

# MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

**TRABAJO FIN DE MÁSTER**  
**CURSO ACADÉMICO 2019/2020**

**ANÁLISIS DE DAÑOS POR TERREMOTOS EN  
ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN**

**Autor/a:** Edwin R. Mendieta Yunga

**Tutor/a:** Juan J. Moragues Terrades

**Cotutor/a:** Pedro Calderón García

Valencia, julio de 2020

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA  
CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL**

**UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA**

## **Dedicatoria**

*A mis padres José y Rosa, por su apoyo incondicional en mi vida personal y profesional.*

*A mis hermanos Mariuxi y Michael, que siempre han sido mi compañía y mi soporte en el recorrido de mi sendero.*

# Agradecimiento

*Extendiendo mi agradecimiento al Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil, a los catedráticos, que pusieron sus conocimientos en mis manos y supieron impartir su sabiduría, colaborando en forma decisiva en la formación personal y profesional de grandes estudiantes.*

*De manera especial mi reconocimiento y gratitud a Juan J. Moragues Terrades y Pedro Calderón García, tutor y cotutor respectivamente del Trabajo Fin de Máster, quienes pusieron en disposición todo el tiempo y paciencia en el desarrollo del documento.*

# Resumen

Durante las últimas décadas el incremento de construcciones con elementos de hormigón prefabricado mediante sistemas marcos o tipo esqueleto han sido muy significativo, pero a la vez estas estructuras estuvieron expuestas frente a los terremotos que azotaron al planeta durante estos últimos años. Este trabajo se realizó en base a los artículos que han enfocado sus investigaciones a estudiar daños en estructuras prefabricadas causadas por terremotos en varias regiones y países.

El objetivo de este trabajo es realizar una evaluación de las estructuras prefabricadas de hormigón, ver los tipos de daños, saber la causa y además identificar posibles factores que ayudaron a la falla durante los terremotos que acontecieron, donde los momentos sísmicos fueron significativos ( $M_w > 5$ ), presentando en las estructuras daños graves en cierto casos y buen rendimiento en otros.

Para analizar los efectos producidos por los terremotos en estructuras construidas con elementos prefabricados, se consultó y recopiló información relacionada a daños en estructuras de hormigón prefabricada, adquiriendo una importante base de datos en la que se contempla los aspectos sísmicos como las magnitudes y las aceleraciones máximas generadas en el suelo (PGA), también se agrupó las estructuras y fallas dependiendo de su tipología y por la zona de falla respectivamente.

La evaluación determinó niveles sísmicos superiores a los de diseño en la mayoría de las zonas, donde las estructuras prefabricadas construidas mediante conexiones de fricción, sistema no recomendado para zonas sísmicas, presentaron daños graves como era de esperarse. En otras regiones los elementos estructurales de las edificaciones fueron empalmados con el uso de conexiones secas que en algunos casos presentaron daños por dispositivos o sistemas de enlaces mal diseñados o inapropiados. La mayoría de las estructuras que utilizaron conexiones húmedas para la unión de los elementos prefabricados tuvieron un buen rendimiento. En general, todo el problema se relaciona con los soportes o uniones entre elementos prefabricados los cuales presentaron incompatibilidades y una falta de diseño.

Las estructuras construidas con piezas prefabricadas de hormigón, han demostrado una debilidad en las conexiones entre sus elementos ya que, muchas de éstas, fueron diseñadas únicamente para soportar su peso propio, carga muerta y acciones horizontales como el viento y sin considerar acciones sísmicas, ya que así lo permitía los códigos de construcción en la región. Por otro parte, las estructuras diseñadas para zonas sísmicas se comportaron como se esperaba, algunas de las estructuras se vieron afectadas en un mayor grado de daño debido a que fueron superadas por terremotos mucho más intensos de lo esperado. En general, se puede decir que el problema detectado en la mayor parte de los daños registrados proviene de deformaciones no consideradas apropiadamente en el diseño ante solicitaciones sísmicas. Así mismo, los códigos de construcción vigente para este tipo de estructuras deben modificarse y que permitan interpretar claramente los requerimientos que impone, y cambios asociados al comportamiento que tuvieron elementos estructurales frente al sismo.

## Palabras claves

*Hormigón, prefabricado, terremoto, daños*

## Abstract

During the last decades, the increase in constructions with precast concrete elements using framework or skeleton-type systems have been very significant, but at the same time these structures were exposed to earthquakes that hit the planet in recent years. This work was carried out based on articles that have focused their research on studying damage to prefabricated structures caused by earthquakes in many regions and countries.

The goal of this work is to carry out an evaluation of precast concrete structures, look at the types of damage, know the cause and also identify possible factors that helped failure during the earthquakes that took place, where seismic bending moments were significant ( $M_w > 5$ ), causing serious damages at the structures in certain cases and good performance in others.

In order to analyze the effects of earthquakes on structures built with precast elements, information related to damage to precast concrete structures was consulted and collected, managing to create a very important database that includes seismic aspects such as magnitudes and maximum accelerations generated on soil (PGA), the structures and faults were also grouped depending on their typology and by the fault zone respectively.

The evaluation determined seismic levels higher than those of design in most of the zones, where the prefabricated structures built by means of friction connections, a system not recommended for seismic zones, presented serious damages as expected. In other regions, the structural elements of the buildings were spliced with the use of dry connections that in some cases had damage due to poorly designed or inappropriate devices or link systems. Most of the structures that used wet connections to join the precast elements performed well. In general, the whole problem is related to the supports or unions between prefabricated elements which presented incompatibilities and a lack of design.

Structures built with precast concrete pieces, have shown a weakness in the connections or joints between elements, many of the structures that presented damage were designed only to withstand their own weight, dead load and horizontal actions such as wind, but not considering seismic actions, as allowed by building codes in the region. On the other hand, the structures designed for seismic zones behaved as expected, some of the structures were affected to a greater degree of damage because they were hit by much more intense earthquakes than expected. In general, the problem detected in most of registered damage comes from deformations related with seismic stresses not properly considered on design. Likewise, the current building codes for this type of structure must be modified and allow for a clear interpretation of the requirements they impose, and changes associated with the behavior of structural elements against earthquake.

### Keywords

*Concrete, precast, earthquake, damage*

# Índice de Contenido

<b>1. Introducción</b> .....	<b>10</b>
1.1. Objetivos.....	10
1.2. Metodología .....	10
<b>2. Sistema Estructural</b> .....	<b>11</b>
2.1. Sistemas estructurales de una planta.....	11
2.1.1. Marcos de una planta .....	11
2.1.2. Marcos de una planta con forjado intermedio.....	11
2.1.3. Marcos de una planta con alturas variables.....	12
2.1.4. Cubiertas .....	12
2.1.5. Conexión Cubierta – Viga.....	15
2.1.6. Conexión Viga – Pilar.....	15
2.1.7. Conexión Pilar – Base.....	17
2.1.8. Conexión Pared – Estructura .....	18
2.2. Sistemas estructurales de varias plantas .....	19
2.2.1. Sistemas de marcos mediante vigas y pilares.....	20
2.2.2. Sistema de marcos mediante elementos con formas espaciales .....	20
2.2.3. Forjados.....	21
2.2.4. Conexión forjado – viga .....	22
2.2.5. Conexión viga – pilar .....	22
2.2.6. Conexiones especiales .....	25
<b>3. Daños registrados</b> .....	<b>26</b>
3.1. Estructuras de una sola planta.....	26
3.1.1. Marcos con conexiones por fricción .....	27
3.1.2. Marcos con conexiones secas .....	50
3.1.3. Marcos con conexiones húmedas .....	72
3.2. Estructuras de varias plantas .....	72
3.2.1. Estructuras con marcos mediante conexiones secas.....	72
3.2.2. Marcos con conexiones húmedas .....	75
<b>4. Análisis</b> .....	<b>83</b>
4.1. Sismos y códigos.....	83

4.2.	Análisis estructural .....	86
4.2.1.	Conexiones por fricción.....	88
4.2.2.	Conexiones secas .....	89
4.2.3.	Conexiones húmedas .....	90
<b>5.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>92</b>
	<b>Bibliografía.....</b>	<b>92</b>

## Índice de Ilustraciones

<b>Ilustración 1.</b> Marcos de una planta .....	11
<b>Ilustración 2.</b> Marcos estructurales de una planta con forjado intermedio .....	11
<b>Ilustración 3.</b> Marcos de una planta con alturas variables .....	12
<b>Ilustración 4.</b> Esquema de cubierta mediante el uso de correas o vigas secundarias .....	12
<b>Ilustración 5.</b> Esquema de cubierta apoyada directamente sobre las vigas principales .....	13
<b>Ilustración 6.</b> Cubierta de doble pendiente con losas doble T .....	13
<b>Ilustración 7.</b> Techo plano continuo con losas doble T .....	13
<b>Ilustración 8.</b> Techo plano discontinuo .....	14
<b>Ilustración 9.</b> Cubiertas de diente de sierra: (a) vigas inclinadas; (b) portal de rodilla .....	14
<b>Ilustración 10.</b> Losas doble T con capa extra para rigidizar del plano .....	14
<b>Ilustración 11.</b> Conexión seca viga – cubierta .....	15
<b>Ilustración 12.</b> Conexiones por fricción: a) con apoyo en ménsula; b) con horquillas u orejetas en el soporte .....	15
<b>Ilustración 13.</b> Conexión seca lateral entre viga – pilar con horquilla en el pilar .....	16
<b>Ilustración 14.</b> Conexión seca intermedia entre vigas – pilar .....	16
<b>Ilustración 15.</b> Conexión seca viga – pilar, con platinas soldadas .....	16
<b>Ilustración 16.</b> Conexión húmeda viga – pilar .....	17
<b>Ilustración 17.</b> Conexión pilar – base con cajeado por cáliz liso .....	17
<b>Ilustración 18.</b> Conexión pilar – base con cajeado por cáliz rugoso .....	17
<b>Ilustración 19.</b> Conexión pilar – base con barras salientes o unión con vainas .....	18
<b>Ilustración 20.</b> Conexión con barras roscadas de espera en la base, con: a) pernos en extremo pilar b) placa extremo pilar .....	18
<b>Ilustración 21.</b> Paneles verticales de revestimiento de pared .....	18
<b>Ilustración 22.</b> Conexión viga – panel mediante perfiles y conectores metálicos .....	19
<b>Ilustración 23.</b> Paneles horizontales y conexiones con perfiles y conectores metálicos .....	19

