Como se comentó anteriormente, se cuenta con dos clasificaciones de muros estructurales de acuerdo a su capacidad de ductilidad. El primero de estos es el muro de ductilidad baja de concreto prefabricado que está inspirado en el muro intermedio de concreto prefabricado de la norma americana. La razón de proponer este sistema es por el potencial en el uso de muros prefabricados largos, por ejemplo, para edificaciones industriales o comerciales. Este tipo de

muros usan conexiones como las no emulativas, las cuales cuentan con limitaciones anteriormente comentadas. Sin embargo, debido a que tendrán un comportamiento diferente a una estructura de muros cantiléver, se optó por limitarlo a una altura de máximo 12 m y que solo se utilice como sistema sismorresistente que resista el 100% de la sollicitación lateral.

En cuanto a los muros de ductilidad media de concreto prefabricado, estos se han propuesto con la idea de emular los correspondientes muros de mayor ductilidad en la normativa peruana, los cuales corresponden a los normados en el acápite 21.9 de la norma E.060. Los muros de ductilidad media también deben cumplir con lo indicado para sus similares de ductilidad baja. La idea es imitar el monolitismo de una construcción in-situ, para lo cual se necesita de conexiones horizontales o verticales que permitan la deformación como la de un muro en cantiléver. También se sugirió que los muros que no cumplen dichos lineamientos pueden seguir el ACI ITG 5.1.



CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA PROPUESTA NORMATIVA EN UNA CONEXIÓN VIGA-VIGA Y COLUMNA-COLUMNA DE UN CASO DE ESTUDIO

En el presente capítulo se realiza la ejemplificación de la aplicación de la propuesta normativa en algunas de las conexiones que se observaron en el Estado del Arte. Para esto, se planteó una edificación de vivienda multifamiliar de 4 pisos ubicada en Lima, la cual está inspirada en el condominio Lomas de Javiera que se describió anteriormente. Esto debido a los beneficios potenciales del uso de estructuras de concreto prefabricado para el sector inmobiliario por su eficiencia constructiva y económica. De esta forma, para los condominios o residencias que generalmente se componen de torres similares resulta conveniente el uso de edificaciones prefabricadas por la capacidad de replicación que se puede lograr. Específicamente, la estructura cuenta con una altura de entrepiso de 2.8 m y con una planta rectangular de 20 x 12 m. En la Figura 4.1 se observa la planta típica, donde se destaca que se cuenta con un sistema de pórticos y muros estructurales.

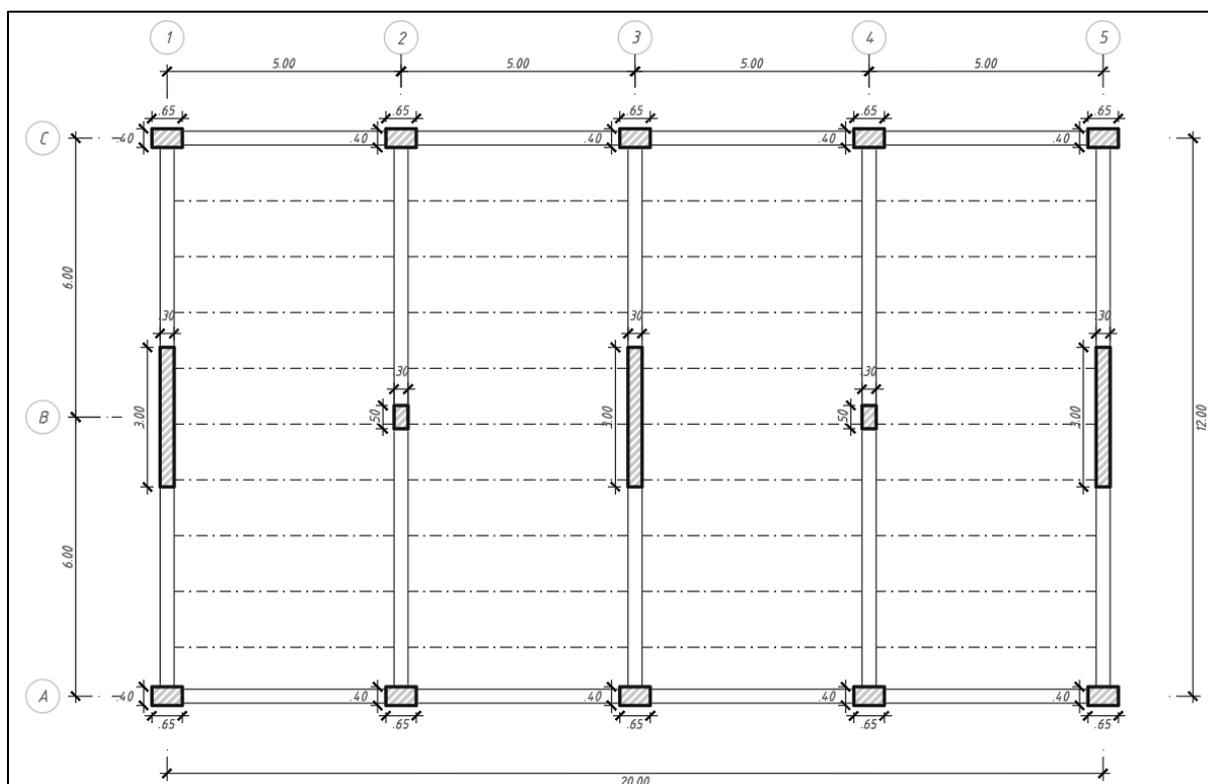


Figura 4.1 Planta típica de la estructura propuesta

Los elementos estructurales se predimensionaron considerando no solo las solicitaciones a las que se someterán sino también la facilidad constructiva de la estructura prefabricada. En este sentido, resulta idóneo contar con elementos similares, así como con suficiente espacio para realizar las conexiones; por tanto, se optó por los siguientes elementos estructurales:

columnas perimetrales de 40x65 cm e internas de 50x30 cm; vigas de 30x50 cm; sistema de piso con prelosas de 17 cm con 5 cm de firme dando un peso de 291 kg/m² (Concremax, s.f.); muros estructurales de 30 cm de espesor; y tabiques de mampostería de 15 cm de espesor (1,400 kgf/m³). Como resultado, se cuenta con una carga muerta en los pisos típicos de 550 kg/m², sobrecarga de 200 kg/m² y 100 kg/m² en el último piso.

Si bien el proceso de modulación de los elementos prefabricados debe considerar primordialmente la fabricación, transporte, izaje y montaje, para el caso de estudio solo se propuso una posible configuración de piezas con conexiones típicas que se estudiaron en el Estado del Arte. En la Anexo C se muestra el particionamiento de la estructura prefabricada planteada, donde se puede observar que para ensamblar las vigas se contarían con 4 piezas que se repiten por la simetría de la estructura. Respecto a los elementos verticales, estos son prefabricados en piezas con la altura libre de entrepiso para las columnas y con su altura completa para los muros estructurales. En resumen, la estructura se disgregó de forma similar al sistema Tipo 2, donde se cuenta con ductos en la viga prefabricada para pasar las barras longitudinales de la columna y luego conectarlas con las de la columna superior.

El diseño del diafragma y la cimentación de la estructura no es parte del alcance del presente capítulo. No obstante, se anticipa que la cimentación resultó de zapatas superficiales, las cuales se podrían unir con los elementos verticales a través de conexiones tipo cálido. Además, se debería considerar en las vigas del eje Y-Y apoyos para los diafragmas, así como espigas para su unión con el firme. Por otro lado, en este capítulo tampoco se consideran los efectos estructurales debido a la restricción por cambios volumétricos en la conexión ni los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los elementos prefabricados.

Respecto de las características de los materiales, el f'_c del concreto, en base a lo utilizado en los estudios experimentales de Rodríguez et al. (2013) y Park et al. (1995), se consideró de 280 kg/cm²; sin embargo, este valor también debe especificarse en base a los esfuerzos que estará sometido el concreto desde su fabricación hasta su puesta en servicio. La resistencia a la fluencia del refuerzo se consideró de 4200 kg/cm², según lo reglamentado en la norma E.060.

Para el análisis sísmico se utilizó la norma E.030, ya que se trata de una estructura prefabricada emulativa. Se realizó un análisis dinámico modal espectral con los siguientes factores: Z de 0.45g, U igual a 1 y se asumió suelo tipo 1. Asimismo, se utilizó el factor de reducción de fuerza sísmica para un pórtico de ductilidad alta de concreto prefabricado en la dirección X-X y un muro de ductilidad media de concreto prefabricado en la dirección Y-Y. De esta forma, se modeló y analizó en el software ETABS v.18, donde se verificó que cumpla los límites de deriva máxima según la norma E.030. Así, se obtuvo una deriva de 6.8 por mil en la dirección X-X y 2.4 por mil en la dirección Y-Y, las cuales son menores al valor máximo de 7 por mil para concreto armado.

Una vez obtenidas las fuerzas del análisis estructural, se diseñaron los elementos según el Capítulo 21 de la norma E.060, como lo indica la propuesta para los sistemas emulativos.

Dado que los muros se prefabrican en toda su altura, no hay conexiones muro-muro. En cuanto a los pórticos, se utilizaron los acápites 21.5, 21.6 y 21.7, donde se resalta que se verificó la hipótesis de columna fuerte – viga débil. Seguidamente, se utilizó la propuesta normativa (Anexo A) para diseñar las conexiones viga-viga y columna-columna. Entre las principales implicancias al aplicar la propuesta están las siguientes: las conexiones planteadas, según lo indicado en 16.8.2.3, serán ensayadas para su verificación; la consideración de resistencia al cortante igual a cero según los artículos 16.11.3.2 y 16.11.3.3 podrían cambiar el estribaje, sin embargo, este no fue el caso; por último, las columnas y vigas cuentan con 4 cm de recubrimiento a pesar de que no es obligatorio para elementos prefabricados, pero se opta por esto para una comparación más directa con elementos típicos en una construcción in-situ. Se anticipa que el mecanismo de deformaciones no lineales de la estructura derive en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas y muros. Se planteó emplear conexiones fuertes en las caras de las columnas y en las vigas a mitad de su luz libre, debido a que permiten que se concentre el comportamiento inelástico donde se mencionó. A continuación, se presenta la aplicación de la propuesta referente al diseño de las conexiones.

4. 1. Conexión viga-viga

Como se observa de la planta de modulación (Anexo C) las vigas tienen conexiones en su tercio central. Esto se debe a lo común que resulta ser en otros países, ya que es más económico debido a su lejanía de la zona de mayores esfuerzos en la viga. En la Figura 4.2 se muestra la sección que resulta del diseño para las vigas en la dirección X-X. Seguidamente, esta conexión se diseñó como una fuerte aplicando el acápite 16.11.3.5 de la propuesta normativa (Anexo A).

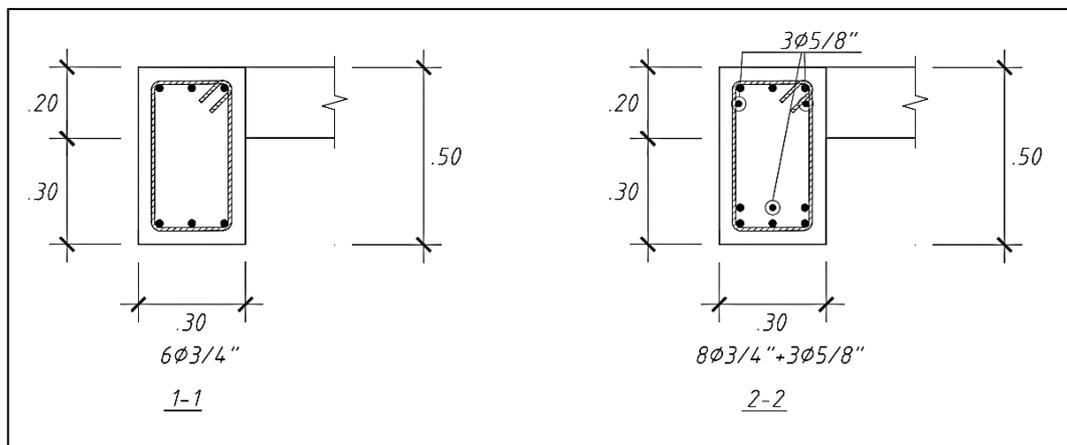


Figura 4.2 Sección de vigas ubicadas en la dirección X-X

Primero, se verificó que la viga cuente con una luz libre mayor a cuatro veces su peralte (2,00 m). Luego, se procedió a verificar el inciso (b), para que la conexión tenga como mínimo la resistencia probable que se tendrá en las secciones críticas cuando suceda la fluencia en los lugares seleccionados. Por lo cual, se calcularon las resistencias probables en las secciones de

la conexión para verificar que se tenga una capacidad igual o mayor. Cabe notar que, al tratarse de una viga, se omitió la resistencia a fuerza axial.

De la figura 21.5.4.1 de la norma E.060, se conocen las fuerzas actuantes en la viga cuando alcance la resistencia probable. Específicamente, dicha gráfica permite conocer la cortante máxima en la viga debido a la resistencia probable. Se procedió a calcular la cortante en el tramo central cuando la viga cuenta con sus momentos probables en la misma dirección en cada extremo.

De la Figura 4.2 se observa que cada sección cuenta con $3\phi 3/4''$, con los cuales se calculó el momento nominal.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{8.52 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 30} = 5.01 \text{ cm}$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 8.52 \cdot 4200 \cdot \left(44 - \frac{5.01}{2}\right) = 14.85 \text{ tonf.m}$$

Con esto, se procedió a hallar la cortante central en dicho caso.

$$wu = 1.25 \cdot (0.3 \cdot 0.5 \cdot 2.4 + 1.4 \cdot 2.3 \cdot 0.15) = 1.05 \text{ tonf/m}$$

$$Vui = \frac{(Mprd + Mpri)}{ln} + \frac{wu \cdot ln}{2} = \frac{(1.25 \cdot 14.85 \cdot 2)}{4.35} + \frac{1.05 \cdot 4.35}{2} = 10.83 \text{ tonf}$$

$$Vud = wu \cdot ln - Vui = 1.05 \cdot 4.35 - 10.83 = -6.26 \text{ tonf}$$

$$Vuc = \frac{(Vui + Vud)}{2} - Vud = \frac{(10.83 - 6.26)}{2} + 6.26 = 8.54 \text{ tonf}$$

A continuación, se halló la resistencia a cortante existente en la zona de la conexión debido a su espaciamiento de estribos cada 20 cm.

$$\phi Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot 44 = 9.95 \text{ tonf}$$

$$\phi Vs = \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot d}{s} = 0.85 \cdot \frac{1.42 \cdot 4.2 \cdot 44}{20} = 11.15 \text{ tonf}$$

$$\phi Vn = \phi Vs + \phi Vc = 9.95 + 11.15 = 21.10 \text{ tonf}$$

De esto, no se necesitó incrementar el refuerzo a cortante en la conexión. Notar que si se hubiera utilizado traslape de fierros se hubiera requerido colocar estribos a $d/4$, según lo indica el artículo 21.5.2.3.