<b>Ilustración 24.</b> a) Esquema estructural de un sistema de marco articulado, b) esquema estructural de un sistema resistente a momento .....	20
<b>Ilustración 25.</b> Marcos de varias plantas.....	20
<b>Ilustración 26.</b> Elementos especiales de hormigón armado para marcos resistentes al momento. ..	21
<b>Ilustración 27.</b> Secciones compuestas de elementos de piso: a) elemento de núcleo hueco, b) elemento de doble T c) piso compuesto de piso – placa .....	21
<b>Ilustración 28.</b> Sistemas de piso típicos, a) sistema de piso de núcleo hueco, b) sistema de piso de doble T.....	22
<b>Ilustración 29.</b> Tipos de conexiones entre placas con núcleos huecos y vigas. ....	22
<b>Ilustración 30.</b> Conexión articulada viga – pilar.....	23
<b>Ilustración 31.</b> varios tipos de conexiones viga – pilar .....	23
<b>Ilustración 32.</b> Conexión de viga a columna con placa de acero móvil oculta, desarrollada por Spenncon AS Hønefoss .....	24
<b>Ilustración 33.</b> Conexión viga pilar con hormigonado in situ (conexión húmeda). ....	24
<b>Ilustración 34.</b> Conexiones con dispositivos mecánicos con: a) Soldaduras de perfiles b) con cordón recto postensado .....	24
<b>Ilustración 35.</b> Conexiones especiales viga – pilar. ....	25
<b>Ilustración 36.</b> Espectro de respuesta y diseño, Wenchuan – China 2008 .....	83
<b>Ilustración 37.</b> Espectro de respuesta y diseño, Christchurch – Nueva Zelanda 2011.....	83
<b>Ilustración 38.</b> Espectro de respuesta y diseño, L`Aquila – Italia 2009 .....	84
<b>Ilustración 39.</b> Espectro de respuesta y diseño, Maule – Chile 2010.....	84
<b>Ilustración 40.</b> Mapa de peligrosidad sísmica de Italia (2006). ....	85
<b>Ilustración 41.</b> Espectro de respuesta y diseño, Van – Turquía 2011 .....	85

# 1. Introducción

## 1.1. Objetivos

Alrededor del mundo se ha hecho uso de estructuras prefabricadas de hormigón y así mismo en cada país y región tienen sus niveles de sismicidad que es un punto primordial en el diseño de las estructuras. Durante las últimas décadas el uso de elementos prefabricados de hormigón es más habitual y siempre mejorando en todos sus aspectos como es la capacidad de ser diseñadas sísmicamente pero cada vez que se presenta un movimiento telúrico de medio o alto impacto dichas estructuras se ponen a prueba. Es por esta razón que siempre después de un evento telúrico se observa y analiza el comportamiento que ha tenido las estructuras.

En este trabajo el objetivo es realizar una evaluación de las estructuras prefabricadas de hormigón, ver los efectos y saber la causa de las fallas cuando fueron expuestas a sismos muy importantes.

## 1.2. Metodología

Con el fin de mejorar y entender el comportamiento de las estructuras durante los eventos sísmicos, muchas investigaciones se han enfocado sobre los daños registrados y un análisis a las estructuras, es así que se han presentado muchos documentos relacionados a daños por terremotos a estructuras prefabricadas de hormigón.

Para este trabajo se investigó artículos relacionados con daños estructurales en edificaciones causadas por sismos, de donde se dio lectura a cada una de ellas. Una vez evaluado cada artículo se extrajo todo lo relacionado con daños en estructuras con elementos prefabricados y cuales fueron sus causas según lo expuesto por cada uno de los autores. Durante la evaluación se pudo también recopilar datos como las normativas con las que fueron construidas.

Con la información se elaboró un apartado en el que se muestra tablas con cada estructura evaluada y se las agrupó según el nivel de estructura, tipo de conexiones y las zonas donde presentaron los daños. En otras tablas se recopiló información sobre los sismos como son la magnitud, aceleración máxima PGA y observaciones muy importantes sobre datos que no cumplieron y que fueron causantes de muchas de las fallas estructurales en los edificios presentados.

Otro apartado está enfocado al análisis desde el punto de vista sísmico y desde la parte estructural, describiendo que impactos han tenido los sismos y como se han comportado las estructuras en los casos recopilados.

## 2. Sistema Estructural

### 2.1. Sistemas estructurales de una planta

Sistemas de estructuras que forman marcos en base a pilares y vigas. Este tipo de estructuras se pueden configurar en varias maneras adecuándose a cada necesidad y uso. En los apartados siguientes se detalla una clasificación de este tipo de estructuras.

#### 2.1.1. Marcos de una planta

Este tipo de marcos está compuesto por pilares que en sus bases tienen la condición de empotramientos y en el extremo superior como soporte de las vigas. Las vigas pueden estar apoyadas directamente en el extremo superior del pilar o en ménsulas. Se puede configurar con tramos o luces simétricas como se muestra en la *ilustración 1*, o con tramos o luces variables.

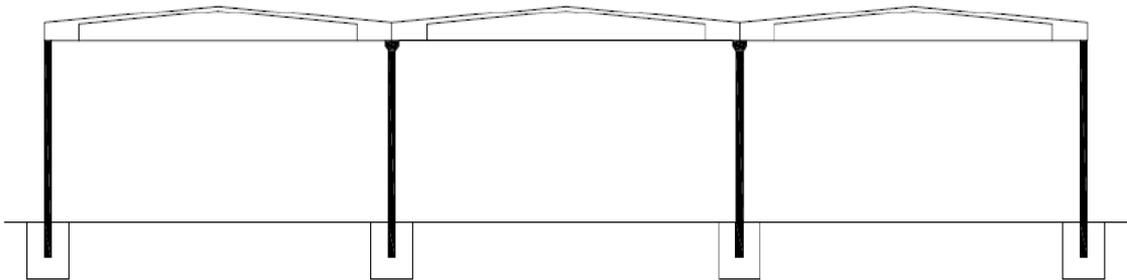


Ilustración 1. Marcos de una planta.  
[Garrido Rojas, I. S. (2011)]

#### 2.1.2. Marcos de una planta con forjado intermedio

Estas estructuras de igual manera están compuestas por pilares y vigas, los pilares externos soportan el forjado intermedio y la viga superior de la cubierta; los pilares internos soportan únicamente el forjado, todos estos pilares son empotrados en su base, ver *ilustración 2*. El forjado puede estar configurado mediante vigas que se apoyan o fijan a los pilares mediante ménsulas y losas con núcleos huecos (placas alveolares) o losas doble T.

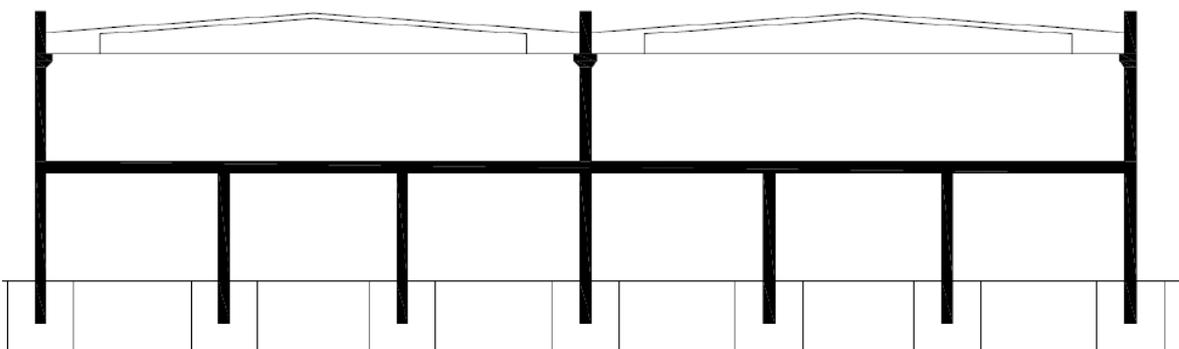
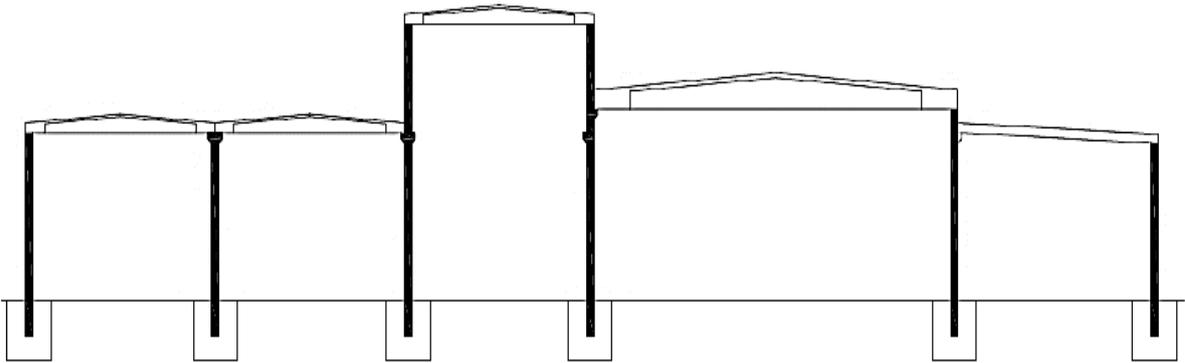


Ilustración 2. Marcos estructurales de una planta con forjado intermedio.  
[Garrido Rojas, I. S. (2011)]

### 2.1.3. Marcos de una planta con alturas variables

Por adecuar a la necesidad o tipo de uso, los sistemas de marcos pueden configurarse con tramos o zonas con alturas variables. Los pilares de igual manera tienen el extremo inferior empotrado en la base, en el extremo superior soportan las vigas y muchos pilares debido a las alturas variables tienen soportes intermedios, como se puede apreciar en la *ilustración 3*. Esta configuración no es adecuada para estructuras situadas en zonas de sismicidad elevada, salvo que se tomen precauciones especiales para evitar el efecto de columna corta en los pilares de la estructura con mayor galibo vertical.