Por otro lado, para verificar que la resistencia a flexión en la conexión sea la mínima que demandará la viga en su formación de rótulas plásticas, se procedió a hallar los momentos flectores en la conexión cuando este valor sea el máximo. Si se mantienen los signos de momento flector iguales como se utilizó para el cálculo de cortante, el momento máximo en el

tramo central sería solo por gravedad, lo cual sería mucho menor a la capacidad de la sección. Sin embargo, el caso crítico sucederá si los momentos probables son de signo opuesto, es decir, hay dos casos en los cuales se genera un momento máximo en el tramo central. Se consideraron ambos casos pues la envolvente de dicha viga indica valores de, por ejemplo, -11.45 tonf.m y +8.88 tonf.m, con lo que no es evidente si el momento probable que se desarrollará en un evento sísmico en la viga será de signo positivo o negativo.

El primer caso sería cuando los momentos probables a cada extremo generan tracción en la fibra superior, resultando en un diagrama donde el momento máximo central es:

$$M_{m\acute{a}x_-} = \frac{wu \cdot ln^2}{8} - M_{pr} = \frac{1.05 \cdot 4.35^2}{8} - 1.25 \cdot 14.85 = -16.06 \text{ tonf.m}$$

El segundo caso sería cuando los momentos probables en los extremos generan tracción en la fibra inferior, lo cual ocasionaría un momento flector positivo en la zona central.

$$M_{m\acute{a}x_+} = \frac{wu \cdot ln^2}{8} + M_{pr} = \frac{1.05 \cdot 4.35^2}{8} + 1.25 \cdot 14.85 = 21.06 \text{ tonf.m}$$

Consecuentemente, dado que el momento nominal es de 14.85 tonf.m, fue necesario reforzar la zona de la conexión con $2\phi 5/8''$ en la parte superior y, en la inferior, con $1\phi 5/8''$ y $2\phi 3/4''$; esto debido a que el peralte efectivo cambia por el hecho de colocar refuerzos en dos capas. Ambos fierros cuentan con su longitud de anclaje desde cada junta de conexión (Figura 4.3). Finalmente, el refuerzo longitudinal principal es continuo en la conexión y se desarrolla tanto fuera de esta como de la región plástica.

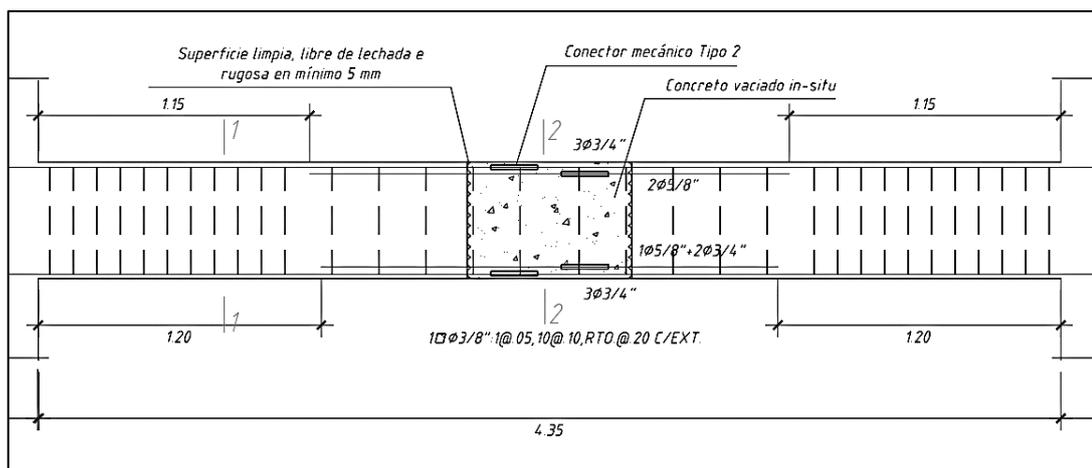


Figura 4.3 Vista lateral de la viga con conexión

Con esto, la conexión fuerte está diseñada y se muestra en la Figura 4.3. Se observa que cuenta con empalmes mecánicos Tipo 2 dentro de la región de la conexión que se plantea, la cual será de 70 cm de ancho por cuestiones constructivas, pero podría variar dependiendo del tipo de conector y de la empresa prefabricadora. Se optó por conectores mecánicos debido a la facilidad que brinda para el detallado y construcción, ya que una conexión por traslape hubiera requerido el desfase de las barras longitudinales para hacer posible dicho empalme.

Asimismo, para el detallado de la viga también se consideró lo indicado en la propuesta en el artículo 16.8.2.14, en el cual se indica que las superficies donde será la conexión deben estar rugosas. Según lo indicado en el artículo 16.8.2.9, el concreto que se utilice en el vaciado de la conexión debe ser mínimo el de los elementos adyacentes, por lo que será de $f'c$ 280 kg/cm².

4. 2. Conexión columna-columna

Con las fuerzas de diseño obtenidas del análisis sísmico de la estructura, se realizó el diseño por flexocompresión de las columnas siguiendo las disposiciones normativas de la E.060 y de la propuesta normativa. Esencialmente, el inciso 21.6 y 21.7 referente a columnas y nudos de un sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos, respectivamente. Por ende, se obtuvo el siguiente detallado del refuerzo transversal y longitudinal en las columnas perimetrales.

En primer lugar, se aplicaron las disposiciones generales del diseño de conexiones prefabricadas, inciso 16.8. Uno de estos es el 16.8.2.11 que busca asegurar la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, lo cual se cumplió debido a que la conexión columna-columna se ubica en el extremo del elemento, donde el refuerzo transversal es el correspondiente al necesario por confinamiento según el 21.6.4 de la E.060. Otro es el inciso 16.8.2.12; las holguras serán rellenas con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante para que la conexión trabaje monóticamente.

Asimismo, como se muestra en la Figura 4.5, las superficies de los extremos de la columna que son parte de la conexión, según lo indicado en 16.8.2.14, tendrán un acabado intencionalmente rugoso. Por último, para lograr la continuidad del refuerzo longitudinal en la conexión se empleó conectores mecánicos Tipo 2, por lo cual estos deben cumplir con las especificaciones del 21.3.4.1 (b) y 21.3.4.2 para asegurar el correcto funcionamiento de los conectores.

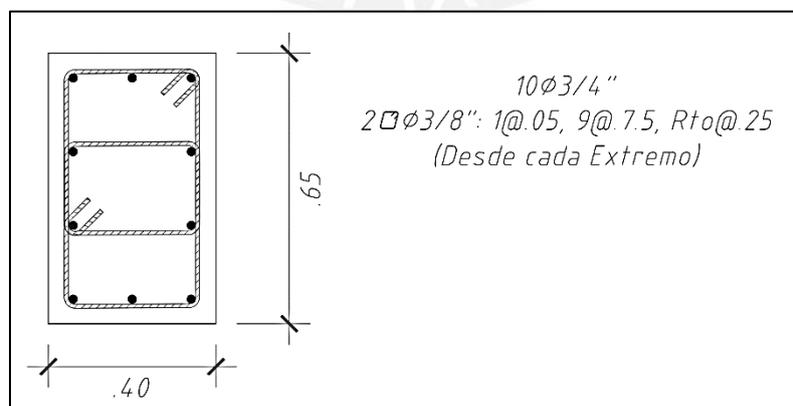


Figura 4.4 Sección transversal de la columna de 40x65 cm

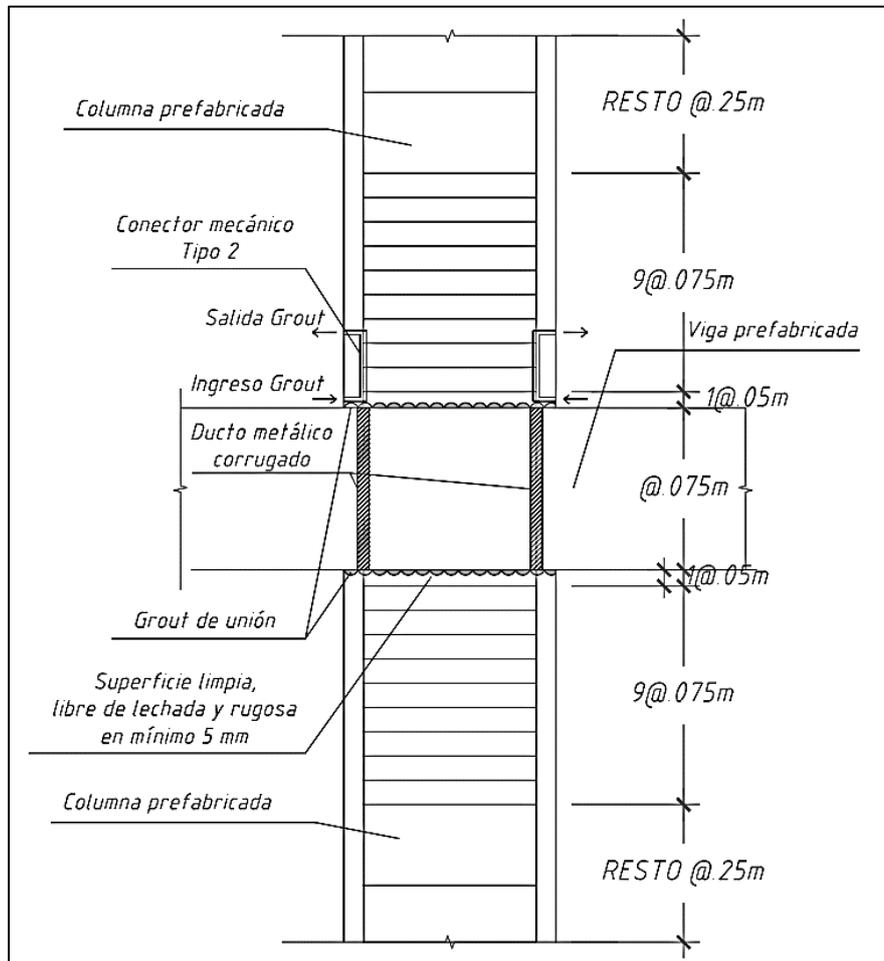


Figura 4.5 Detalle en elevación de la columna de 40x65 cm

En segundo lugar, se aplicó el artículo 16.11.3.5. Para el inciso (b) en la dirección X-X se halló M_u y V_u en el extremo de la columna producto del M_{pr} en la viga. Se realizó el equilibrio horizontal del nudo, donde se obtuvo que el V_u de la columna superior e inferior son iguales; y por equilibrio de momentos se obtiene que M_u es igual a M_{pr} . A continuación, se muestran los resultados de la comprobación del cumplimiento de dicho inciso.

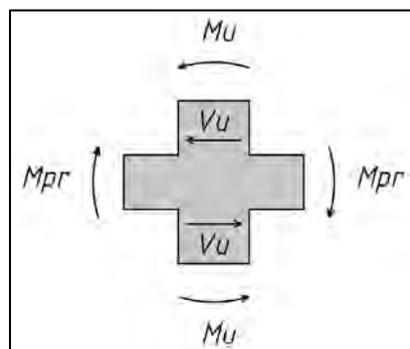


Figura 4.6 Fuerzas para el cálculo de M_u y V_u

$$M_u = M_{pr} = 18.11 \text{ tonf.m}$$

$$Vu = \frac{2Mpr}{h} = \frac{2 \cdot 18.11}{2.8} = 12.94 \text{ tonf}$$

Utilizando el Pu proveniente de la combinación $1.25(CM+CV)$, se obtuvo del diagrama de interacción la siguiente resistencia de diseño:

$$Pu = 79.46 \text{ tonf} \rightarrow \phi Mn = 44 \text{ tonf.m}$$

Se halló la resistencia de diseño a compresión de la columna:

$$Pn = 0.85 \cdot fc \cdot (Ag - Ast) + Ast \cdot fy$$

$$Pn = 0.85 \cdot 280 \cdot (40 \cdot 65 - 28.4) + 28.4 \cdot 4,200 = 731.3 \text{ tonf}$$

$$\phi Pn = 0.70 \cdot 731.3 = 511.9 \text{ tonf}$$

$$0.8 \cdot \phi Pn = 0.8 \cdot 511.9 = 409.5 \text{ tonf}$$

Se calculó la resistencia de cortante en el extremo de la columna con las siguientes expresiones matemáticas:

$$\phi Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \cdot b \cdot d$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{79,460}{140 \cdot 40 \cdot 65}\right) \cdot 40 \cdot 59 = 21.67 \text{ tonf}$$

$$\phi Vs = \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot d}{s} = 0.85 \cdot \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4,200 \cdot 44}{7.5} = 39.88 \text{ tonf}$$

$$\phi Vn = \phi Vs + \phi Vc = 21.67 + 39.88 = 61.55 \text{ tonf}$$

Por tanto, se observó que tanto la resistencia de diseño de momento como de cortante son mayores a las fuerzas que se producen en la conexión producto del desarrollo de la resistencia probable en los extremos de las vigas producto de la deformación inelástica lateral.

Respecto a lo exigido en el inciso (c), este se cumplió debido a que el refuerzo longitudinal de la columna se desarrolla en toda su altura y se logra su continuidad utilizando empalmes mecánicos Tipo 2. Finalmente, para el inciso (d), primero se requirió que ϕSn sea al menos $1.4Se$, para lo cual se empleó los valores ya calculados de ϕSn y Se en el inciso (b).

$$1.4 \cdot Mu = 25.35 \text{ tonf.m}$$

$$1.4 \cdot Vu = 18.12 \text{ tonf}$$

$$1.4 \cdot Pu = 111.24 \text{ tonf}$$

Como se observa las solicitaciones de momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión columna-columna respectivo al desarrollo de la resistencia probable en los extremos

de la viga debido a la deformación inelástica lateral son menores a la resistencia de diseño de la conexión.

Luego, ΦMn debe ser al menos $0.4Mpr$ para la columna dentro de la altura del piso; sin embargo, debido a que se cuenta con el mismo refuerzo longitudinal en toda la altura de la columna, se cumplió que ΦMn siempre resultará mayor que $0.4Mpr$.

Para finalizar, el artículo también exige que ϕVn debe ser al menos Ve calculado de acuerdo con 21.6.5.1, para lo cual se realizó el siguiente cálculo:

$$Ve = \frac{1.25Mni + 1.25Mns}{Hc} = \frac{1.25 \cdot (2 \cdot 48)}{2.8} = 42.86 \text{ tonf}$$

$$\phi Vn = 61.55 \text{ tonf}$$

En síntesis, la conexión fuerte columna-columna cumple con las disposiciones del artículo 16.11.3.5 de la propuesta normativa sin la necesidad de incrementar el refuerzo longitudinal o transversal.



CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1. Conclusiones

- Acerca de las implicancias en el diseño sísmico

Se concluye que es importante el uso de un parámetro, como el de CDS, que engloba los parámetros sísmicos de tipo de suelo, zona sísmica y uso. Esto facilita la clasificación de los sistemas sismorresistentes, así como las restricciones necesarias para cada uno. De esta forma, es factible contar con una clasificación de los sistemas estructurales sismorresistentes por su capacidad de ductilidad, ya que son correspondientes a las exigencias de las CDS.