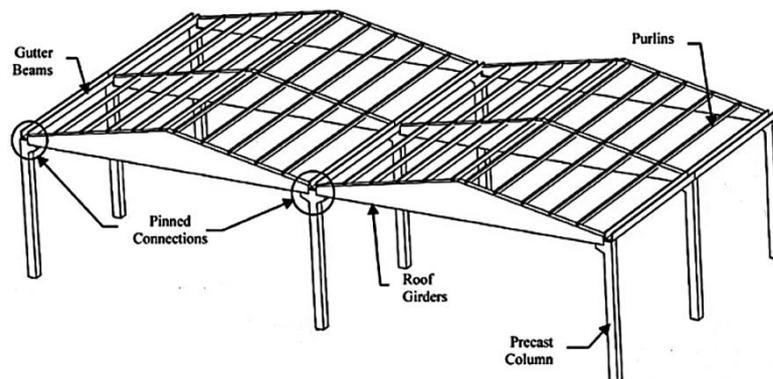


**Ilustración 3.** Marcos de una planta con alturas variables.  
[Garrido Rojas, I. S. (2011)]

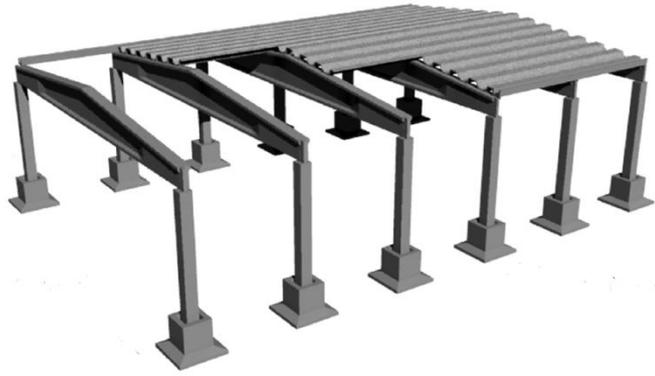
### 2.1.4. Cubiertas

Mediante elementos de hormigón como losas y placas moldeadas de distintas formas u otros materiales, y además las formas y posiciones en las que se puede hacer o disponer las vigas dan la forma de las cubiertas de las estructuras.

Las placas o losas se logran disponer sobre vigas secundarias o correas como se muestra en la ilustración 4, pero se puede omitir dichos elementos y apoyarse directamente en las vigas principales como se indica en la *ilustración 5*.

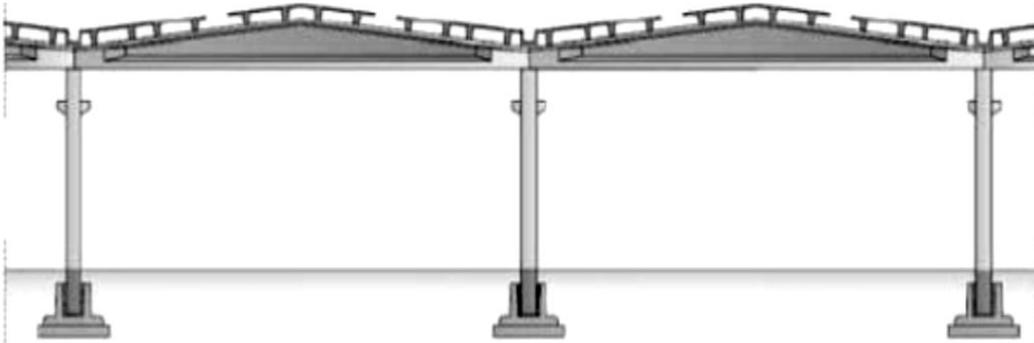


**Ilustración 4.** Esquema de cubierta mediante el uso de correas o vigas secundarias.  
[Marzo, A., Marghella, G., & Indirli, M. (2012)]



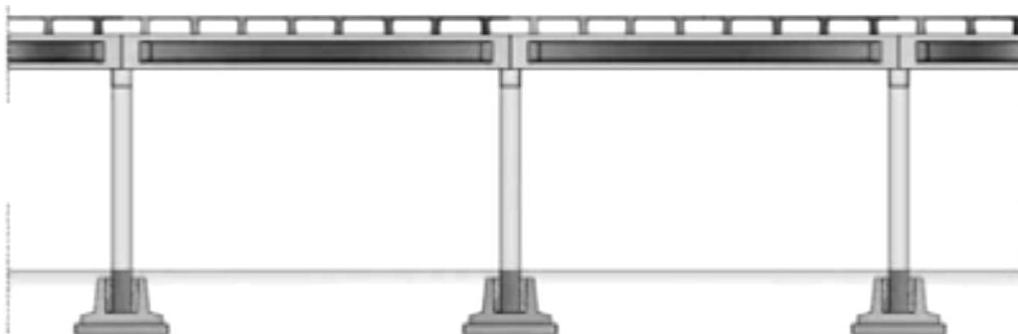
**Ilustración 5.** Esquema de cubierta apoyada directamente sobre las vigas principales.  
 [Belleri, A., Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M., & Riva, P. (2015)]

En la *ilustración 6* se muestra un marco con viga principal de doble pendiente y sobre ellas vigas secundarias de hormigón tipo doble T.

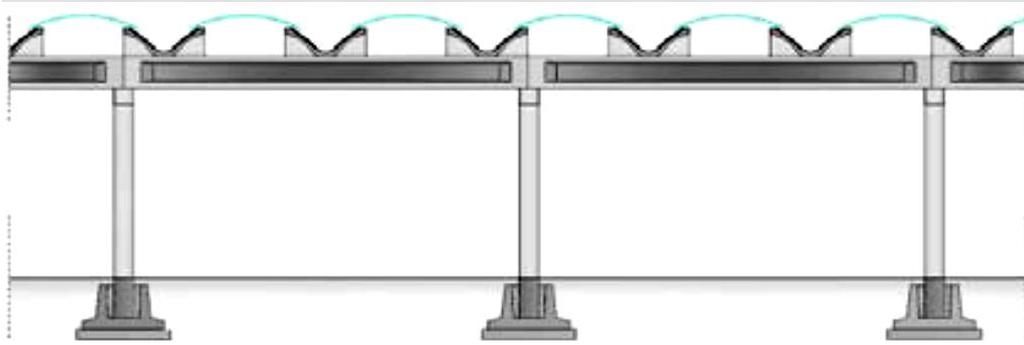


**Ilustración 6.** Cubierta de doble pendiente con losas doble T.  
 [MAGLIULO, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]

Con el uso de vigas rectas y la disposición de varias formas de vigas secundarias, se tienen cubierta con planos continuos como se puede apreciar en las *ilustraciones 7 y 8*.

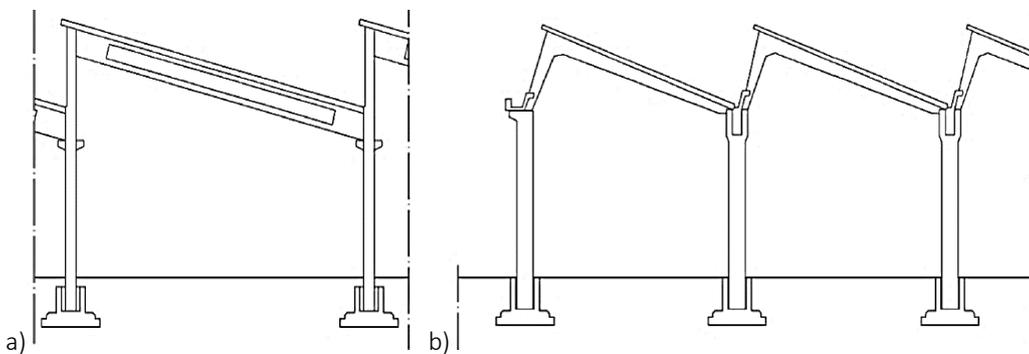


**Ilustración 7.** Techo plano continuo con losas doble T.  
 [MAGLIULO, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]



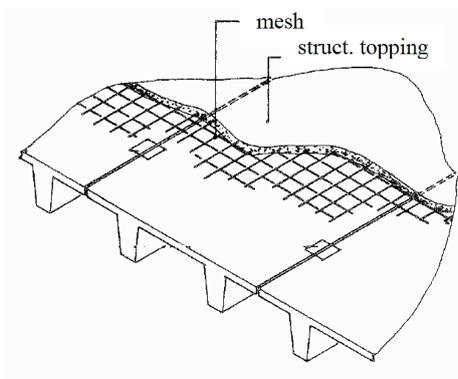
**Ilustración 8.** Techo plano discontinuo  
 [MAGLIULO, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]

Existen otras maneras especiales de disponer los elementos horizontales de los marcos para dar forma a la cubierta. En la **ilustración 9**, se puede observar cubiertas tipo diente de sierra, la primera opción es mediante vigas inclinadas y la segunda con portal de rodilla.



**Ilustración 9.** Cubiertas de diente de sierra: (a) vigas inclinadas; (b) portal de rodilla.  
 [Liberatore, L., Sorrentino, L., Liberatore, D., & Decanini, L. D. (2013)]

Pueden ser conexiones por fricción o con elementos metálicos (conexiones secas). La primera forma de conexión no es recomendada para zonas sísmicas debido a la ausencia de rigidez en el plano a lo contrario de las conexiones secas que si cumplen esa función si se las dispone adecuadamente. Para lograr o mejorar una rigidez en el plano de la cubierta se puede utilizar elementos de arriostramiento y/o una capa extra de hormigón in situ, como se puede apreciar en la siguiente ilustración.

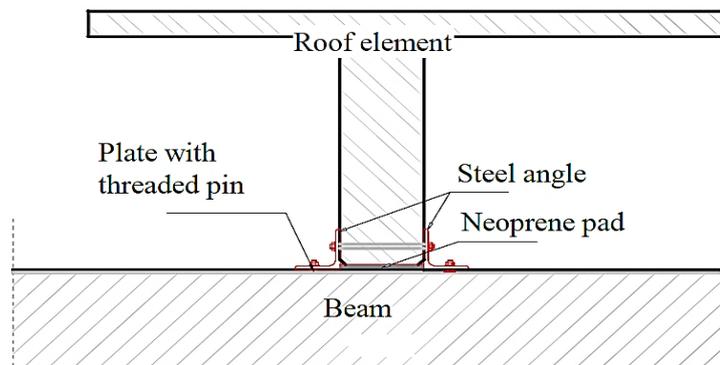


**Ilustración 10.** Losas doble T con capa extra para rigidizar del plano.  
 [DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-BULLETIN 43]

### 2.1.5. Conexión Cubierta – Viga

En el caso de hacer uso de vigas secundarias, correas o directamente los elementos de cubierta sobre la viga principal pueden tener dos tipos de conexiones habituales. Están las conexiones por fricción que son elementos simplemente apoyadas y además con o sin el uso de una interfaz de neopreno que sirve de amortiguamiento entre elementos o con la fijación de los elementos metálicos que pueden ser soldados o apernados (conexiones secas).

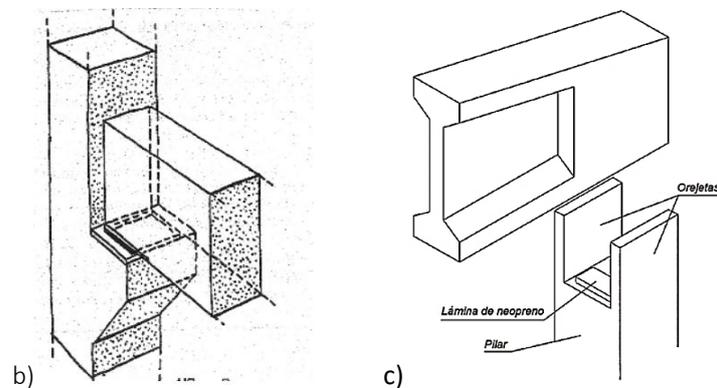
Un ejemplo de conexiones secas se puede apreciar en la *ilustración 11*, elementos de cubierta (TT, Π) apoyada sobre una viga y conectada o anclada a ella mediante ángulos metálicos, pernos y en la interfaz entre elementos una almohadilla de neopreno.



**Ilustración 11.** Conexión seca viga – cubierta.  
[Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]

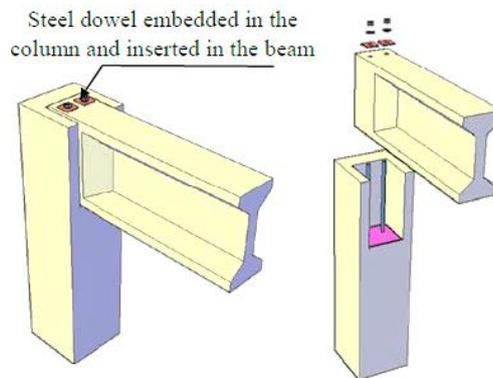
### 2.1.6. Conexión Viga – Pilar

Según las consideraciones de diseño y para asegurar estabilidad a la estructura, una de las formas más sencillas y rápidas de ejecutar es mediante la aplicación de conexiones de fricción, dichas conexiones además pueden contar con horquillas que aseguran un mayor grado estabilidad a la estructura. Las conexiones por fricción no son recomendables para zonas sísmicas debido a que no soportarían las altas demandas de fuerzas y movimientos.

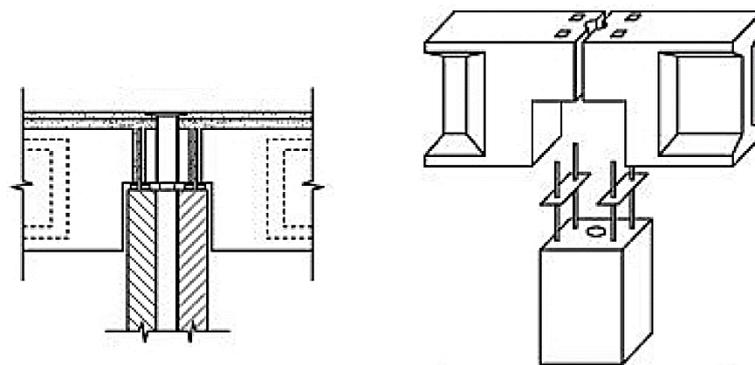


**Ilustración 12.** Conexiones por fricción: a) con apoyo en ménsula; b) con horquillas u orejetas en el soporte  
[DOCPLAYER, HORMIGON II 74.05] [Fernández Domínguez, A., & Howland Albear, J. (2019)]

Si por diseño se requiere que la estructura soporte grandes esfuerzos y movimientos como acciones sísmicas, se puede hacer el uso de conexiones secas las cuales consisten en anclar entre los elementos utilizando dispositivos mecánicos de acero, como pueden ser clavijas, pernos o placas soldadas, los cuales darían mayores restricciones a la conexión. Los extremos superiores de los pilares pueden tener o no horquillas las cuales tienen como función principal evitar desplazamientos o volcamientos fuera del plano de la viga.

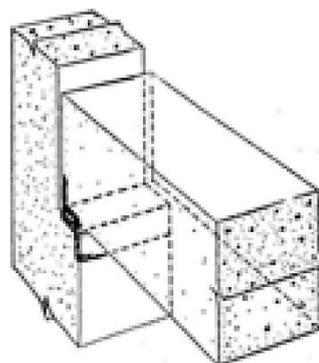


**Ilustración 13.** Conexión seca lateral entre viga – pilar con horquilla en el pilar.  
 [Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]



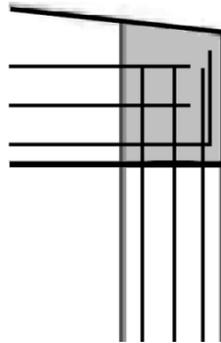
**Ilustración 14.** Conexión seca intermedia entre vigas – pilar.  
 [Garrido Rojas, I. S. (2011)]

Otra manera de obtener *conexiones secas* es mediante la utilización de placas fijas en las vigas y pilares y soldadas como se indica en la **ilustración 15**.



**Ilustración 15.** Conexión seca viga – pilar, con platinas soldadas.  
 [Garrido Rojas, I. S. (2011)]

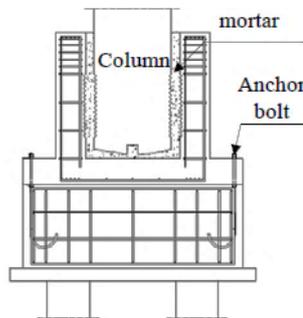
Una de las mejores formas y la más recomendada para el diseño de las estructuras que sean resistentes a las acciones sísmicas son las denominadas conexiones húmedas. Dichas conexiones pueden ser emulativas o no, conexiones fuertes o dúctiles y para la ejecución de estas conexiones se logran realizando el hormigonado in situ. Estas conexiones son diseñadas para ser resistentes a los momentos, un ejemplo de este tipo de uniones se puede observar de manera esquemática en la siguiente *ilustración 16*.



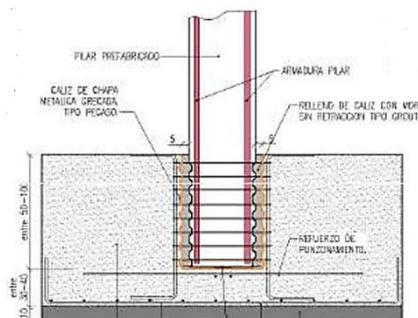
**Ilustración 16.** Conexión húmeda viga – pilar.  
[Garrido Rojas, I. S. (2011)]

### 2.1.7. Conexión Pilar – Base

Para fijar los pilares que conforman los marcos estructurales, se los realiza de varias maneras, una muy habitual es una base prefabricada de hormigón tipo cajado o cimentación por cáliz, donde se introduce el pilar y posterior se rellena las ranuras con mortero grout.