De la revisión del factor de reducción de fuerza sísmica que determina cada código normativo revisado, se concluye que no es factible realizar una comparación directa de estos valores. La razón de esto es que están especificados de acuerdo a su metodología de diseño y análisis sísmico.

- Acerca de las conexiones de los elementos de concreto prefabricado

El diseño de las conexiones debe estar acorde a cómo fueron idealizadas en el análisis estructural. Si se busca contar con conexiones emulativas la idealización para el análisis sísmico deberá ser similar al de una construcción in-situ. Sin embargo, sí es necesario detallar el refuerzo de la conexión para lograr la respuesta esperada en dicha zona. Si se conecta en la zona de rótula plástica, la conexión debiera ser del tipo dúctil, pero si se ubica fuera de dicha zona, se debe asegurar una conexión fuerte. En caso se cuente con conexiones no emulativas se debería tomar en cuenta su participación en el análisis sísmico pues el desempeño que tendrá no será como el de una estructura in-situ.

Se observó que el tipo de conexión más recomendada es la emulativa, pues es donde existe mayor evidencia satisfactoria tanto experimentalmente como en terremotos pasados. Las conexiones no emulativas cuentan con un desempeño más variado, dado que dependen en mayor manera del buen detalle que se realice, de la especialización de la mano de obra y la calidad de los materiales. Casos especiales, como por ejemplo las no emulativas híbridas, resultan ser una solución muy recomendada debido a su buen desempeño en laboratorios y en estructurales reales sometidas a fuerzas sísmicas.

En cuanto al tipo de empalme utilizado, el uso de los mecánicos resulta ser el más práctico en el diseño estructural y en la construcción. Esto se debe a que, por un lado, el empalme soldado requiere del uso de acero soldable y procedimientos con mano de obra especializada. Respecto al empalme por traslape, este necesita de mayores longitudes, lo que repercute en el tamaño necesario de la conexión; además, no es permitido en zonas de rótulas plásticas. En

cambio, el empalme mecánico si bien puede resultar más caro y también requerir mano de obra especializada, su uso es más flexible en cuanto a la ubicación de la conexión.

Una de las consideraciones que se debe tener en cuenta para el diseño de las conexiones de los elementos verticales con su cimentación es la ubicación de dicha conexión. De ser realizada muy cerca de la zona donde se forma la rótula plástica podría alterarla. Por tanto, algunas de las conexiones más adecuadas para evitar dicho inconveniente es la del tipo cajón o una cimentación in-situ.

- Acerca de los sistemas estructurales sismorresistentes

La evaluación del desempeño de las estructuras sismorresistentes de concreto prefabricado en eventos sísmicos pasados de gran magnitud demostró que las edificaciones con detalles inadecuados o malas prácticas de diseño son susceptibles de colapsar. Sin embargo, los sistemas estructurales que cumplan rigurosamente los códigos de análisis y diseño bien elaborados deberían desarrollar un comportamiento estructural satisfactorio.

En cuanto al desempeño de los sistemas de pisos prefabricados en eventos sísmicos pasados como Northridge 1994 y en Nueva Zelanda 2010 y 2011, se observó que estos son los que han tenido mayores inconvenientes. El principal problema fue la falta de compatibilidad de desplazamientos debido a la formación de rótulas plásticas en los sistemas sismorresistentes. Así se evidenció la separación de estos con los sistemas de piso. Además, se advierte que el uso de una cuantía mínima de 0.0018, por retracción y temperatura, para sistemas de piso prefabricados podría no ser suficiente para que el diafragma se comporte de forma rígida en el evento sísmico. Incluso, realizar el diseño solo por cargas de gravedad podría resultar insuficiente. Por esto, es imprescindible el diseño sísmico de los diafragmas y asegurar que sea uno rígido, especialmente para los sistemas prefabricados.

Es útil contar normativamente con el sistema de columnas cantiléver por las ventajas que el concreto prefabricado puede brindar en este. Sin embargo, si bien este sistema cuenta con poca redundancia y sobrerresistencia, pueden ser utilizados satisfactoriamente en edificios industriales en zonas de alto riesgo sísmico si se cuenta con las siguientes consideraciones: un diseño con un valor de reducción de fuerza sísmica acorde a la ductilidad buscada, diseño de conexiones de acuerdo a su idealización en el análisis estructural, columnas con detalles de ductilidad acordes, entre otras.

Los muros estructurales de concreto prefabricado emulativos se han desempeñado igual de bien que los construidos con concreto in-situ. El uso de conexiones verticales y horizontales que permitan su funcionamiento como muro en cantiléver es imprescindible. No obstante, es necesario tener cuidado con la discontinuidad por flexión en la conexión horizontal y el uso de refuerzo de empalme en una malla. Además, si bien existen diversos estudios, estos en su mayoría son de muros comportándose de forma individual, por lo que hace falta más investigaciones en las conexiones de estos con las vigas, columnas y losas para conocer el comportamiento de la estructura en su conjunto.

- Acerca de las implicancias en la elaboración de la propuesta normativa

Es factible introducir disposiciones normativas para los sistemas estructurales sismorresistentes de concreto prefabricado en edificaciones en el Perú empleando como referencia los reglamentos extranjeros de países como Estados Unidos, México y Chile, dado que estos y el peruano cuentan con las mismas filosofías de diseño y análisis estructural. No obstante, en base a la norma de Diseño Sismorresistente E.030 resulta más factible a corto plazo introducir únicamente los sistemas emulativos en el marco de la actual norma. Así, no es imprescindible contar con una normativa que abarque a todos sistemas prefabricados para que esta tecnología pueda empezar a normarse en el país. Cabe resaltar, que el uso de otro tipo de sistemas estructurales de concreto prefabricado es igual de válido tecnológicamente, ya que cada uno puede permitir una solución eficiente en un determinado caso.

- Acerca de la propuesta normativa

La propuesta normativa facilita el uso de los sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado de forma más segura y confiable dado el riesgo sísmico del país. Esto debido a que, acorde a los objetivos de la actual normativa peruana, se establecen los requisitos mínimos para el análisis y diseño de sistemas estructurales de concreto prefabricado. En ese sentido, se otorga un marco legal con el que se reconoce el potencial de los sistemas estructurales sismorresistentes de concreto prefabricado.

También se concluye que no es suficiente sólo aplicar la normativa respecto al concreto in-situ para construir una estructura de concreto prefabricado. Tampoco es posible conceptuar una estructura de concreto prefabricado tal cual una edificación construida in-situ. Los elementos se deben diseñar para su transporte, izaje y proceso de construcción y, especialmente, las conexiones deben detallarse para lograr el desempeño global esperado.

En la propuesta se permiten los pórticos, muros y sistemas duales de concreto prefabricado que emulen sus correspondientes en el capítulo 21 de la norma E.060. Los primeros pueden ser con conexiones dúctiles o fuertes, los segundos únicamente con conexiones fuertes y los terceros cumpliendo ambas. Las conexiones no emulativas serán permitidas para los muros de ductilidad baja y el sistema de columnas cantiléver solo si son del tipo fuerte. Además, cuentan con restricciones de altura, zona sísmica y tipo de edificación.

- Acerca de los ejemplos prácticos del uso de la propuesta normativa en un caso de estudio

La aplicación de la propuesta normativa en el caso de estudio planteado permitió comprender de forma más minuciosa el contenido de los artículos normativos. En ese sentido, se ejemplificó el diseño de las conexiones fuertes viga-viga y columna-columna, dado que las conexiones fuertes son las que tendrían mayor uso en sistemas emulativos por su conveniencia en cuanto a construcción y diseño. Se comprobó que efectivamente los artículos normativos exigen mayores capacidades en dichas conexiones; así, estas se mantienen en el rango elástico al formarse las rótulas plásticas en los lugares esperados. Además, en este caso, se comprobó

que los conectores mecánicos son más convenientes que los empalmes por traslape, ya que estos últimos exigen un mayor espacio en las conexiones.

5. 2. Recomendaciones

- Para la norma de Diseño Sismorresistente E.030

Es conveniente contar con un parámetro semejante al de CDS de la norma americana para clasificar de forma más eficiente los sistemas estructurales.

Se recomienda realizar una clasificación de sistemas por su ductilidad, porque permitiría diseños estructurales más eficientes acorde a los parámetros mencionados.

Se requieren mayores investigaciones de los valores máximos de deriva para cada sistema estructural prefabricado planteado, dado que estos valores están influenciados por consideraciones como el uso de la sección agrietada en el análisis sísmico.

Se recomienda especificar un valor de amortiguamiento para los sistemas de columnas cantiléver, ya que estos presentan diferente configuración estructural a las edificaciones de uso habitacional.

Es necesario implementar una metodología de análisis, como la que cuenta el ASCE 7/16, para estimar mejor las fuerzas de diseño en diafragmas.

- Para la norma de Concreto Armado E.060

Se requieren mayores lineamientos normativos para el diseño en concreto armado de diafragmas bajo solicitaciones sísmicas.

Acorde a una clasificación de los sistemas estructurales en base a su nivel de ductilidad, se requiere que la norma brinde disposiciones normativas correspondientes a estas.

- Para la industria del concreto prefabricado

Es necesario que tanto la academia como el sector empresarial promueva la mejora del conocimiento de las estructuras de concreto prefabricado a través de la investigación. Las pruebas o ensayos experimentales son una parte esencial para comprender mejor el comportamiento de las estructuras sismorresistentes de concreto prefabricado.

Se requiere la especialización técnica de esta industria para poder contar con procesos constructivos estandarizados y mano de obra calificada que asegure la construcción correcta de esos sistemas.

5. 3. Líneas de investigación

A continuación, se presentan algunas líneas de investigación que harían falta para mejorar la propuesta normativa, así como mejorar la percepción de los sistemas prefabricados en los ingenieros.

- Estado del arte de la normativa y práctica ingenieril de los sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado en Nueva Zelanda y Japón.
- Ensayos de laboratorio, en el contexto peruano, de conexiones emulativas para sistemas sismorresistentes de concreto prefabricado.
- Realizar el análisis comparativo costo-beneficio de conexiones emulativas.
- Revisión crítica de la “Propuesta normativa peruana para los sistemas estructurales de concreto prefabricado en edificaciones”.



BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 318. (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 318. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05)*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 374. (2005). *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary*. American Concrete Institute.
- ACI Committee 551. (2015). *Design Guide for Tilt-Up ACI551.2R-15*. American Concrete Institute.
- ALEONO Best Solutions for rebar splicing. (s.f.). *Half Grout-filled Sleeve*. Consultado el 21 de setiembre de 2021. <https://www.aleono.com/product/half-grout-filled-sleeve/>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Andina. (2013). *Esta noche se completa montaje de vigas del viaducto del Tren Eléctrico*. Andina. Consultado el 30 de abril de 2021. <https://andina.pe/agencia/noticia-esta-noche-se-completa-montaje-vigas-del-viaducto-del-tren-electrico-472980.aspx>
- Arellano, E., Manzanares, D., Mecalco, J., Reyes, A., & Rodríguez, M. (2018). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas* (2da ed.). ANIPPAC.
- Avaria, P. (2017). Condominio Lomas de Javiera: Montaje Prefabricado. *BIT*, 80-84.
- Back, T., & Langenberg, S. (2014). Changing Building Sites: Industrialisation and Automation of the Building Process. *Architectural Design of John Wiley & Sons*.
- Brecolotti, Brocchi, & Materazzi. (2021). Ductility evaluation of precast RC shear walls in Italian existing buildings. *Engineering Structures*.
- Campusano, D. (2020). Taller: Sistemas Constructivos Prefabricados de Concreto. Consultado el 10 de abril de 2021. <https://www.facebook.com/sencicoperu>
- Chapple, P. (2020). *Corporación de Desarrollo Tecnológico*. Universidad Autónoma de Talca: La expresión de prefabricado. Consultado el 02 de diciembre de 2021. <https://www.cdt.cl/universidad-autonoma-de-talca-la-expresion-de-prefabricado/>

- Charleston, A. (2008). *Seismic Design for Architects Outwitting the Quake*. Elsevier Ltd.
- Chittiprolu, R., & Ramancharla, P. (2014). Seismic Safety of Joints in Precast Buildings A State-of-the-art Literature Review. *Earthquake Engineering Research Centre, IIT Hyderabad*.
- Clark Pacific. (n.d.). *Clark Pacific*. CSU Sacramento, Parking Structure 5. Consultado el 02 de mayo de 2021. <https://www.clarkpacific.com/project/csu-sacramento-parking-structure-v/>
- Clark Pacific. (n.d.). *Stanford Escondido Village Graduate Housing*. Consultado el 02 de julio de 2021. <https://www.clarkpacific.com/project/stanford-escondido-village-graduate-housing/>
- Comité del Decreto 61/2011. (2012). *Diseño sísmico de edificios NCh433.Of1996 Modificada en 2012*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.
- Comité Técnico de Norma E.030. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Comité Técnico de Norma E.060. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- Comite Técnico NCh2369. (2017). *Anteproyecto de norma: Actualización NCh 2369 Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.
- Concremax. (n.d.). *Prelosas pretensadas*. Consultado el 25 de noviembre de 2021. <https://www.concremax.com.pe/preensados/prelosas-pretensadas/>
- Construcción y Vivienda. (2015). *Centro de Convenciones de Lima: Núcleos de concreto y estructuras de acero. Construcción y Vivienda*. Consultado el 30 de abril de 2021. <https://www.construccionyvivienda.com/2015/11/08/centro-de-convenciones-de-lima-nucleos-de-concreto-y-estructuras-de-acero/>
- Crisafulli, F., Restrepo, J., & Park, R. (2002). Seismic Design of Lightly Reinforced Precast Concrete Rectangular Wall Panels. *PCI JOURNAL*.
- CSI Computers & Structures Inc. (2013). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®*. Computers & Structures.
- Dal Lago, Toniolo, & Lamperti. (2016). Influence of different mechanical column-foundation connection devices on the seismic behaviour of precast structures. *Springer Science and Business Media Dordrecht*.
- División de Normas del Instituto Nacional de Normalización. (2003). *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh2369*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.