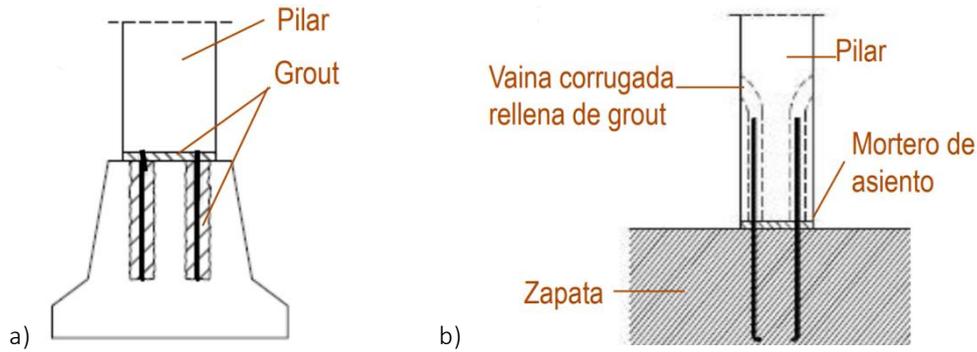


**Ilustración 17.** Conexión pilar – base con cajado por cáliz liso  
[Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]



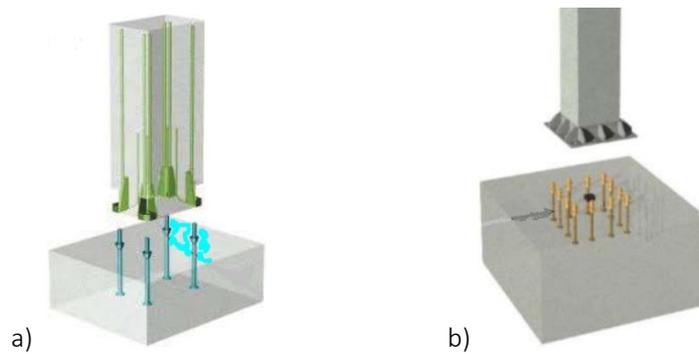
**Ilustración 18.** Conexión pilar – base con cajado por cáliz rugoso [PACADAR]

Una alternativa más de conexiones pilar – base es utilizado barras salientes o unión con vainas, la *ilustración 19a* muestra la armadura de espera en el borde del pilar y la *ilustración 19b* una conexión con armadura de espera en la base.



**Ilustración 19.** Conexión pilar – base con: a) barras salientes b) unión con vainas. [Material de apoyo, Universidad Politécnica de Valencia]

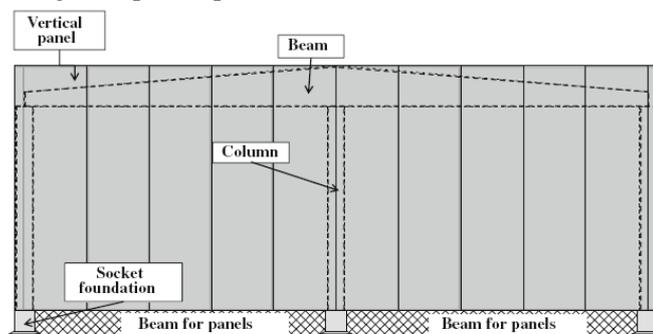
Otra manera de realizar una conexión pilar – base es con la utilización de barras roscadas de esperas en la base y con pernos o placas adaptados en el extremo de los pilares como se puede apreciar en la *ilustración 20*.



**Ilustración 20.** Conexión con barras roscadas de espera en la base, con: a) pernos en extremo pilar b) placa extremo pilar. [Peikko] [PACADAR]

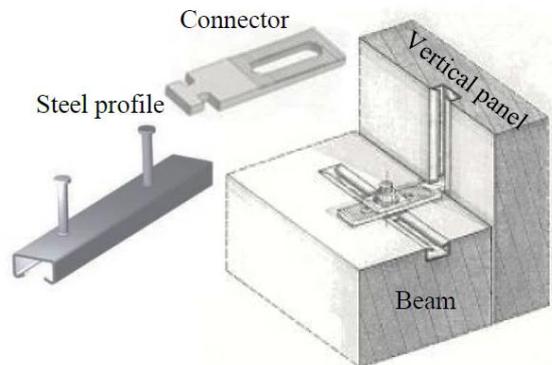
### 2.1.8. Conexión Pared – Estructura

Para el revestimiento lateral de las estructuras se realiza mediante el uso de paneles prefabricados. Los paneles prefabricados pueden colocarse de manera horizontal como la *ilustración 23* o vertical como la *ilustración 21*. Según el panel que se instale las conexiones serán con las vigas o los pilares.

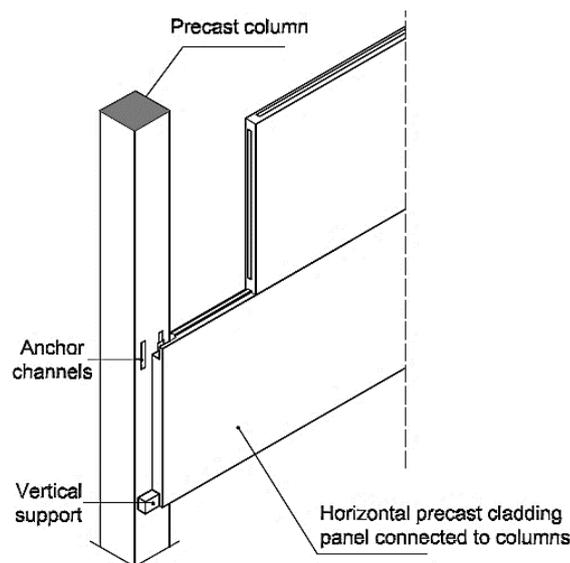


**Ilustración 21.** Paneles verticales de revestimiento de pared. [Magliulo, G., Ercolino, M., & Manfredi, G. (2015)]

El modo de fijar los paneles de revestimiento es mediante platinas y conectores metálicos como se puede ver en las *ilustraciones 22 y 23*. En el caso de los paneles verticales se apoyan en la parte inferior en una viga corrida y en la viga superior en la viga del marco.



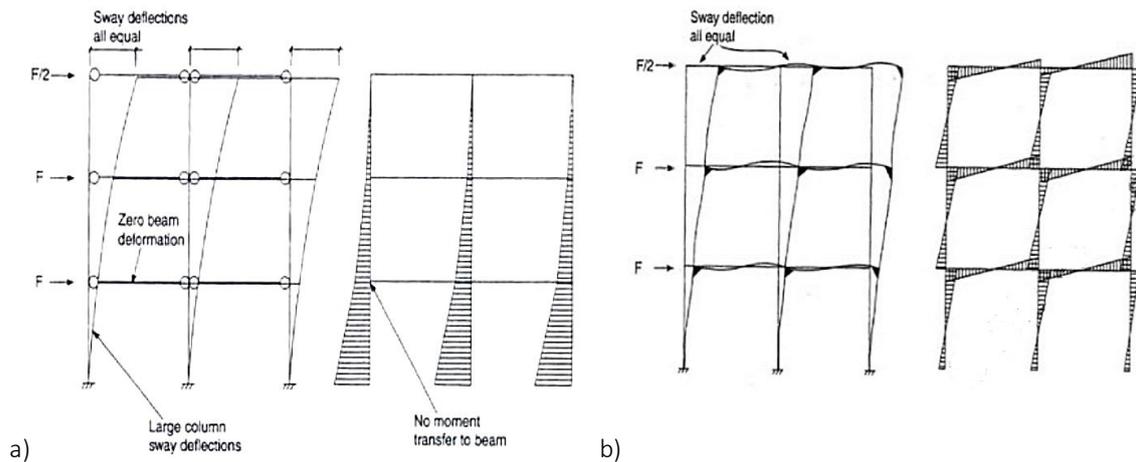
**Ilustración 22.** Conexión viga – panel mediante perfiles y conectores metálicos.  
 [Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014)]



**Ilustración 23.** Paneles horizontales y conexiones con perfiles y conectores metálicos.  
 [Belleri, A., Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M., & Riva, P. (2015)]

## 2.2. Sistemas estructurales de varias plantas

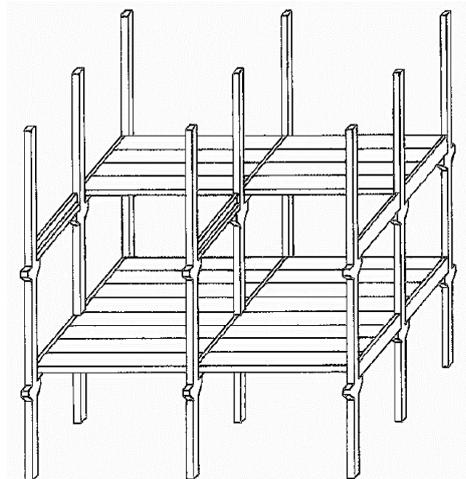
Existen varias maneras de configurar estructuras de varias plantas con elementos de hormigón prefabricado. Para este tipo de estructuras se pueden dar dos grupos, como son las de tipo de sistema marcos en base a vigas y pilares o con elementos estructurales con formas especiales. Estos sistemas pueden ser con marcos articulados *ilustración 24a*, o sistemas de marcos resistentes al momento *ilustración 24b*.



**Ilustración 24.** a) Esquema estructural de un sistema de marco articulado,  
 b) Esquema estructural de un sistema resistente a momento.  
 [DE MIEMBROS, D. P. U. E., & ACHE, D. (2011)]

### 2.2.1. Sistemas de marcos mediante vigas y pilares.

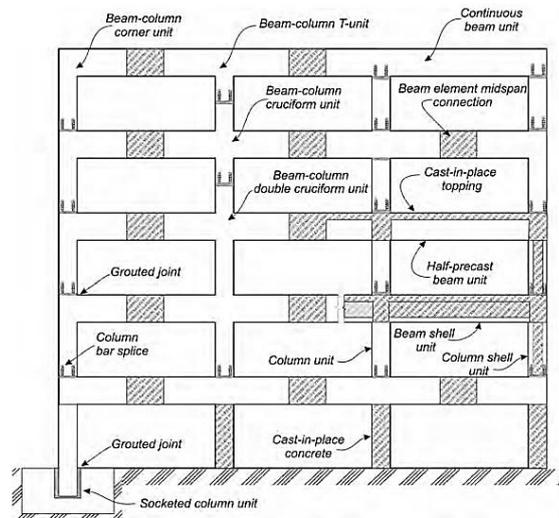
Este tipo de sistemas estructurales se pueden dar para marcos con conexiones articuladas que se logra en base a dispositivos metálicos para fijar los elementos evitando desplazamientos (*conexiones secas*) o resistentes a momentos que de igual manera se obtienen mediante dispositivos metálicos o realizando el hormigonado de dicha conexión in situ (*conexiones húmedas*). En la *ilustración 25* se puede observar una manera de como disponer los pilares, vigas y losas.



**Ilustración 25.** Marcos de varias plantas.  
 [DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-BULLETIN 43]

### 2.2.2. Sistema de marcos mediante elementos con formas espaciales

Con el fin de obtener estructuras resistentes a momentos, se tiene este sistema estructural combinando elementos espaciales con formas de H, L, tipo cruz, etc., que se unen o conectan entre si mediante conexiones húmedas a media luz en la dirección de las vigas y a media altura en la dirección de los pilares o en las bases de los pilares.

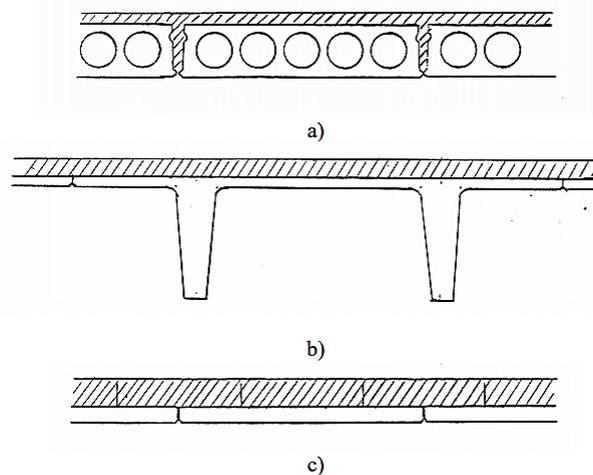


**Ilustración 26.** Elementos especiales de hormigón armado para marcos resistentes al momento.

[Park, R. (2003). fib bulletin 27]

### 2.2.3. Forjados

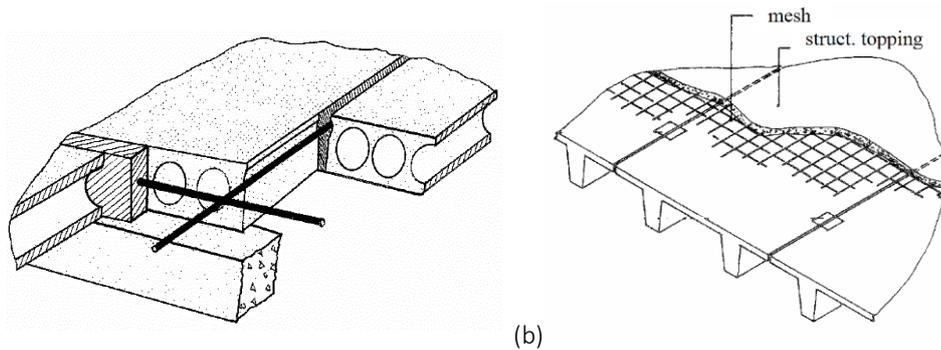
Las estructuras de marcos de una planta con forjados intermedios o de las estructuras de varias alturas, se disponen de losas o placas prefabricadas de hormigón para configurar los forjados que a su vez transfieren las cargas verticales hacia los elementos de soporte y para que funcionen de manera óptima entre elementos deben tener una conexión y garantizar un plano rígido. Para lograr dicho objetivo se utiliza elementos prefabricados de hormigón ya sea losas con núcleos huecos (losas alveolares), losas doble T u otras como se indica en la siguiente *ilustración 27*.



**Ilustración 27.** Secciones compuestas de elementos de piso: a) elemento de núcleo hueco, b) elemento de doble T c) piso compuesto de piso – placa.

[DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-Bulletin 43]

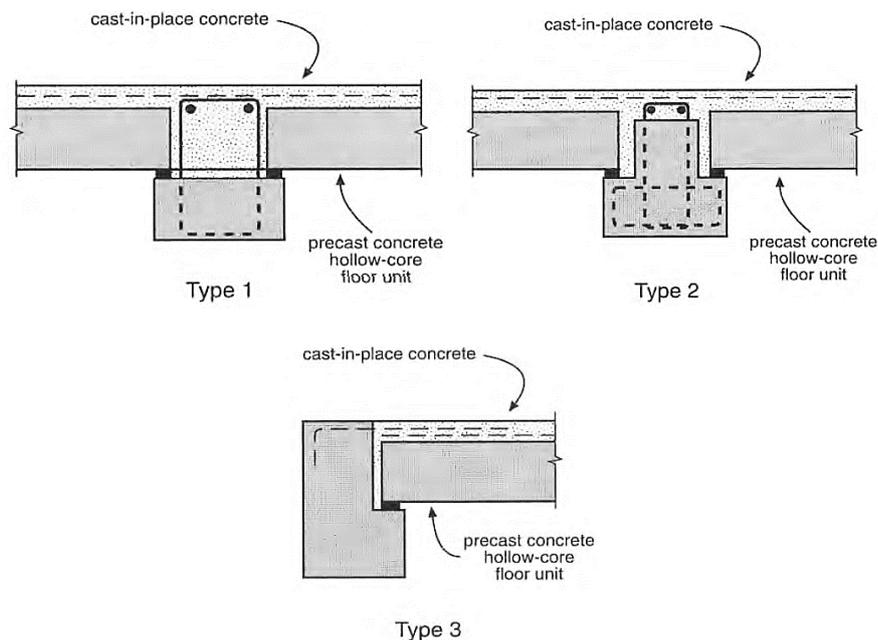
Los elementos prefabricados para los forjados se conectan entre si mediante conexiones húmedas (losas alveolares), elementos metálicos (losas doble T) y además sumando una sobre capa de hormigón que le da al plano del forjado rigidez y una transferencia óptima de las fuerzas. Las conexiones para losas alveolares y doble T se pueden observar en la *ilustración 28*.



**Ilustración 28.** Sistemas de piso típicos, a) sistema de piso de núcleo hueco, b) sistema de piso de doble T. [DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-Bulletin 43]

#### 2.2.4. Conexión forjado – viga

Las conexiones entre los elementos de forjado y las vigas que lo soportan deben ser fijas y asegurar un buen comportamiento de interacción entre sí. Las maneras o diferentes formas de realizar estas conexiones varían según la disposición o formas de los elementos y cabe recalcar la necesidad de utilizar una sobre capa de hormigón que homogeniza todos los elementos, un ejemplo es la conexión entre losas alveolares y vigas T invertida o rectangulares utilizadas en las zonas centrales o tipo L para las zonas periféricas como se puede ver en la *ilustración 29*.



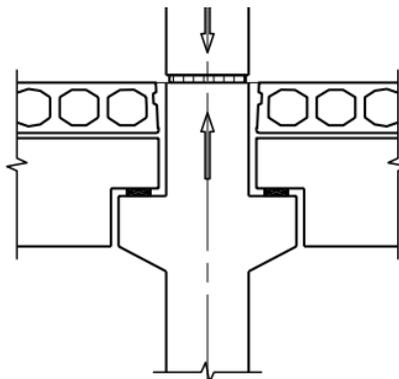
**Ilustración 29.** Tipos de conexiones entre placas con núcleos huecos y vigas. [Park, R. (2003). fib bulletin 27]

#### 2.2.5. Conexión viga – pilar

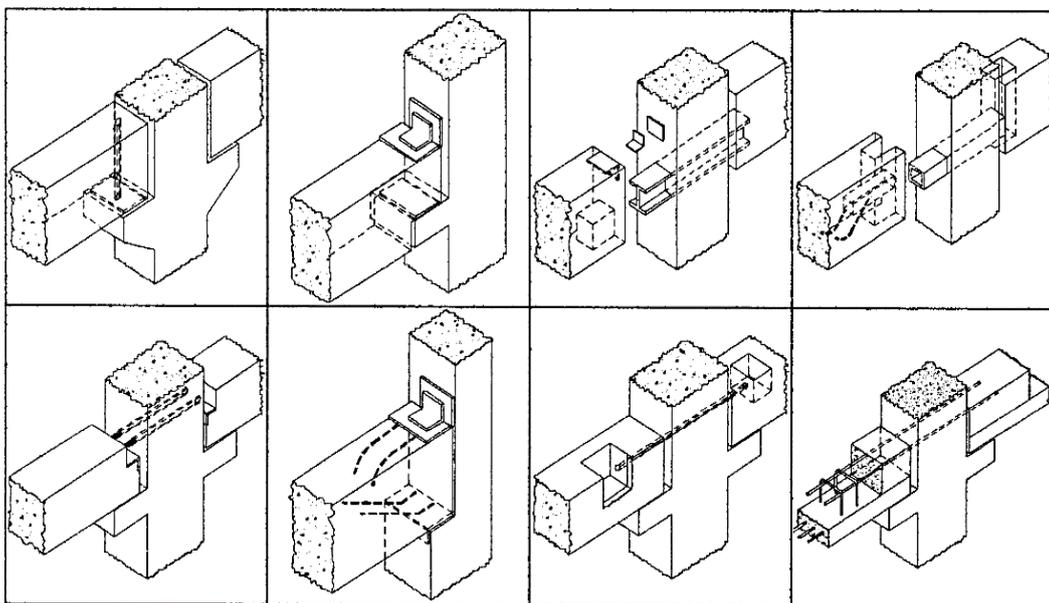
De igual manera que las estructuras de marcos de una sola planta, las estructuras de varias plantas clasifican sus conexiones según las condiciones de diseño. Las conexiones viga – pilar clasifican de diversas formas, como las conexiones emulativas o no emulativas, y que al mismo tiempo se

considera si las conexiones pueden ser fuertes o dúctiles y estas a la vez se podrían clasificar según la manera como se construyen, es decir como conexiones secas o húmedas.