- División de Normas del Instituto Nacional de Normalización. (2007). *Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo NCh430*. Ministerio de Obras Públicas.
- Dražić, J., & Vatin, N. (2016). The influence of configuration on to the seismic resistance of a building. 883-890. *Procedia Engineering*.
- EI-Sheikh, Sause, Pessiki, & Lu. (1999). Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Frames. *PCI JOURNAL*.
- Elliot, K. S. (2002). *Precast Concrete Structures*. Butterworth Heinemann.
- Englekirk, R. E. (1990). Seismic Design Considerations for Precast Concrete Multistory Buildings. *PCI JOURNAL*.
- Ericson, A. (2010). Emulative Detailing in Precast Concrete Systems. *Structures Congress ASCE*.
- Fan, J.-J., Fenga, D.-C., Wua, G., Houa, S., & Luc, Y. (2020). Experimental study of prefabricated RC column-foundation assemblies with two different connection methods and using large-diameter reinforcing bars. *ELSEVIER*.
- FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors FEMA P695*. FEMA & NEHRP.
- FEMA. (2020). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (Vol. Vol. I). The Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences.
- Fernández Usón, J. A., Ríos Jiménez, R., Bernabeu Larena, A., Álvarez de Tomás, J., & Gómez Mateo, J. (2017). *Lima Centro de Convenciones: Una estructura singular en zona de alta sismicidad*. Consultado el 30 de abril de 2021. VII Congreso de ACHE.
- FICEM. (2016). Edificios habitacionales prefabricados de hormigón armado: un salto de productividad. *Caso de éxito en vivienda*. Bogotá, Colombia: Federación Iiteramericana del Cemento FICEM.
- Fintel, M. (1986). *Performance of Precast and Prestressed Concrete in México Earthquake*. Precast/Prestressed Concrete Institute PCI.
- Fischinger, M., Zoubek, B., & Isakovic, T. (2014). Seismic Response of Precast Industrial Buildings. In A. Ansal, *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*.
- Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Pampanin, S., Maffei, J., Seeber, K., & Zahn, F. (2014). Damage Evaluations of Precast Concrete Structures in the 2010–2011 Canterbury Earthquake Sequence. *Earthquake Spectra*.

- Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Gaceta Oficial de la Ciudad de México. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Ghosh. (1995). Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995. *PCI JOURNAL*.
- Ghosh, S. K., & Cleland, N. (2012). Observations from the February 27, 2010, earthquake in Chile. *PCI JOURNAL*.
- Ghosh, S. K., Cleland, N. M., & Naito, C. J. (2017). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 13: Seismic Design of Precast Concrete Diaphragms*. National Institute of Standards and Technology.
- Ghosh, S. K., Nasser, G. D., & D'Arcy, T. J. (2003). Building Code Provisions for Precast/Prestressed Concrete: A Brief History. *PCI JOURNAL*.
- Guan, D., Guo, Z., Xiao, Q., & Zheng, Y. (2016). Experimental study of a new beam-to-column connection for precast concrete frames under reversal cyclic loading. *Advances in Structural Engineering*.
- Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1974). Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions. *ACI Journal*, 604-610.
- Han, W., Zhao, Z., & Qian, J. (2019). Global experimental response of a three-story, full-scale precast concrete shear wall structure with reinforcing bars spliced by grouted couplers. *PCI JOURNAL*.
- Henry, R. S., Corney, S. R., Dizhur, D., Elwood, K. J., & Brunson, D. (2017). *Damage to concrete buildings with precast floors during the 2016 Kaikoura earthquake*. Dept. Civil and Environmental Engineering, University of Auckland.
- Henry, R., & Elwood, K. (2020). *Damage to concrete buildings with precast floors in 2016 Kaikoura earthquake*. Consultado el 25 de agosto de 2021. <https://www.youtube.com/watch?v=FDKQYyHG5LE>
- Henry, R., & Ingham, J. M. (2011). Behaviour of tilt-up precast concrete buildings during the recent Canterbury Earthquakes in New Zealand. *Structural Concrete*.
- Holden, T., Restrepo, J., & Mander, J. (2003). Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering* © ASCE.
- International Code Council. (2018). *International Building Code (IBC 2018)*. International Code Council.

- Iverson, J. K., & Hawkins, N. (1994). Performance of Precast/ Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake. *PCI JOURNAL*.
- Jaspard, H. (2017). Condominio Lomas de Javiera. *Prefabricación en hormigón para edificios de mediana altura: Una realidad en Chile*.
- Joint ACI-ASCE Committee 550. (2009). *ACI 550.1R-09 Guide to Emulating Cast-in-Place Detailing for Seismic Design of Precast Concrete Structures*. American Concrete Institute.
- Joint ACI-ASCE Committee 550. (2013). *ACI 550.2R-13 Design Guide for Connections in Precast Jointed Systems*. American Concrete Institute.
- Kam, W. Y., Pampanin, S., & Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 february Christchurch (Lyttelton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4).
- Kelly, E. (2020). *Discussion on Building Frame vs. Bearing Wall Systems*. Consultado el 12 de junio de 2021. <https://www.schoolofpe.com/blog/2020/06/discussion-on-building-frame-vs-bearing-wall-systems.html>
- Khare, R. K., Maniyar, M. M., Uma, S. R., & Bidwai, v. B. (2010). Seismic performance and design of precast concrete building structures: an overview. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*.
- Kurama, Y., Sritharan, S., Fleischman, R., Restrepo, J., Henry, R., Ghosh, S. K., & Bonelli, P. (2018). *Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art*. American Society of Civil Engineers.
- Kurose, Y., Nagami, K., & Saito, Y. (1991). Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan. *International Concrete Abstracts Portal*.
- Lee, J., & Michnewich, M. (2020). Designing Stanford University's Escondido Village Graduate Residences. *Structure magazine*.
- Magliulo, G., Ercolino, M., Petrone, C., Coppola, O., & Manfredi, G. (2014). The Emilia Earthquake: Seismic Performance of Precast Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Engineering Research Institute*.
- Mancini De Barbieri, F. H. (2016). *Análisis crítico de la aplicación de la norma Nch 2369 of. 2003 en las estructuras prefabricadas de hormigón y el comportamiento observado en el terremoto del 27 de febrero de 2010*. Repositorio académico de la Universidad de Chile. Consultado el 15 de mayo de 2021. <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/137961>
- Matthews, J. G., Bull, D. K., & Mander, J. B. (2003). *Hollow-core floor slab performance following a severe earthquake A report prepared for EQC* (Pacific conference on earthquake engineering ed.).

- Mery, M. (2016). *Consideraciones para el Diseño Estructural con Elementos Prefabricados MAGNO MERY*. Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile. Consultado el 11 de agosto de 2021. <https://www.youtube.com/watch?v=1RMgAxAvtc>
- Mitchell, D., DeVall, R., Saatcioglu, M., Simpson, R., Tinawi, R., & Tremblay, R. (1995). *Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake*. Can. J. Civ. Eng.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards and Technology.
- Momenta . (2016). *ContactoMomenta*. Consultado el 12 de noviembre de 2021. <https://www.youtube.com/watch?v=WLWJ8gjRM9M&t=238s>
- Mugurama, H., Nishiyama, M., & Watanabe, F. (1995). Lessons Learned from the Kobe Earthquake - A Japanese Perspective. 28-42. *PCI JOURNAL*.
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
- New Zealand Concrete Society. (1999). *Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*. Centre for Advanced Engineering University of Canterbury.
- Norton, J., King, A., Bull, D., Chapman, H., McVerry, G., Larkin, T., & Spring, K. (1994). *Northridge earthquake reconnaissance report. Report of the NZNSEE Reconnaissance Team on the 17 January 1994 Northridge, Los Angeles Earthquake*. Bulletin of the New Zealand National Society for earthquake engineering.
- Ozden, Akpinar, Erdogan, & Atalay. (2014). Performance of precast concrete structures in October 2011 Van earthquake, Turkey. *Magazine of Concrete Research*.
- Ozden, S. (2011). Performance of precast concrete structures in October 2011 Van earthquake, Turkey. *Magazine of Concrete Research*.
- Pampanin, S. (2012). Reality-check and renewed challenges in earthquake engineering: implementing low-damage structural systems – from theory to practice. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*.
- Park, R. (1995). A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand. *PCI JOURNAL*.
- Park, R. (2002). Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand. *PCI JOURNAL*.
- Park, R. (2003). *The fib state of the art report on the seismic design of precast concrete building structures*. Deputy Chair of fib Commission 7 : Seismic Design, Department of Civil Engineering University of Canterbury.

- Park, R., & Paulay, T. (1974). *Reinforced Concrete Structures. Department of Civil Engineering*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- PCI Industry Handbook Committee. (2010). *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete (7ma ed.)*. Helmuth Wilden, P.E., FPCI.
- Popov, Bertero, & Krawinkler. (1972). Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High. *EERC Report*.
- Preansa. (2019). *Panamericanos Sede Callao*. Consultado el 15 de mayo de 2021. <http://www.preansa.com.pe/productos/estadios-y-coliseos/estadio-panamericanos-sede-callao/>
- Precast/Prestressed Concrete Institute. (2019). *Parking Structure 5 – California State University Sacramento*. Consultado el 15 de julio de 2021. Precast/Prestressed Concrete Institute:https://www.pci.org/PCI/Project_Resources/Project_Profile/Project_Profile_Details.aspx?ID=220339
- Precast/Prestressed Concrete Institute. (2021). *Escondido Village Graduate Residences*. Consultado el 10 de noviembre de 2021. https://www.pci.org/PCI/Project_Resources/Project_Profile/Project_Profile_Details.aspx?ID=235140
- Priestley, Sritharan, Conley, & Pampanin. (1999). Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building. *PCI JOURNAL*.
- Restrepo, J. I., Park, R., & Buchanan, A. H. (1995). Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames. *PCI JOURNAL*.
- Restrepo, J., Park, R., & Buchanan, A. (1995). Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings. *PCI JOURNAL*.
- Rizkalla, S., Serrette, R., Heuvel, J. S., & Attiogbe, E. K. (1989). Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels. *PCI JOURNAL*.
- Rodríguez, M. (2001). Comportamiento de estructuras prefabricadas de concreto reforzado para edificaciones en zonas sísmicas, innovaciones y tendencias. *Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Rodríguez, M. (2020). *Diseño y Construcción de Estructuras Prefabricadas de Concreto*. Consultado el 09 de mayo de 2021 https://www.youtube.com/watch?v=B2adaOPq_Ws&t=3061s
- Rodriguez, M. E., Restrepo, J. I., & Blandón, J. J. (2007). Seismic Design Forces for Rigid Floor Diaphragms in Precast Concrete Building Structures. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*.

- Rodríguez, M., & Blandón, J. (2003). Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de un edificio prefabricado de concreto reforzado en un edificio prefabricado de concreto reforzado de dos niveles. Parte I: Descripción del estudio experimental y evaluación del comportamiento global. 55-92. *Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Rodríguez, M., & Blandón, J. (2005). Evaluación del comportamiento sísmico de una conexión trabe-columna tipo ventana en una estructura prefabricada de concreto de dos niveles ensayada ante cargas cíclicas reversibles. *Instituto de Ingeniería, UNAM*.
- Rodríguez, M., & Torres, M. (2012). Evaluación del comportamiento sísmico de conexiones trabe-columna de concreto prefabricado con soldadura en las barras de refuerzo-cambios necesarios en la normativa mexicana para el diseño sísmico de edificios de concreto. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 87 95-114*.
- Rodríguez, M., León, G., & Cabrera, H. (2013). *Estudio del comportamiento de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles en mesa vibradora*. Instituto de Ingeniería UNAM.
- SAFECAST. (2012). *Performance of innovative mechanical connections in precast building structures under seismic conditions*. Consultado el 25 de mayo de 2021. <https://cordis.europa.eu/project/id/218417/reporting/es>
- Singhal, S., Chourasia, A., Chellappa, S., & Parashar, J. (2019). Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review. *International Federation for Structural Concrete*.
- Sitharan, S., Aaleti, S., & Thomas, D. J. (2007). Seismic Analysis and Design of Precast Concrete Jointed Wall Systems. Department of Civil, Construction and Environmental Engineering Iowa State University. Consultado el 18 de mayo de 2021. http://lib.dr.iastate.edu/ccee_reports/1
- Task Group 6.10, & PCI. (2016). *Precast-concrete buildings in seismic areas. State-of-the-art report*. federation internationale du béton (fib).
- Task Group 6.2. (2008). *Structural connections for precast concrete buildings*. fédération internationale du béton (fib).
- Task Group 6.3. (2002). *Precast concrete in mixed construction. State-of-art report*. federation internationale du béton (fib).
- Task Group 7.3. (2003). *Seismic design of precast concrete building structures. State-of-art report*. fédération internationale du béton (fib).
- Titi, A., Biondini, F., & Toniolo, G. (2017). Seismic assessment of existing precast structures with dry-friction beam-to-column joints. *SPRINGER*.
- UNICON. (2019). *UNICON presente en los Juegos Panamericanos 2019*. Consultado el 30 de mayo de 2021. <https://www.unicon.com.pe/noticias/unicon-presente-en-los-juegos-panamericanos-y-parapanamericanos-2019/>

Watanabe, F. (2015). *Structural Design and Construction Practice of Precast Concrete Buildings in Japan*. Consultado el 18 de junio de 2021. https://es.slideshare.net/Presentaciones_ICH/2015-10-06semprefwatanabechilepresentationoct2015part1

Xu, G., Wanga, Z., Wua, B., Bursi , O. S., Tan, X., Yang , Q., & Wena, L. (2017). Seismic performance of precast shear wall with sleeves connection based on experimental and numerical studies. *Engineering Structures*.



ANEXO A: PROPUESTA NORMATIVA PERUANA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES DE CONCRETO PREFABRICADO EN EDIFICACIONES

El presente documento está elaborado de tal forma que incluye los artículos normativos de la norma E.060 versión 2009 y 2019 (Propuesta) referente a las estructuras prefabricadas, pero reorganizados junto con los nuevos artículos propuestos, por lo cual este pretende complementar al Capítulo 16 de la mencionada norma. Específicamente, el formato consiste en una tabla de doble entrada. Cada fila pertenece a un artículo normativo y se cuenta con tres columnas: en la primera, se indica el código del artículo normativo; en la segunda, se coloca su desarrollo; y en la tercera, aquellos que son totalmente nuevos, los que no se encuentran en la norma E.060 de 2009 ni en la E.060 de 2019 (Propuesta), se identifican con un resaltado de color gris. Cabe indicar, que se incluyeron algunas sugerencias, las cuales no se consideran como artículos normativos.



CAPÍTULO 16

CONCRETO PREFABRICADO

16.1	NOTACIONES
Ag	Área bruta de la sección, mm ² . Para una sección con vacíos, es el área del concreto solo y no incluye el área de los vacíos.
c₁	Dimensión de una columna rectangular o rectangular equivalente, de un capitel o de una ménsula, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, mm.
db	Diámetro nominal de una barra, alambre o torón de preesforzado, mm.
E	Efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado, MPa.
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa.
l_n	Luz libre medida entre caras de los apoyos, mm.
l_u	Longitud sin soporte lateral de una columna o muro, mm
l_w	Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro o machón considerada en la dirección de la fuerza cortante, mm
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección, N.mm.
M_{pr}	Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de f _y y un factor de reducción de la resistencia Φ de 1,0, N.mm.
Nuc	Fuerza de restricción mayorada aplicada a una conexión de apoyo que actúa perpendicularmente y simultáneamente con V _u , y que debe ser tomada como positiva para tracción, N
Nuc,max	Máxima fuerza de restricción que puede transmitirse a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo, multiplicada por el factor de carga utilizado para las cargas vivas en combinación con otros efectos de carga mayorados.
Se	Momento, fuerza cortante o carga axial en la conexión correspondiente al desarrollo de la resistencia probable en los lugares seleccionados para que ocurra fluencia, basados en el mecanismo dominante de la deformación inelástica lateral, considerando tanto los efectos de carga por gravedad como por sismo.
S_n	Momento nominal a flexión, carga axial, a cortante o a aplastamiento de la conexión.
S_y	Resistencia a la fluencia de la conexión, basada en f _y , para fuerza axial, momento o cortante, MPa
V_c	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, N.
V_e	Fuerza cortante de diseño para combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, N
V_u	Fuerza cortante amplificada en la sección, N.
V_n	Resistencia nominal a cortante, N.
Φ	Factor de reducción de resistencia.
Ω₀	Factor de amplificación para tener en cuenta la sobrerresistencia del sistema de resistencia sísmica.
16.2	DEFINICIONES
Edificación industrial	Estructura de uso industrial tales como bodegas o naves industriales. No incluye edificios de uso habitacional tales como viviendas, oficinas, centros comerciales, entre otros similares.

Concreto prefabricado	Concreto estructural construido en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.
Pórtico de concreto prefabricado de ductilidad baja	Pórtico resistente a momento de concreto prefabricado que cumple con los requisitos del 16.10, además de satisfacer los requisitos del 16.4 al 16.9, que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del 16.10. Permitido como sistema estructural sismorresistente en edificaciones de la categoría C y D ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E0.30 Diseño Sismorresistentes.
Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta	Pórtico resistente a momento de concreto prefabricado que cumple con los requisitos del 16.11, además de satisfacer los requisitos del 16.4 al 16.9, que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del 16.11. Permitido como sistema estructural sismorresistente en cualquier Zona Sísmica, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
Sistema de columnas cantiléver de concreto prefabricado	Sistema de resistencia a la fuerza sísmica en el que las fuerzas laterales son resistidas por completo por columnas que actúan como voladizos desde la base, las cuales no forman pórticos resistentes a momento con las vigas. Las disposiciones del 16.4 al 16.8 que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del 16.12, deben aplicarse a los sistemas de columnas cantiléver de concreto prefabricado.
Muro de concreto prefabricado de ductilidad baja	Muro estructural de concreto prefabricado que cumple con los requisitos del 16.4 al 16.9, además de lo indicado en el inciso 16.13 y el Capítulo 14 que no contradiga a las disposiciones del Capítulo 16. Sistema estructural permitido sin límite de altura en la Zona Sísmica 1 en las categorías de edificaciones C y D definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente si utilizan conexiones emulativas. En los demás casos es permitido con un límite de altura de 12 m.
Muro de concreto prefabricado de ductilidad media	Muro estructural de concreto prefabricado que cumple con los requisitos del 16.14, además de satisfacer los requisitos del 16.4 al 16.9, que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del 16.14. Sistema estructural permitido sin límite de altura en la Zona Sísmica 1 en las categorías de edificaciones C y D definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente. En los demás casos es permitido con un límite de altura de 30 m.
Sistema dual de pórticos y muros de concreto prefabricado	Sistema donde esencialmente los pórticos resisten la carga vertical. Los muros de concreto prefabricado de ductilidad media y los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta resisten la fuerza sísmica. Específicamente, los últimos son capaces de resistir al menos el 30% de la fuerza sísmica. Ambos sistemas sismorresistentes deben cumplir con lo indicado respectivamente en sus definiciones descritas en el 16.2.
Conexión	Región de la estructura donde se unen dos o más miembros. Una conexión también se refiere a una región donde se unen miembros en que uno o más son prefabricados.
Conexión emulativa	Conexión que permite que el desempeño de la estructura prefabricada emule al de una construida in-situ. Conexión que usa cualquiera de los métodos de empalme de las secciones del 21.3.4, 21.3.5, 21.5.2.3, 21.6.3.2 para conectar elementos prefabricados, y usa concreto o mortero de relleno moldeado en sitio para llenar el espacio del empalme.
Conexión articulada	Conexión entre elementos prefabricados que no califica como conexión emulativa.
Conexión dúctil	Conexión en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.
Conexión fuerte	Conexión que se mantiene elástica mientras que los miembros que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

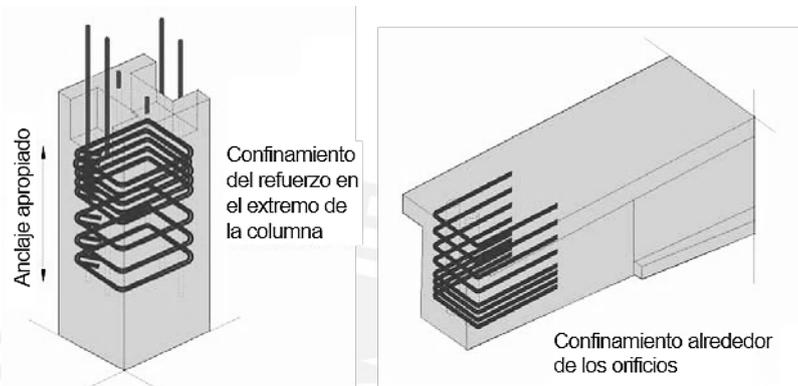
16.3

ALCANCE

- 16.3.1** Todas las disposiciones de esta Norma que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del Capítulo 16, deben aplicarse a las estructuras que incorporan elementos estructurales prefabricados de concreto.
- 16.3.2** Las disposiciones de este Capítulo cubren los requerimientos específicos para el diseño de los sistemas resistentes a fuerzas laterales de concreto armado definidos en 16.2. Otros sistemas constructivos prefabricados estarán considerados como no convencional. Véase 1.3
- 16.4** **GENERALIDADES**
- 16.4.1** El diseño de elementos prefabricados y sus conexiones deben incluir las condiciones de carga y de restricción, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluido el desencofrado, almacenamiento, transporte y montaje. En las estructuras prefabricadas, se requiere de una atención especial en el diseño de las conexiones para minimizar o transmitir, según sea el caso, las fuerzas debidas a retracción, flujo plástico, variación de temperatura, deformaciones elásticas, asentamientos diferenciales, viento y sismo. Se debe cumplir lo indicado en 16.15.
- 16.4.2** Cuando se incorporen elementos prefabricados en un sistema estructural, las fuerzas y deformaciones que se produzcan en y junto a las conexiones deben ser incluidas en el diseño.
- 16.4.3** Deben especificarse las tolerancias tanto para los elementos prefabricados como para los vaciados en sitio y los elementos de conexión. El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir los efectos de estas tolerancias especificadas para la fabricación y el montaje de los elementos prefabricados
- 16.4.4** Debe incluirse en los planos lo siguiente: (a) Detallado del refuerzo, insertos y dispositivos de izaje necesarios para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje. (b) Resistencia del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas.
- 16.4.5** El factor de reducción de resistencia Φ debe de cumplir lo especificado en 9.3
- 16.5** **DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS**
- 16.5.1** La distribución de fuerzas perpendiculares al plano de los elementos debe establecerse por medio de análisis o ensayos.
- 16.5.2** Cuando el comportamiento del sistema requiera que las fuerzas en el plano sean transferidas entre los elementos de un sistema de muro o piso prefabricado, deben aplicarse 16.5.3 y 16.5.4. Las fuerzas en el plano provienen principalmente de la acción como diafragma de los pisos y techos, originando tracciones y compresiones en las cuerdas y cortante en el plano del diafragma. Las fuerzas en el plano de los muros prefabricados provienen principalmente de las reacciones del diafragma sobre los muros y de las cargas laterales externas, si las hubiera.
- 16.5.3** La trayectoria de las fuerzas en el plano debe ser continua tanto a través de las conexiones como a través de los elementos.
- 16.5.4** Cuando se produzcan fuerzas de tracción, debe proporcionarse una trayectoria continua de refuerzo de acero.
- 16.6** **DISEÑO DE LOS ELEMENTOS**
- 16.6.1** En losas de piso o techo en una dirección y en paneles de muros prefabricados preesforzados, con anchos menores de 3,6 m, y cuando los elementos no estén conectados mecánicamente como para provocar una restricción en la dirección transversal, se permite que los requisitos de refuerzo por retracción y temperatura de 9.7 en la dirección normal al refuerzo por flexión sean omitidos. Esta omisión no se aplica a elementos que requieren el refuerzo para resistir esfuerzos transversales de flexión, tales como T simples o dobles con alas delgadas y anchas.
- 16.6.2** Los elementos de concreto prefabricado deben cumplir con los recubrimientos indicados en el artículo 7.7.3.

16.6.3 Los requisitos de 12.12.1 no se aplican al refuerzo para momento positivo en elementos prefabricados estáticamente determinados, pero al menos un tercio de dicho refuerzo debe extenderse hasta el centro del apoyo, tomando en consideración las tolerancias permitidas en 7.5.2.2 y 16.4.3.

16.6.4 Si en los extremos de columnas o pedestales se colocan acoples mecánicos o barras extendidas para la conexión a un elemento prefabricado, los acoples mecánicos o las barras extendidas deben estar circundados por refuerzo transversal. El refuerzo transversal debe consistir en estribos o estribos cerrados de confinamiento distribuidos dentro de 125 mm del extremo de la columna o pedestal, y de la superficie de la viga en contacto con la columna o pedestal, con al menos dos barras 1/2" o tres barras 3/8".



16.6.5 En muros prefabricados no preesforzados, el refuerzo debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos 10 ó 14 excepto que el área de refuerzo vertical y horizontal debe, cada una, no debe ser menor de $0,001 A_g$, donde A_g es el área bruta del muro.

16.6.6 El espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder de cinco veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 400 mm para muros exteriores. Cuando por resistencia, se requiera refuerzo por cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder de tres veces el espesor del muro, la tercera parte de la longitud del muro ni de 400 mm.

16.6.7 El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de cinco veces el espesor del muro ni 750 mm para muros interiores o 400 mm para muros exteriores. Cuando por resistencia, se requiera refuerzo por cortante en el plano del muro el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de tres veces el espesor del muro, la quinta parte de la longitud del muro ni de 400 mm.

16.6.8 En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos del capítulo 17 de la presente norma.

16.6.9 El diseño de ménsulas o braquetes debe seguir lo indicado en el 11.9.

16.6.10 Las cimentaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno deben cumplir con lo indicado en el 21.12 pero no es obligatorio para los edificios de la categoría C y D ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.6.11 Se deben cumplir los requisitos generales del inciso 21.3. No es obligatorio para los edificios de la categoría C y D ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.7 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

16.7.1 Se debe asegurar la integridad estructural de los sistemas prefabricados. Todos los miembros deben estar conectados al sistema estructural resistente a cargas laterales y a sus miembros de soporte. Deben proporcionarse amarres de tracción

en sentido transversal, longitudinal y vertical, y alrededor del perímetro de la estructura, para unir efectivamente los elementos.

16.7.2 Excepto cuando controlen las disposiciones de 16.7.3, deben aplicarse las disposiciones mínimas sobre integridad estructural de 16.7.2.1 a 16.7.2.2 en todas las estructuras prefabricadas.

16.7.2.1 Cuando elementos prefabricados formen diafragmas de techo o piso, las conexiones entre el diafragma y aquellos elementos que están siendo soportados lateralmente deben tener una resistencia nominal a la tracción no menor que 4,5 kN por metro lineal

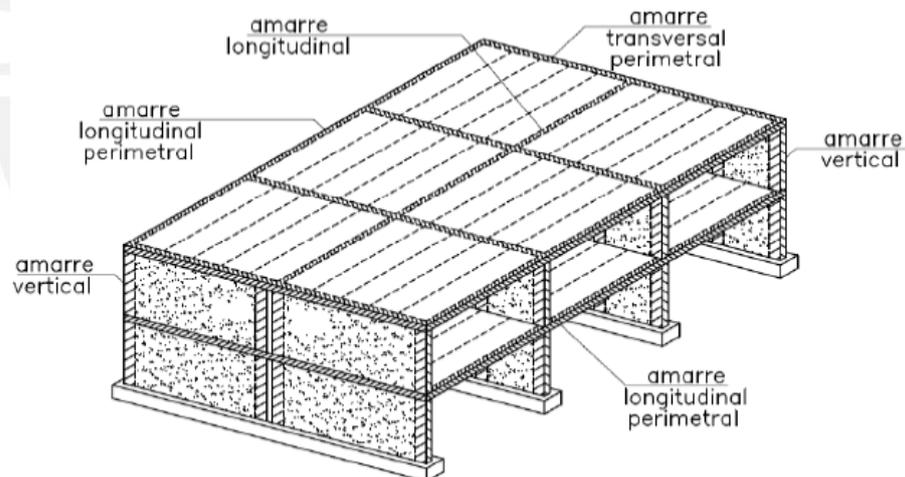
16.7.2.2 Los requisitos de amarres verticales de tracción de 7.13.3 se deben aplicar a todos los elementos estructurales verticales, excepto enchapes de fachada, para lograr que las conexiones en las juntas horizontales cumplan lo especificado en:

a) Las columnas prefabricadas deben tener una resistencia nominal a tracción no menor a $1,5 A_g$ en Newton. En columnas con una sección transversal mayor a la requerida por consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g basada en la sección transversal requerida, pero no menor a la mitad del área total.

b) Los paneles de muro prefabricados deben tener un mínimo de dos amarres por panel, con una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por amarre.

c) Cuando las combinaciones de carga aplicables no indiquen tracción en la base, se permite que los amarres requeridos por 16.7.2.2 (b) sean anclados en una losa de concreto apoyada sobre el terreno, apropiadamente reforzada.

16.7.3 En estructuras con muros portantes de concreto prefabricado que tengan dos o más pisos de altura, deben aplicarse las disposiciones mínimas de 16.7.3.1 a 16.7.3.5.



16.7.3.1 En los sistemas de piso y techo se deben especificar amarres transversales y longitudinales capaces de ofrecer una resistencia nominal no menor de 25 kN por metro de ancho o largo. Los amarres deben colocarse sobre los apoyos de los muros interiores y entre los elementos y los muros exteriores. Los amarres deben estar ubicados en o dentro de 600 mm del plano del sistema de piso o techo.

16.7.3.2 Los amarres longitudinales paralelos a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben espaciarse a no más de 3 m medido entre centros. Deben tomarse provisiones para transferir las fuerzas alrededor de aberturas.

16.7.3.3 Los amarres transversales perpendiculares a la dirección de armado de la losa de piso o techo, deben tener un espaciamiento no mayor al espaciamiento de los muros de carga.

16.7.3.4 Los amarres alrededor del perímetro de cada piso o techo, dentro de 1,2 m del borde, deben proporcionar una resistencia nominal a una tracción no menor a 75 kN.

16.7.3.5 Deben proporcionarse amarres verticales de tracción en todos los muros y deben ser continuos en toda la altura de la edificación. Deben, además, proporcionar una resistencia nominal a la tracción no menor a 45 kN por metro horizontal de muro. Debe proporcionarse no menos de dos amarres por cada panel prefabricado.