Existen muchas soluciones para las conexiones, tales como, pilares con ménsulas donde descansan o se apoyan los extremos de las vigas o pilares con otro tipo de adaptaciones, las conexiones según el diseño con el que esté dispuesto, pueden ser articulados o resistentes a momento. Una forma de disponer una conexión viga – pilar articulada se muestra en la *ilustración 30*, la cual se encuentra simplemente apoyada, pero se puede hacer uso de dispositivos metálicos como pernos, soldaduras o postensado que fijen a los elementos dándoles continuidad y un mayor grado de restricción como se indica en la *ilustración 31*.

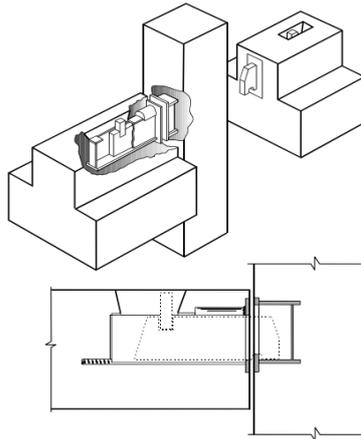


**Ilustración 30.** Conexión articulada viga – pilar.  
[DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-Bulletin 43]



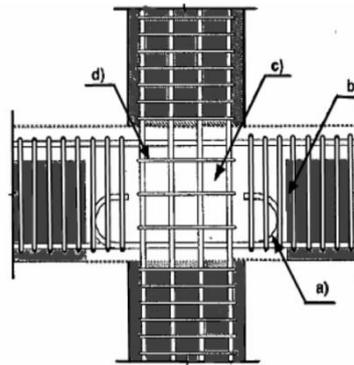
**Ilustración 31.** Varios tipos de conexiones viga-pilar.  
[Aubry, R. C., Hernández, R. M., & Angula, E. R.]

Las opciones sin considerar ménsulas de apoyo se pueden tener con modelos de conexiones articulados utilizando dispositivos metálicos mediante placas soldadas, o como por ejemplo el conector denominado “placa deslizante” desarrollada por Spenncon AS Hønefoss, como se muestra en la *ilustración 32*.

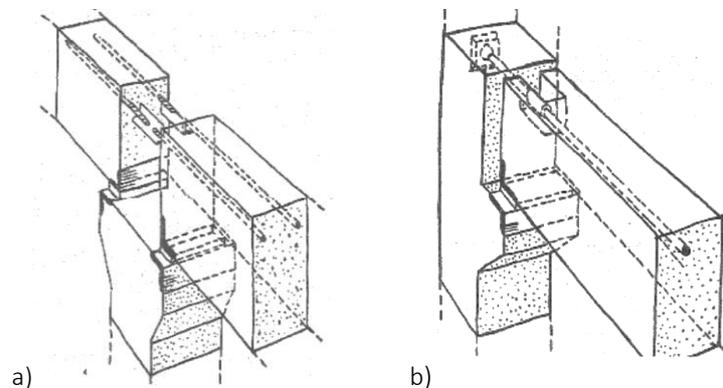


**Ilustración 32.** Conexión de viga a columna con placa de acero móvil oculta, desarrollada por Spenncon AS Hønefoss. [DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-Bulletin 43]

Las conexiones viga – pilar con condiciones resistentes al momento se consiguen mediante sistemas de diseño emulativas, y además se considera el diseño para que sean dúctiles o fuertes, una manera de lograr este tipo de conexiones es que se complementa la armadura y hormigonado in situ, *ilustración 33*; o de otras opciones para dar continuidad a los elementos mediante conexiones secas con elementos metálicos o postensadas como las indicadas en la *ilustración 34*.



**Ilustración 33.** Conexión viga pilar con hormigonado in situ (conexión húmeda). [Matos, M. Á. T., Giraldo, V. M. C., & Barrionuevo, R. M.]

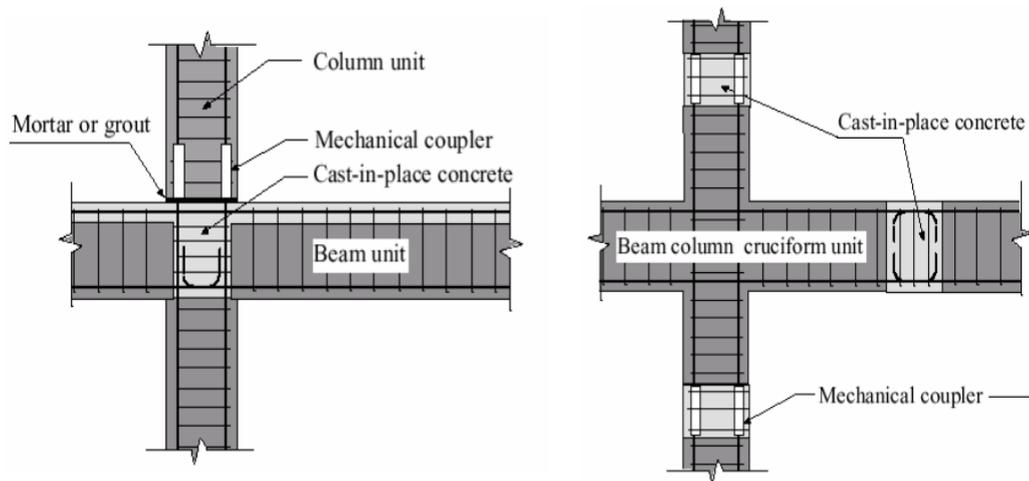


**Ilustración 34.** Conexiones con dispositivos mecánicos con: a) Soldaduras de perfiles b) con cordón recto postensado. [DOCPLAYER, HORMIGON II HORMIGON II 74.05]

## 2.2.6. Conexiones especiales

Para zonas sísmicas el diseño de la estructura está enfocada a resistir intensas fuerzas y movimientos, para ellos las estructuras tipo esqueleto deben ser dispuestas o construidas teniendo en cuenta que las conexiones trabajen de manera efectiva. Para lograr buenos comportamientos las conexiones pueden ser emulativas o no emulativas, pero también según el diseño se deben considerar si las conexiones deben ser dúctiles o fuertes y según estas consideraciones existen varios diseños prefabricados de hormigón como son en elementos estructurales en forma de L, T, H, mixtas, etc.

Por las formas mencionadas que tienen los elementos las opciones para efectuar las conexiones son varias, como por ejemplo en las intersecciones de los elementos, a media luz en la dirección de las vigas o a media altura en dirección de los pilares, dichas uniones se efectúan con conexiones húmedas indicadas en la siguiente ilustración.



**Ilustración 35.** Conexiones especiales viga – pilar.

[Matos, M. Á. T., Giraldo, V. M. C., & Barrionuevo, R. M.]

### 3. Daños registrados

Con la recopilación y el análisis de la información de los artículos investigados, se obtuvo datos muy importantes y relevantes relaciones con el objeto de este trabajo. Toda esta información que se describirá en este capítulo está relacionada con todas las evaluaciones y observaciones realizadas a las estructuras prefabricadas utilizando el sistema de marcos que fueron sometidos o que experimentaron sismos de alta magnitud presentadas en los últimos años.

Para tener una clara visión de los daños estructurales, se optó por agrupar y tener una clasificación ordenada, según los niveles y tipos de estructuras, además según la zona donde se presentó los daños. Las tablas que se realizaron y se muestran más adelante, describen la ubicación y la magnitud del sismo, la estructura, descripción, causas e imágenes de los daños.

Con respecto a la información sísmica en la siguiente tabla se indica la magnitud y las aceleraciones que presentaron dichos eventos sísmicos en cada uno de las zonas.

**Tabla 1.** Magnitud sísmica y aceleración del suelo PGA

Terremoto	Ubicación	Año	Mw	PGA`s		
				N-S	E-W	Vertical
Wenchuan	China	12/05/2008	7,9	0,67 g	0,98 g	0,97 g
L`Aquila	Italia	06/04/2009	6,3	0,35 g	0,40 g	0,50 g
Maule	Chile	27/02/2010	8,8	0,65 g		
Christchurch	Nueva Zelanda	22/02/2011	6,2	0,40 g	0,70 g	0,50 g - 0,80 g
Van	Turquía	23/10/2011	7,1	0,18 g	0,17 g	0,08g
		09/11/2011	5,6	0,15 g	0,25 g	0,15 g
Emilia	Italia	20/05/2012	5,9	0,26 g	0,26g	0,30 g
		29/05/2012	5,8	0,29 g	0,22 g	0,90 g

#### 3.1. Estructuras de una sola planta

Las estructuras de una sola planta o naves industriales presentaron conexiones por fricción, conexiones secas y conexiones húmedas, cubiertas flexibles que están configuradas con losas o vigas prefabricadas de hormigón u otros elementos aligerados, revestimiento de las paredes con mampostería o paneles prefabricado verticales y horizontales de hormigón.