16.8 DISEÑO DE CONEXIONES

16.8.1 Alcance

16.8.1.1 Este capítulo se aplica al diseño de nudos y conexiones en la intersección de los miembros de concreto, incluyendo (a) hasta (b):

(a) Conexiones de miembros prefabricados

(b) Conexiones entre cimentaciones y miembros prefabricados

16.8.2 Conexiones de miembros prefabricados

16.8.2.1 Se permite que las fuerzas sean transmitidas entre los elementos a través de juntas inyectadas con mortero, llaves de cortante, anclajes, conectores mecánicos, conexiones con refuerzo de acero, sobrelosa de piso reforzada o una combinación de estos métodos.

16.8.2.2 No se permite usar detalles de conexión que dependan solamente de la fricción producida por las cargas gravitacionales.

16.8.2.3 La efectividad de las conexiones para transmitir fuerzas entre elementos debe ser determinada por medio de análisis o de ensayos.

16.8.2.4 Las conexiones se diseñarán de modo que, el grado de restricción que proporcionen, esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen.

16.8.2.5 El diseño de las conexiones debe considerar los efectos estructurales debidos a la restricción de los cambios volumétricos originados por la retracción, el flujo plástico, variación de temperatura y otros efectos ambientales.

16.8.2.6 Cuando el cortante sea la principal carga impuesta, se permite usar las disposiciones del 11.7.

16.8.2.7 Las conexiones que dependan del anclaje al concreto deberán cumplir con 12.6.

SUGERENCIA *Quando se empleen conexiones que dependan del anclaje al concreto se sugiere revisar el capítulo 17 del ACI 318-19.*

16.8.2.8 El diseño de conexiones con componentes múltiples debe considerar las diferencias de rigidez, resistencia y ductilidad de los componentes.

16.8.2.9 En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia del concreto, f'_c , empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.

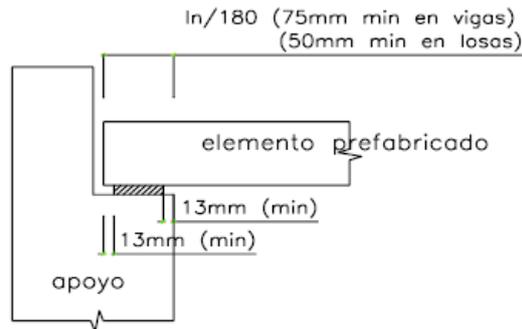
16.8.2.10 El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 420 MPa (4200 kg/cm²) y deberá de anclarse apropiadamente dentro de los miembros a conectar.

16.8.2.11 En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación necesarios para asegurar la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión. Se debe cumplir con lo estipulado en el 7.9.

16.8.2.12 Cuando se diseñe la conexión para trabajar monóticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.

16.8.2.13 Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.

- 16.8.2.14** Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado intencionalmente rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de vaciar la conexión. En el vaciado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.
- 16.8.2.15** Cuando el concreto de las columnas tenga una resistencia diferente a la del concreto de las vigas o losas, se usará en la intersección el concreto que tenga mayor resistencia. La zona en que se use el concreto de mayor resistencia se deberá extender hasta una distancia igual a dos veces el peralte total de la losa a partir del perímetro de la columna.
- 16.8.2.16** Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 *db*.
- 16.8.2.17** Las conexiones de apoyo necesariamente deben emplear almohadillas de apoyo.
- Para las conexiones de apoyo, *Nuc* debe corresponder al 20 por ciento de la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por un factor de carga de 1.7. Sin embargo, no puede exceder *Nuc,max*, donde *Nuc,max* es la máxima fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de cargas de una conexión de apoyo multiplicada por el factor de carga utilizado para cargas vivas combinadas con los efectos de otras cargas mayoradas.
- Si el coeficiente de fricción del material de la almohadilla se obtuvo por medio de ensayos, se puede obtener *Nuc,max* multiplicando la reacción vertical sostenida no mayorada multiplicada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de 1.7.
- 16.8.2.18** Solo se permiten conexiones articuladas de ductilidad limitada en el sistema de muros de ductilidad baja de concreto prefabricado y en el de columnas cantiléver de concreto prefabricado.
- 16.8.2.19** Las conexiones articuladas utilizadas para conectar elementos estructurales sismorresistentes deben ser diseñados como conexiones fuertes que aseguren que, el posible comportamiento no lineal ante sismos de mayores demandas que las consideradas en la E.030 Diseño Sismorresistente, produzcan una incursión dentro del rango no lineal de respuesta en secciones alejadas de la conexión fuerte. *Sn* debe ser 1.4 veces mayor o igual a *Se*.
- SUGERENCIA** *Cuando se empleen componentes de acero en las conexiones articuladas se sugiere revisar el AISC 360-16.*
- 16.8.2.20** Los apoyos simples de elementos prefabricados de piso o techo deben satisfacer 16.8.2.20.1 y 16.8.2.20.2.
- 16.8.2.20.1** El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el apoyado y entre cualquier elemento de apoyo intermedio, no debe exceder la resistencia al aplastamiento de ninguna de las superficies ni del elemento de apoyo. La resistencia al aplastamiento del concreto será la especificada en 10.14.
- 16.8.2.20.2** A menos que se demuestre por medio del análisis o ensayos que el comportamiento no se ve afectado, debe cumplirse con (a) y (b):
- (a) Cada elemento y su sistema de apoyo debe tener dimensiones de diseño seleccionado de manera que, después de considerar las tolerancias, la distancia desde el borde del apoyo al extremo del elemento prefabricado en la dirección de la luz sea al menos $ln/180$, pero no menos que:
- Para losas sólidas o alveolares 50 mm
- Para vigas o elementos en forma de T.....75 mm
- (b) Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes no reforzados deben desplazarse un mínimo de 13 mm desde la cara del apoyo, o al menos la dimensión del chaflán en bordes achaflanados.



16.8.3 Conexiones entre cimentaciones y miembros prefabricados

16.8.3.1 Las disposiciones del 16.8.2 que no sean específicamente excluidas y que no contradigan las disposiciones del 16.8.3.2 y 16.8.3.3, deben aplicarse a las conexiones entre cimentación y miembros prefabricados.

16.8.3.2 Se debe cumplir con el 15.8.1 y 15.8.3 para la transmisión de fuerzas

16.8.3.3 En la base de una columna prefabricada, pedestal o muro, los anclajes deben diseñarse para alcanzar la resistencia de diseño antes que se presente la falla del anclaje o la falla del concreto que los circunda. Las conexiones a la cimentación deben cumplir con 16.7.2.2 ó 16.7.3.5.

16.9 DIAFRAGMAS EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO

16.9.1 Alcance

16.9.1.1 Los requisitos de este capítulo se aplican al diseño de diafragmas no preesforzados y preesforzados, incluyendo los siguientes:

(a) Diafragmas que comprenden una losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos prefabricados, donde la sobrelosa debe reforzarse y sus conexiones deben estar diseñadas y detalladas para proporcionar una transferencia completa de fuerzas a las cuerdas, elementos colectores y al sistema de resistente a las fuerzas laterales.

(b) Diafragmas que comprenden una losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio sobre elementos prefabricados, donde la sobrelosa vaciada en sitio por sí misma debe estar diseñada y detallada para resistir en su plano las fuerzas sísmicas de diseño. Se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

En ambos casos, la superficie del concreto previamente endurecido sobre la cual se coloca la sobrelosa debe estar limpia, libre de lechada y debe hacerse intencionalmente rugosa, según el inciso 11.7.

16.9.1.2 Los diafragmas que forman parte de los sistemas prefabricados de pórticos de ductilidad alta, muros de ductilidad baja, muros de ductilidad media y sistema dual, deben cumplir lo especificado en 16.9.4. para las zonas sísmicas 2, 3 y 4 definidas en Norma de Diseño sísmico E.030.

16.9.2 Generalidades

16.9.2.1 Se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal. El comportamiento como diafragma rígido depende de factores como la rigidez relativa con los elementos verticales, la longitud de los tramos, las relaciones de ancho y largo, conexiones, entre otros.

Podrá ser considerado como diafragma rígido aquel cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto que exhiban una relación de largo a

ancho menor o igual a 3, y que no presenten irregularidades horizontales definidas en la E.030 Diseño Sismorresistente.

16.9.2.2 Los diafragmas, tales como las losas de piso y de cubierta, deben diseñarse para resistir simultáneamente las cargas de gravedad fuera del plano y las fuerzas laterales en el plano para las combinaciones de carga establecidas en 9.2.

16.9.2.3 Los diafragmas y sus conexiones a los elementos estructurales deben diseñarse para transferir las fuerzas entre el diafragma y los elementos estructurales. Se debe cumplir con lo establecido en el acápite 16.5.2.

16.9.2.4 Los diafragmas y sus conexiones deben diseñarse para proveer apoyo lateral a los elementos verticales, horizontales e inclinados.

16.9.2.5 Los diafragmas estructurales deben diseñarse para resistir las cargas laterales provenientes del empuje del suelo o hidrostático.

SUGERENCIA *Diseñar el diafragma según lo indicado en el capítulo 12 del ACI 318-19*

16.9.2.6 El detallado del refuerzo debe realizarse según el capítulo 7.

16.9.2.7 Se debe cumplir con los límites de refuerzo por cambios volumétricos del artículo 9.7

16.9.2.8 El espaciamiento máximo del refuerzo debe cumplir con 9.8

16.9.3 **Espesor del diafragma**

16.9.3.1 Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.

16.9.3.2 Los diafragmas de piso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes del Reglamento para los elementos de piso y de cubierta.

16.9.3.3 Espesor mínimo de los diafragmas:

Las sobrelosas colocadas sobre elementos prefabricados que conforma un diafragma estructural compuesto para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de 50 mm.

Las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65 mm.

16.9.4 **Disposiciones especiales para diafragmas**

16.9.4.1 Las fuerzas de diseño sísmico se deben obtener del análisis para las cargas laterales de acuerdo con las combinaciones de cargas de diseño.

16.9.4.2 **Refuerzo de los Diafragmas**

16.9.4.2.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe ser la especificada en 9.7. En los sistemas de piso y cubierta no preesforzados el espaciamiento del refuerzo en ambos sentidos no debe exceder de lo indicado en 9.7.3. El refuerzo debe cumplir con 21.3.3.1.

Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre corrugado como refuerzo distribuido para resistir el cortante en las sobrelosas colocadas sobre elementos de piso prefabricados, los alambres paralelos a la dirección de los elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de 250 mm.

El refuerzo provisto para la resistencia de cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de cortante y debe estar adecuadamente anclado en los elementos de borde.

16.9.4.2.2 Los tendones adheridos que se usen como refuerzos primarios en cuerdas de diafragmas o elementos colectores deben diseñarse de forma tal que el esfuerzo debido a las fuerzas sísmicas de diseño no exceda de 420 MPa. Se permite que la precompresión producida por los tendones de presfuerzo no adheridos resista fuerzas de diseño del diafragma si se proporciona una trayectoria para la carga sísmica.

16.9.4.2.3 Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0,20 f'c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal a lo largo del elemento, como se indica en 21.6.4.1, 21.6.4.2, 21.6.4.5, 21.6.4.6. Se permite interrumpir el refuerzo transversal especial en donde el esfuerzo a compresión calculado sea menor que $0,15 f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las secciones brutas de los elementos considerados.

Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobre resistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el límite de $0,20 f'c$ debe ser incrementado a $0,50 f'c$ y el límite de $0,15 f'c$ debe ser incrementado a $0,40 f'c$.

16.9.4.2.4 Todo refuerzo continuo en diafragmas, puntales, tensores, cuerdas y elementos colectores debe estar anclado o empalmado para desarrollar su esfuerzo de fluencia en tracción.

16.9.4.2.5 Se requieren empalmes Tipo 2, cuando se usan empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.

16.9.4.3 Resistencia a Flexión de los Diafragmas

16.9.4.3.1 Los diafragmas y porciones de los mismos deben diseñarse a flexión de acuerdo con 10.2 y 10.3 excepto que no se deben aplicar los requerimientos de deformación no lineal de 10.2.2. Deben considerarse los efectos de las aberturas.

16.9.4.4 Resistencia al cortante de los Diafragmas

16.9.4.4.1 La resistencia V_n de un diafragma estructural no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'c} + \rho_t f_y) \quad (16-1)$$

Para una losa no compuesta con sobrelosa vaciada en sitio (ver 21.11.3) A_{cv} se calcula usando el espesor de la sobrelosa solamente. Para una losa compuesta con sobrelosa vaciada en sitio (ver 21.11.2) A_{cv} se calcula por el espesor combinado de los elementos prefabricados y de la sobrelosa y el valor de $f'c$ utilizado para determinar V_n no debe exceder del menor valor entre los elementos prefabricados y la sobrelosa.

ρ_t se refiere al refuerzo distribuido en la losa colocado perpendicularmente al refuerzo por flexión del diafragma.

16.9.4.4.2 La resistencia V_n , por encima de las juntas entre los elementos prefabricados en diafragmas compuestos o no compuestos, debe cumplir con 21.11.7.3.

16.9.4.4.3 Por encima de las juntas entre los elementos prefabricados en diafragmas compuestos o no compuestos, la resistencia V_n no debe exceder de:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (16-2)$$

Donde A_{vf} es el área total del refuerzo de cortante por fricción dentro de la sobrelosa, incluyendo los refuerzos distribuidos y de borde, que esté orientado perpendicularmente a las juntas en el sistema prefabricado.

El coeficiente μ es 1,0 para concreto de peso normal y 0.75 para concreto de peso liviano. Por lo menos la mitad de A_{vf} debe estar distribuida uniformemente a lo largo del plano potencial de cortante. El área mínima del refuerzo de distribución en la sobrelosa de piso debe cumplir con 9.7.

16.9.4.4.4 Por encima de las juntas entre los elementos prefabricados en diafragmas compuestos o no compuestos, la resistencia V_n no debe exceder los límites de 11.7.5 con A_c calculado usando solamente el espesor de la sobrelosa de piso.

16.9.4.5 Elementos de borde de diafragmas estructurales

16.9.4.5.1 Los elementos de borde de los diafragmas estructurales pueden diseñarse de manera simplificada para resistir la suma de las fuerzas axiales amplificadas que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida dividiendo M_u en la sección por la distancia entre los elementos de borde del diafragma en esa sección.

Alternativamente, la resistencia en flexión puede calcularse incluyendo el refuerzo longitudinal en los elementos de borde y el refuerzo distribuido en el alma del diafragma.

16.9.4.5.2 Los empalmes del refuerzo de tracción en las cuerdas y elementos colectores de los diafragmas deben desarrollar f_y . Los empalmes mecánicos y soldados deben ajustarse a lo indicado en 21.3.4 y 21.3.5 respectivamente.

16.9.4.6 Las juntas de construcción deben cumplir con 21.11.9

SUGERENCIA *Diseñar el diafragma según lo indicado en ACI 318-19 - 18.12*

16.10 PÓRTICOS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD BAJA

16.10.1 Alcance

16.10.1.1 Las disposiciones de esta sección aplican a los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad baja que cumplen lo definido en el inciso 16.2 y que conformen el sistema sismorresistente en edificaciones de las categorías C y D ubicadas en la Zona Sísmica 1, definida en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.10.2 Generalidades

16.10.2.1 Se debe cumplir con lo establecido en el artículo 21.3.1.

16.10.2.2 Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior. Las barras inferiores deben tener un área no menor a un cuarto del área máxima de las barras inferiores a lo largo del vano. Estas barras deben estar ancladas para desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.

16.10.2.3 Las columnas que tengan longitudes no soportadas $l_u \leq 5c_1$ deben tener ϕV_n al menos igual al menor de (a) y (b):

(a) El cortante asociado al desarrollo de resistencias a momento nominal de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a la flexión con curvatura inversa. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulta en la mayor resistencia a flexión.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E , con $\Omega_o E$ substituyendo a E , donde Ω_o para un pórtico de concreto prefabricado de ductilidad baja es 3.

16.11 PÓRTICOS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD ALTA

16.11.1 Alcance

16.11.1.2 Las disposiciones de esta sección aplican a los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta que conforman el sistema sismorresistente. Son permitidos sin límite de altura en todas las Zonas Sísmicas de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

16.11.1.3 Las disposiciones de esta sección aplican a los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta que cumplen lo definido en el inciso 16.2.

16.11.2 Generalidades

16.11.2.1 Se deberá cumplir con los requisitos generales del inciso 21.3.

16.11.2.2 El diafragma debe cumplir con 16.9.

16.11.2.3 La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

16.11.3 Conexiones emulativas

16.11.3.1 Las vigas, columnas y nudos deben cumplir los requisitos del 21.5 al 21.7, respectivamente.

16.11.3.2 El refuerzo transversal en los lugares identificados en 21.5.3 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ donde ocurran simultáneamente: la fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 21.5.4.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas; y, la

fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$.

16.11.3.3 El refuerzo transversal en las longitudes l_o definidas en 21.6.4.4, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando ocurran simultáneamente: la fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 21.6.5.1, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_o ; y, la fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

16.11.3.4 Los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta y con conexiones dúctiles deben cumplir con (a) y (b):

(a) V_n para conexiones, calculado de acuerdo con 11.7, debe ser al menos $2V_e$ donde V_e se calcula de acuerdo con 21.5.4.1 ó 21.6.5.1

(b) Los empalmes mecánicos del refuerzo de las vigas deben ubicarse a no menos de $h/2$ de la cara del nudo y deben cumplir con 16.11.2.1

16.11.3.5 Los pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta y con conexiones fuertes deben cumplir con (a) hasta (e):

(a) Los requisitos de 21.5.1.2 aplican a los segmentos entre las zonas donde se pretende que la fluencia por flexión ocurra debido a los desplazamientos de diseño;

(b) La resistencia de diseño de la conexión fuerte, ϕS_n , no debe ser menor que S_e ;

(c) El refuerzo longitudinal principal debe ser continuo a lo largo de las conexiones y debe desarrollarse fuera, tanto de la conexión fuerte como de la región de la articulación plástica;

(d) En conexiones columna-columna, ϕS_n debe ser al menos $1.4S_e$, ϕM_n debe ser al menos $0.4M_{pr}$ para la columna dentro de la altura del piso, y ϕV_n debe ser al menos V_e calculado de acuerdo con 21.6.5.1.

16.11.4 Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta con conexiones no contempladas en los acápites anteriores de esta norma serán considerados como sistemas no convencionales según el 1.3.

SUGERENCIA *El ACI 374.1 y ACI 550.3 describe el procedimiento para ensayar pórticos resistentes a momento con conexiones que no siguen lo indicado en el presente capítulo.*

16.12 SISTEMA DE COLUMNAS CANTILEVER DE CONCRETO PREFABRICADO

16.12.1 Alcance

16.12.1.1 Las disposiciones de esta sección son específicamente para naves industriales compuestas por columnas en voladizo.

16.12.1.2 Las disposiciones de esta sección aplican a los sistemas de columnas cantiléver de concreto prefabricado que cumplen lo definido en el inciso 16.2.

16.12.1.3 Se permite el uso de este sistema con un límite de altura de 10.5 m.

16.12.2 Generalidades

16.12.2.1 Las columnas deben diseñarse como las de un sistema de Pórticos de Concreto Prefabricado de Ductilidad Alta.

16.12.2.2 La resistencia axial requerida de los elementos individuales de la columna en voladizo, considerando solo las combinaciones de carga que incluyen efectos de carga sísmica, no debe exceder el 15% de la resistencia axial disponible, incluidos los efectos de esbeltez. Los cimientos y otros elementos utilizados para proporcionar resistencia al vuelco en la base de los elementos de la columna en voladizo deben diseñarse para resistir los efectos de la carga sísmica, incluida la sobrerresistencia.

SUGERENCIA *Las naves con un sistema de arriostramiento continuo de techo en planta conectado a las columnas en su nivel superior permiten distribuir las fuerzas de*

inercia por sismo entre las columnas de diferente rigidez y proveer redundancia estructural. Además, pueden ser útiles para controlar la deformación lateral y el volcamiento de las vigas ante fuerzas sísmicas. Para lograr esto, se sugiere seguir lo indicado en el inciso 9.3 de la NCh2369 del 2003.

16.12.2.3 Las vigas se deben apoyar lateralmente para evitar su volcamiento debido a la acción de las costaneras o vigas secundarias. Con este propósito se deben proporcionar arriostramientos laterales a las vigas portantes.

16.12.2.4 No se acepta que las planchas de cubierta que no sean de concreto proporcionen el arriostramiento lateral a ningún elemento.

16.12.2.5 El extremo superior de las columnas se debe conectar con vigas puntales en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales.

16.13 MUROS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD BAJA

16.13.1 Alcance

16.13.1.1 Las disposiciones de esta sección aplican a los muros de concreto prefabricado de ductilidad baja que conformen el sistema sismorresistente en edificaciones. Son permitidos sin límite de altura en la Zona Sísmica 1 en las categorías de edificaciones C y D definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente si utilizan conexiones emulativas. En los demás casos es permitido con un límite de altura de 12 m.

16.13.1.2 Las disposiciones de esta sección aplican a los muros de concreto prefabricado de ductilidad baja que cumplen lo definido en el inciso 16.2.

16.13.2 Generalidades

16.13.2.1 Se deberá cumplir con los requisitos generales del inciso 21.3

16.13.2.2 En las conexiones entre muro-muro o muro-cimentación se debe restringir la fluencia en elementos de acero o en el refuerzo.

16.13.2.3 En los elementos de la conexión que no han sido diseñados para fluir, la resistencia requerida debe basarse en 1.5Sy de la porción de la conexión que fluye.

16.13.2.4 Si se utilizan conexiones articuladas, solo se acepta un sistema sismorresistente constituido exclusivamente por muros de ductilidad baja conectados con conexiones articuladas fuertes. El uso de este tipo de conexiones solo está permitido para edificaciones industriales.

16.14 MUROS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD MEDIA

16.14.1 Alcance

16.14.1.1 Las disposiciones de esta sección aplican a los muros de concretos prefabricado de ductilidad media que conformen el sistema sismorresistente en edificaciones. Son permitidos sin límite de altura en la Zona Sísmica 1 en las categorías de edificaciones C y D definidas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente. En los demás casos es permitido con un límite de altura de 30 m

16.14.1.2 Las disposiciones de esta sección aplican a los muros de concreto prefabricado de ductilidad media que cumplen lo definido en el inciso 16.2.

16.14.2 Generalidades

16.14.2.1 Deberán ser muros estructurales emulativos que cumplan con el capítulo de la 21.9 y lo correspondiente a muros de concreto prefabricado de ductilidad baja, 16.13. Las vigas y columnas de este sistema deben cumplir lo indicado en la 21.4.

16.14.2.2 Muros de concreto prefabricado de ductilidad media que no cumplan con 16.14.2.1 serán considerados como sistemas no convencionales según el 1.3.

16.15 CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCIÓN

16.15.1 Elementos embebidos después de la colocación del concreto

16.15.1.1 Cuando lo apruebe el proyectista, se permite que los elementos embebidos (como espigas – dowels – o insertos) que sobresalgan del concreto o que queden

expuestos para inspección sean embebidos mientras el concreto está en estado plástico, siempre que se cumpla con 16.15.1.2, 16.15.1.3 y 16.15.1.4.

16.15.1.2 No se requiera que los elementos embebidos sean enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto.

16.15.1.3 Los elementos embebidos sean mantenidos en la posición correcta mientras el concreto está en estado plástico.

16.15.1.4 El concreto sea compactado adecuadamente alrededor de los elementos embebidos.

16.15.2 Marcas e identificación

16.15.2.1 Todo elemento prefabricado debe ser marcado para indicar su ubicación y orientación en la estructura y su fecha de fabricación.

16.15.2.2 Las marcas de identificación deben corresponder con las de los planos de montaje.

16.15.3 Manipulación

16.15.3.1 El diseño de los elementos debe considerar las fuerzas y distorsiones que ocurren durante el curado, desencofrado, almacenamiento y montaje, de manera que los elementos prefabricados no sufran sobreesfuerzos o daños.

16.15.3.2 Las estructuras y elementos prefabricados deben estar adecuadamente apoyados y arriostrados durante el montaje para asegurar el adecuado alineamiento e integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

16.16 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

16.16.1 Se permite que un elemento prefabricado que se transforma en uno compuesto mediante concreto colocado en sitio, sea ensayado como un elemento prefabricado aislado en flexión de acuerdo con 16.16.1.1 y 16.16.1.2.

16.16.1.1 Las cargas de ensayo deben ser aplicadas sólo cuando los cálculos indiquen que para el elemento prefabricado aislado no es crítica la compresión o el pandeo.

16.16.1.2 La carga de ensayo debe ser la carga que, cuando se aplica al elemento prefabricado aislado, induce las mismas fuerzas totales en el refuerzo de tracción que las que se inducirían al cargar el elemento compuesto con las cargas de ensayo requeridas por 20.3.2.

16.16.2 Las disposiciones de 20.5 deben ser la base para la aceptación o rechazo de los elementos prefabricados.

ANEXO B: REFERENCIAS DE LOS ARTÍCULOS PROPUESTOS

Con la finalidad de facilitar las fuentes de cada artículo normativo de la propuesta para su revisión individual, se elaboró este anexo. Se trata de una tabla en la cual cada fila refiere a un artículo normativo de la propuesta, donde se coloca su numeración para identificarlo y la descripción de su origen. De esta forma, se señala si el artículo fue tomado directamente, adaptado con cierta modificación o referenciado a alguno de los códigos normativos utilizados.

Numeral	Fuentes
16.1	NOTACIONES
<i>Ag</i>	Tomado de E.060 2009
<i>c1</i>	Tomado de E.060 2009
<i>db</i>	Tomado de E.060 2009
<i>E</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>fy</i>	Tomado de E.060 2009
<i>f'c</i>	Tomado de E.060 2009
<i>In</i>	Tomado de E.060 2009
<i>lu</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>lw</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Mn</i>	Tomado de E.060 2009
<i>Mpr</i>	Tomado de E.060 2009
<i>Nuc</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Nuc,max</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Se</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Sn</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Sy</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Vc</i>	Tomado de E.060 2009
<i>Ve</i>	Tomado de ACI 318-19
<i>Vu</i>	Tomado de E.060 2009
<i>Vn</i>	Tomado de E.060 2009
ϕ	Tomado de E.060 2009
$\Omega 0$	Tomado de ACI 318-19
16.2	DEFINICIONES
Edificación industrial	Tomado del Anteproyecto NCh 2369 del año 2017
Concreto prefabricado	Tomado de ACI 318-19
Pórtico de concreto prefabricado de ductilidad baja	Adaptado de ACI 318-19
Pórticos de concreto prefabricado de ductilidad alta	Adaptado de ACI 318-19
Sistema de columnas cantilever	Adaptado de NTC-DCEC y ASCE 7/16
Muro de concreto prefabricado de ductilidad baja	Adaptado de ACI 318-19

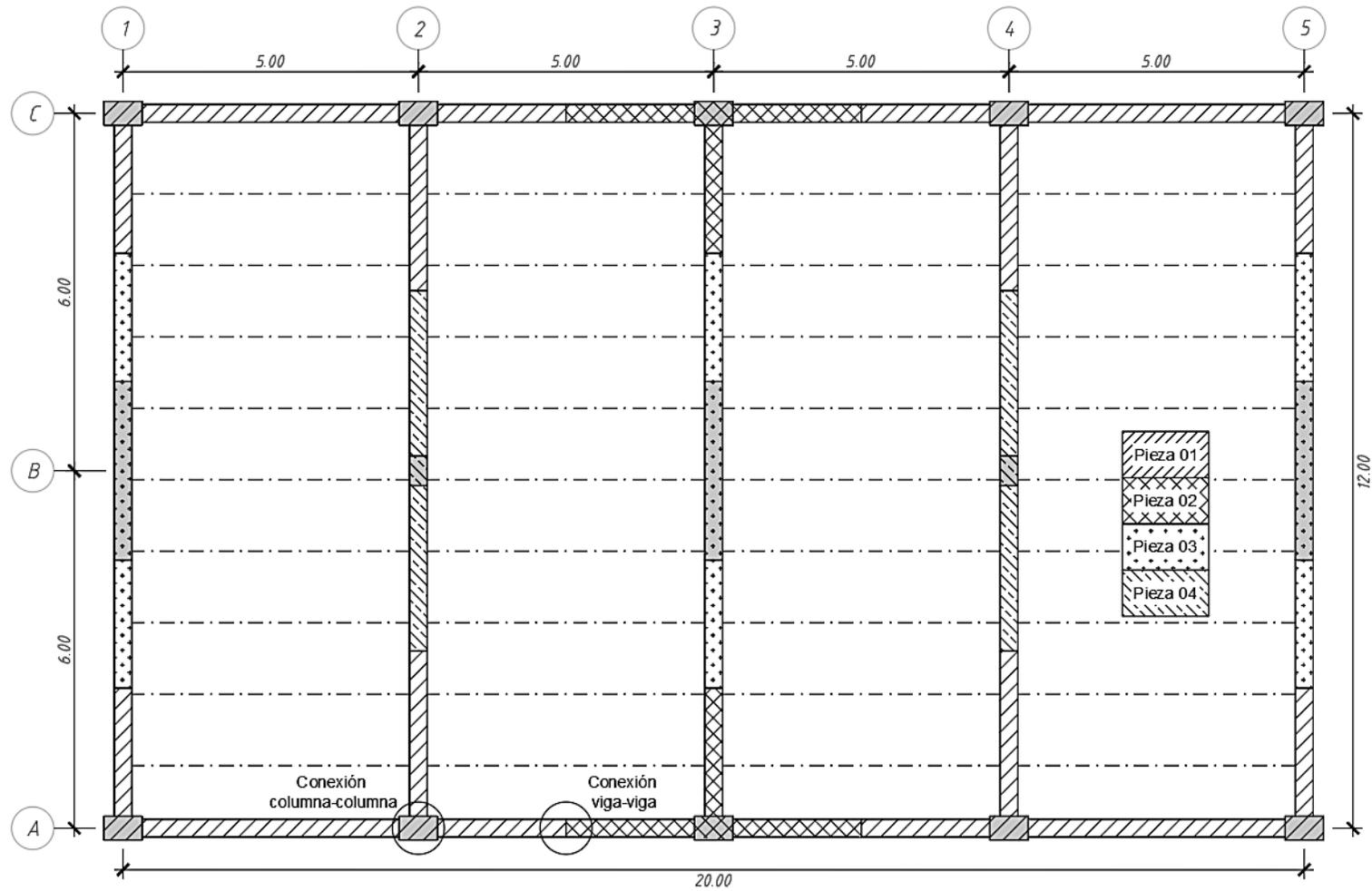
Muro de concreto prefabricado de ductilidad media	Adaptado de ACI 318-19
Sistema dual de pórticos y muros de concreto prefabricado	Fuente propia
Conexión	Adaptado de ACI 318-19
Conexión emulativa	Adaptado de ACI 318-19 y NCh 2369
Conexión articulada	Fuente propia
Conexión dúctil	Adaptado de ACI 318-19
Conexión fuerte	Adaptado de ACI 318-19
16.3	ALCANCE
16.3.1	Tomado de E.060 2009 - 16.1.1
16.3.2	Adaptado de E.060 2009 - 16.1.2
16.4	GENERALIDADES
16.4.1	Tomado de E.060 2009 - 16.2.1
16.4.2	Tomado de E.060 2009 - 16.2.2
16.4.3	Adaptado de E.060 2009 - 16.2.3 y E.060 2019 (Propuesta) - 16.6.1.4
16.4.4	Tomado de E.060 2009 - 16.2.4
16.4.5	Referenciado a E.060 2009 – 9.3
16.5	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS ENTRE ELEMENTOS
16.5.1	Tomado de E.060 2009 - 16.3.1
16.5.2	Tomado de E.060 2019 (Propuesta) - 16.3.2
16.5.3	Tomado de E.060 2009 - 16.3.2.1
16.5.4	Tomado de E.060 2009 - 16.3.2.2
16.6	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS
16.6.1	Tomado de E.060 2009 - 16.4.1
16.6.2	Referenciado a E.060 2009 - 7.7.3
16.6.3	Tomado de E060 2009 - 16.6.2.3
16.6.4	Adaptado de ACI 318-19 - 10.7.6.1.6
16.6.5	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 16.4.2
16.6.6	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 16.4.2
16.6.7	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 16.4.2
16.6.8	Adaptado de NTC-DCEC - 7.1.2
16.6.9	Referenciado a E.060 2009 - 11.9
16.6.10	Referenciado a E060 2009 – 21.12
16.6.11	Referenciado a E060 2009 – 21.3
	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL
16.7.1	Tomado de NTC-DCEC - 7.1.2 y con E060 2009 - 7.13.3 y 16.5.1.1
16.7.2	Tomado de E.060 2009 - 16.5.1
16.7.2.1	Tomado de E.060 2009 - 16.5.1.2
16.7.2.2	Tomado de E 060 2019 (Propuesta) - 16.5.1.3
16.7.3	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2
16.7.3.1	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2.1
16.7.3.2	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2.2
16.7.3.3	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2.3
16.7.3.4	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2.4
16.7.3.5	Tomado de E.060 2009 - 16.5.2.5
16.8	DISEÑO DE CONEXIONES

16.8.1	-
16.8.1.1	Adaptado de ACI 318-19- 16.1.1
16.8.2	-
16.8.2.1	Tomado de E060 2009 y adaptado del ACI 318-19 - 16.2.1.1
16.8.2.2	Tomado de E060 2009 - 16.6.1.2
16.8.2.3	Tomado de E060 2009 - 16.6.1.1
16.8.2.4	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4
16.8.2.5	Tomado de E060 2009 - 16.6.1.5
16.8.2.6	Tomado de E060 2009 - 16.6.1.1
16.8.2.7	Referenciado a E.060 2009 - 12.6
SUGERENCIA	Referenciado a ACI 318-19 - Capítulo 17
16.8.2.8	Tomado de E.60 - 2019 (Propuesta) - 16.6.1.3
16.8.2.9	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 b)
16.8.2.10	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 c)
16.8.2.11	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 d)
16.8.2.12	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 g)
16.8.2.13	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 l)
16.8.2.14	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.4 j)
16.8.2.15	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.7.2
16.8.2.16	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 8.7.3
16.8.2.17	Adaptado de ACI 318-19 - 16.2.2.3 y 16.2.2.4
16.8.2.18	Fuente propia
16.8.2.19	Adaptado de NCh 2369 9.2.1 (d)
SUGERENCIA	Referenciado al AISC 360-16
16.8.2.20	Tomado de E060 2009 - 16.6.2
16.8.2.20.1	Tomado de E060 2009 - 16.6.2.1
16.8.2.20.2	Tomado de E060 2009 - 16.6.2.2
16.8.3	-
16.8.3.1	Fuente propia
16.8.3.2	Referenciado a E.060 2009 - 15.8.1 y 15.8.3
16.8.3.3	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 16.6.1.6
16.9	DIAFRAGMAS EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO
16.9.1	-
16.9.1.1	Adaptado de ACI 318-19 - 12.1.1 con E060 2009 - 21.11.2 y 21.11.3. Incluye NTC-DCEC 2017 - 7.5.5.
16.9.1.2	Adaptado de E060 2019 (Propuesta) - 8.13.5
16.9.2	-
16.9.2.1	Tomado de NTC-DCEC 2017 - 7.5.5, tomado del ASCE/SEI 7-16 12.3.1.2, referenciado de NERHP No. 13 (2017).
16.9.2.2	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 8.13.1
16.9.2.3	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 8.13.2 y referido a E060 2019 - 16.3.2
16.9.2.4	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 8.13.3
16.9.2.5	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 8.13.4
SUGERENCIA	Referenciado a ACI 318-19 – Capítulo 12
16.9.2.6	Adaptado de ACI 318-19 - 12.7 con E060 2009 - Capítulo 7
16.9.2.7	Adaptado de ACI 318-19 - 12.6 con E060 2009 - 9.7
16.9.2.8	Referenciado a E060 2009 - 9.8
16.9.3	-

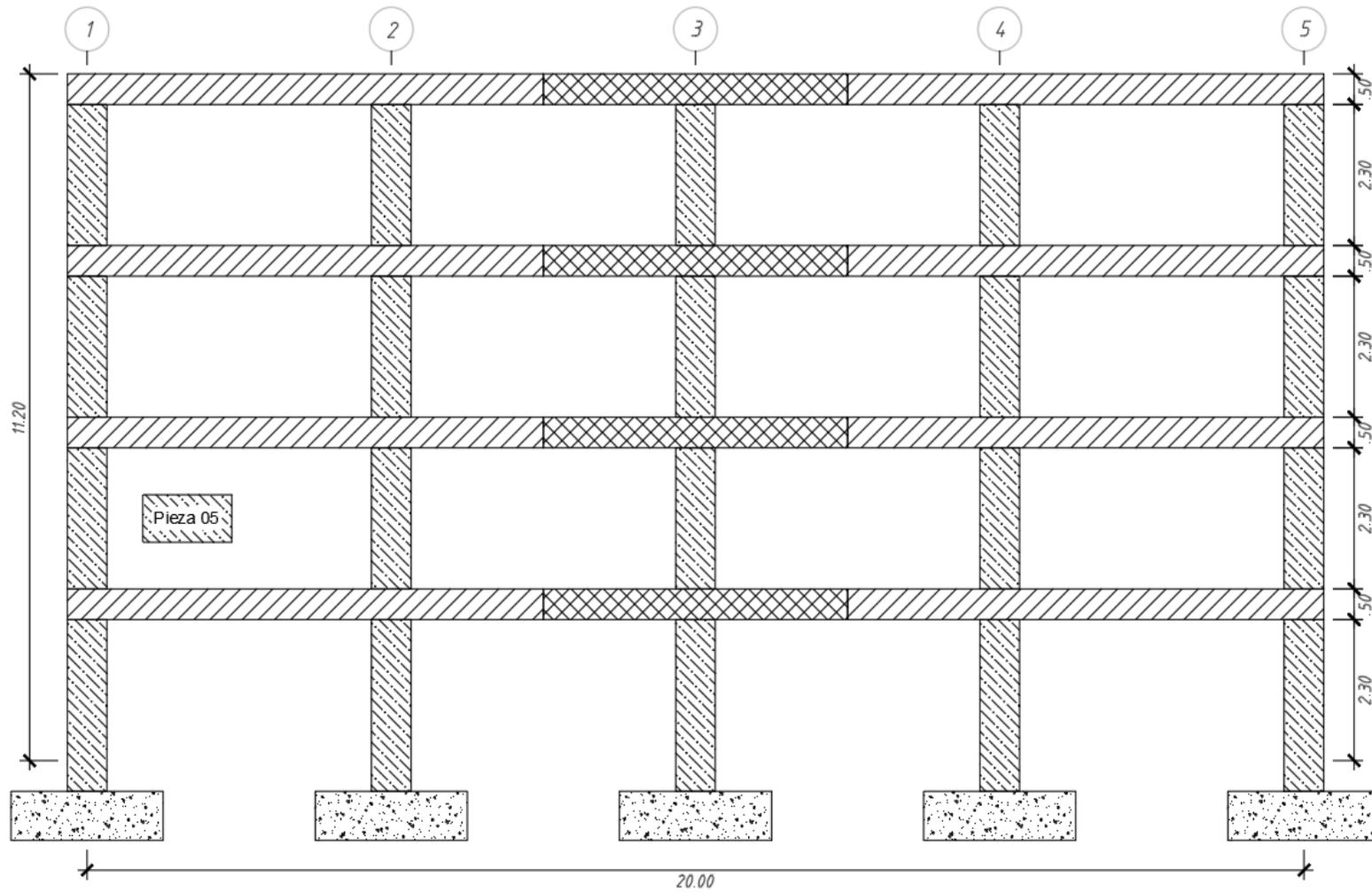
16.9.3.1	Tomado de ACI 318-19 - 12.3.1.1
16.9.3.2	Tomado de ACI 318-19 - 12.3.1.12
16.9.3.3	Adaptado de E060 2009 - 21.11.4
16.9.4	-
16.9.4.1	Tomado de E060 2009 - 21.11.6
16.9.4.2	-
16.9.4.2.1	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.5.1
16.9.4.2.2	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.5.2
16.9.4.2.3	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.5.3
16.9.4.2.4	Tomado de E060 2009 - 21.11.5.4
16.9.4.2.5	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.5.5
16.9.4.3	-
16.9.4.3.1	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.6
16.9.4.4	-
16.9.4.4.1	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.7.1
16.9.4.4.2	Referenciado a E060 2009 - 21.11.7.2
16.9.4.4.3	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.7.3
16.9.4.4.4	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.7.4
16.9.4.5	-
16.9.4.5.1	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.8.1
16.9.4.5.2	Tomado de E060 2019 (Propuesta) - 21.11.8.2
16.9.4.6	Referenciado E060 2009 - 21.11.9
SUGERENCIA	Referenciado a ACI 318-19 - 18.12
16.10	PÓRTICOS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD BAJA
16.10.1	-
16.10.1.1	Adaptado de ACI 318-19 - 18.3.1.1
16.10.2	-
16.10.2.1	Adaptado de ACI 318-19 - 18.2.1.2
16.10.2.2	Tomado de ACI 318-19 - 18.3.2
16.10.2.3	Tomado de ACI 318-19 - 18.3.3
16.11	PÓRTICOS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD ALTA
16.11.1	-
16.11.1.2	Fuente propia
16.11.1.3	Fuente propia
16.11.2	-
16.11.2.1	Referenciado a E060 2009 - 21.3
16.11.2.2	Fuente propia
16.11.2.3	Tomado de ACI 318-19 - 18.8.2.4
16.11.3	-
16.11.3.1	Adaptado del ACI 318-19 - 18.9.2.1 y 18.9.2.2, y referenciado a E060 2009 – 21.5 al 21.7
16.11.3.2	Adaptado de ACI 318-19 - 18.6.5.2
16.11.3.3	Adaptado de ACI 318-19 - 18.7.6.2.1
16.11.3.4	Adaptado de ACI 318-19 - 18.9.2.1
16.11.3.5	Adaptado de ACI 318-19 - 18.9.2.2
16.11.4	Tomado de ACI 318-19 - 18.9.2.3
SUGERENCIA	Referenciado a ACI 318-19 - 18.9.2.3
16.12	SISTEMA DE COLUMNAS CANTILEVER DE CONCRETO PREFABRICADO

16.12.1	-
16.12.1.1	Adaptado de NCh2369 - 9.3.1
16.12.1.2	Fuente propia
16.12.1.3	-
16.12.2	-
16.12.2.1	Tomado de ASCE7-16 – Tabla 12.2-1
16.12.2.2	Tomado de ASCE7-16 - 12.2.5.2
SUGERENCIA	Adaptado del anteproyecto de Nch2369 2017 - 9.3.2
16.12.2.3	Tomado de NCh2369 - 9.3.7
16.12.2.4	Tomado de NCh2369 - 9.3.8
16.12.2.5	Tomado de NCh2369 - 9.3.9
16.13	MUROS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD BAJA
16.13.1	-
16.13.1.1	Adaptado del ACI 318-19 - 18.5.1.1
16.13.1.2	Fuente propia
16.13.2	-
16.13.2.1	Referenciado a E060 2009 - 21.3
16.13.2.2	Tomado del ACI 318-19 - 18.5.2.1
16.13.2.3	Tomado del ACI 318-19 - 18.5.2.2
16.13.2.4	Fuente propia
16.14	MUROS DE CONCRETO PREFABRICADO DE DUCTILIDAD MEDIA
16.14.1	-
16.14.1.1	Adaptado del ASCE7-16 - Tabla 12.2.1
16.14.1.2	Fuente propia
16.14.2	-
16.14.2.1	Fuente propia
16.14.2.2	Adaptado de ACI 318-19 - 18.11.2.1
16.15	CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCIÓN
16.15.1	Tomado de E060 2009 - 16.7
16.15.1.1	Tomado de E060 2009 - 16.7.1
16.15.1.2	Tomado de E060 2009 - 16.7.1.1
16.15.1.3	Tomado de E060 2009 - 16.7.1.2
16.15.1.4	Tomado de E060 2009 - 16.7.1.3
16.15.2	Tomado de E060 2009 - 16.8
16.15.2.1	Tomado de E060 2009 - 16.8.1
16.15.2.2	Tomado de E060 2009 - 16.8.2
16.15.3	Tomado de E060 2009 - 16.9
16.15.3.1	Tomado de E060 2009 - 16.9.1
16.15.3.2	Tomado de E060 2009 - 16.9.2
16.16	EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS
16.16.1	Tomado de E060 2009 - 16.10.1
16.16.1.1	Tomado de E060 2009 - 16.10.2
16.16.1.2	Tomado de E060 2009 - 16.10.3
16.16.2	Tomado de E060 2009 - 16.10.4

ANEXO C: MODULACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO



Vista en planta de la modulación de vigas de concreto prefabricado



Elevación del eje A, modulación de columnas y vigas de concreto prefabricado