### 3.1.1. Marcos con conexiones por fricción

#### Cubierta – Viga

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Elementos de cubierta simplemente apoyados sobre vigas principales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La dependencia de la fricción por sí sola no es suficiente para evitar dicho daño, especialmente cuando se puede esperar un componente vertical significativo del movimiento del suelo. La brida superior de la viga a veces sufrió desprendimiento debido al impacto con los paneles del techo (no conectados). Tal daño, no parece crítico, a menos que se combine con un desplazamiento relativo significativo, lo que puede inducir el desprendimiento de los elementos del techo. La rotación fuera del plano de la viga del cobertizo asociado con paneles de techo (no conectados) [11]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas de hormigón espaciadas y apoyadas directamente sobre las vigas principales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falta de dispositivos de conexión es la principal causa de daño, en la que la baja resistencia dada por el mecanismo de fricción causa la pérdida de soporte y además un ancho de soporte muy limitado. La fuerza ejercida por el sismo es superior a la fuerza de fricción y se produce la pérdida de soporte y colapso, (falta de robustez de los elementos prefabricados). [4] [22]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

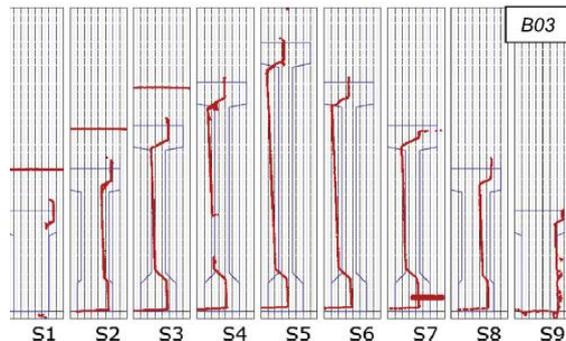
<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas curvas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas curvas inclinadas y cubierta con paneles huecos de arcillas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Cubierta de paneles huecos de arcilla soportados sobre vigas curvadas prefabricadas. Esta tipología estructural, tiene paredes de mampostería de diferentes alturas a lo ancho de los lados largos y cortos que llevan las fuerzas sísmicas horizontales. Estos techos muy flexibles y livianos generalmente podían deformarse durante los movimientos del suelo sin daños significativos. En unos pocos casos, el desplazamiento relativo entre las dos últimas vigas del techo en las extremidades del edificio, causó daños y, a veces, el colapso de partes de los paneles del techo. El desplazamiento de la viga de fachada está claramente limitado por las paredes de relleno, mientras que el desplazamiento de la siguiente viga es mucho mayor debido a la flexibilidad del techo. [12]</li> </ul>		
			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con losas de hormigón apoyadas directamente sobre las vigas principales.		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daño en la viga debido a la conexión de cubierta a viga. Las cubiertas flexibles son las más utilizadas debido a la ausencia de enlaces mecánicos entre las juntas, por lo que las acciones sísmicas se transfieren directamente a las vigas primarias, que en algunos casos superan su propia capacidad fuera de plano y colapso. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Elementos de cubierta no rígidos simplemente apoyadas sobre vigas principales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Cubierta de elementos de plástico no estructural, y las fuerzas sísmicas horizontales que actúan en la dirección transversal del edificio no se transfirieron efectivamente a las dos paredes de mampostería de fachada (ubicadas a lo largo de los dos lados cortos en planta). El edificio se derrumbó debido al vuelco de los muros de relleno más largos, paneles de mampostería en los lados cortos en su mayoría sin daños. En estos casos, el techo era muy deformable y, en particular para acciones sísmicas perpendiculares a las vigas prefabricadas principales, no era capaz de proporcionar la rigidez necesaria en el plano para evitar la deformación lateral de las vigas. Se midieron grandes desplazamientos permanentes y rotaciones de las secciones transversales del haz en un edificio similar. [12]</li> </ul>		



## ❖ 6

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con losas de hormigón apoyadas directamente sobre las vigas principales.		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pérdida de soporte del elemento estructural y la consiguiente caída, porque la conexión de techo a viga carecía de dispositivos mecánicos como mecanismos de transferencia de carga sísmica. [9]</li> </ul>		



## ❖ 7

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Losas apoyadas directamente sobre vigas principales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapsos parciales se relacionaron con el desmontaje de los elementos del techo, sin ningún daño evidente en los pilares. Los elementos de techo generalmente no estaban sujetos a vigas, con la interposición de almohadillas de neopreno que reducían la resistencia a la fricción. En el caso de elementos prefabricados alternados con luces de techo, la rigidez en el plano del techo era insignificante y los pilares podían oscilar libremente como voladizos independientes. Entonces, los desplazamientos relativos significativos, y posiblemente incluso fuera de fase, entre los pilares causaron la falla del asiento de los elementos del techo de las vigas o de las vigas de los pilares. [12]</li> </ul>		
			

## ❖ 8

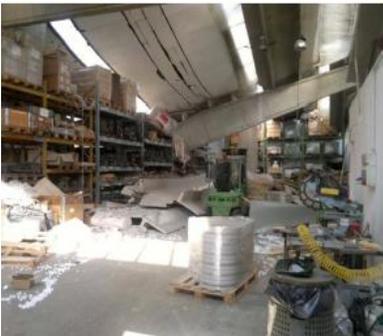
<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Losas apoyadas directamente sobre vigas principales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pérdida de soporte de los elementos del techo a menudo se produjo en zonas correspondientes a irregularidades en el plano de los edificios (a) y (b). En otros casos, la falla por pérdida de soporte ocurrió en la parte central de los edificios (c). Este tipo de falla fue facilitado por el comportamiento no rígido en el plano de los elementos del techo que condujo a grandes movimientos relativos. Según algunos estudios, las fuerzas de inercia producidas por las grandes aceleraciones verticales que afectaron las áreas cercanas al origen podrían haber contribuido a estas fallas al modificar la carga vertical y la resistencia a la fricción correspondiente. En algunos casos, a pesar de su presencia, los tacos de acero para conectar vigas y pilares eran inadecuados para soportar las fuerzas a transferir. [12]</li> </ul>		

## ❖ 9

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia – Romagna	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con losas de hormigón apoyadas directamente sobre las vigas principales.		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los elementos del techo experimentaron desplazamientos relativos significativos como se indica en la imagen (a) y algunos elementos colapsaron debido a la pérdida del soporte como se aprecia en la imagen (b). [23]</li> </ul>		
a)		b)	

## Viga - Pilar

## ❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falta de dispositivos de conexión es la principal causa de daño, en la que la baja resistencia dada por el mecanismo de fricción causa la pérdida de soporte. Conexión por fricción, la fuerza ejercida por el sismo es superior a la fuerza de fricción y se produce la pérdida de soporte y colapso, (falta de robustez de los elementos prefabricados). [4] [22]</li> </ul>		
			

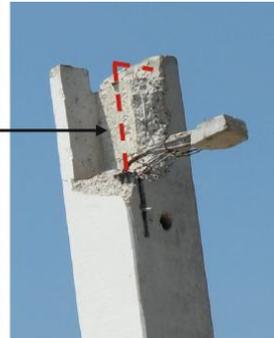
## ❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La fuerza ejercida por el sismo es superior a la fuerza de fricción y se produce la pérdida de soporte y colapso, (falta de robustez de los elementos prefabricados). La pérdida de asientos en el pilar central, donde la longitud del asiento de las vigas era bastante limitada y el desplazamiento relativo entre el pilar y la viga excedía el ancho disponible. [4] [6]</li> </ul>		



## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El colapso de las vigas tuvo lugar en la dirección fuera del plano de la viga, después de la falla en la base de las horquillas. Falla de las restricciones laterales de la horquilla en el soporte. [6]</li> </ul>		



## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los elementos adicionales a menudo causaba daños graves o colapsos. Un colapso causado principalmente por la presencia de un pilar de hormigón armado como fachada adicional. Por supuesto, la viga de doble pendiente se diseñó originalmente descuidando la presencia del pilar de fachada adicional, es decir, una condición simplemente soportada. Al estar en cambio en una condición estáticamente redundante (soporte de tres puntos), el haz de doble pendiente sufrió variaciones repentinas de las reacciones verticales en los dos soportes laterales en los pilares externos principales durante el terremoto. La condición de superación de la resistencia a la fricción se alcanzó durante el movimiento de tierra y el soporte se perdió en el pilar derecho. Por supuesto, con la media viga comportándose como un voladizo, la falla se produjo debido a un refuerzo de acero superior insuficiente. [4] [6] [9] [12]</li> </ul>		
			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5,9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso de las horquillas en la parte superior de los pilares debido a acciones fuera del plano. Cuando se proporcionaron horquillas de hormigón armado en la parte superior de las columnas en los edificios más recientes, sus capacidades de flexión o cizallamiento se superaron claramente debido a cargas mal diseñadas y detalles deficientes, por lo que se volvió ineficaz para restringir. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 6

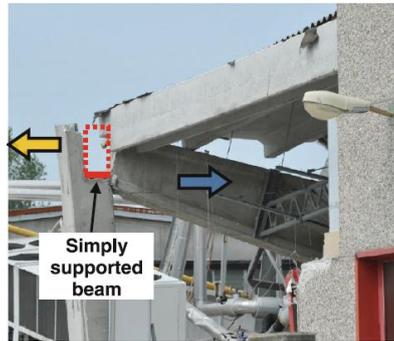
<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El desprendimiento del hormigón se debe a la gruesa capa de protección contra incendios y a la falta de interfaz de goma entre los elementos de hormigón, mientras que la falla del voladizo lateral que restringe el soporte del bolsillo, que es una falla más común y grave, se asocia con el desmontaje de las vigas transversales de las horquillas del pilar. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 7

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pérdida de soporte más común en el pilar por espacio limitado y, en un evento de sismo, el desplazamiento entre la viga y el pilar que excede la longitud disponible que conduce a la caída de la viga. Ejemplo de pérdida de soporte del pilar (encerrada en un círculo rojo) debido a la falla del soporte de bolsillo. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 8

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Desplazamiento del haz del soporte externo después de su colapso en el pilar central. Desmontaje de las vigas transversales de las horquillas de los pilares, cuyas vigas estaban simplemente apoyadas. [6]</li> </ul>		



## ❖ 9

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La irregularidad del plano fue otra causa importante de colapso del techo. La presencia de un edificio más pequeño (y luego más rígido) provocó la transmisión de altas fuerzas horizontales en los niveles de soporte de los pilares intermedias. La resistencia a la fricción en el soporte del pilar de la viga se superó y todas las vigas intermedias cayeron de sus soportes. [12]</li> </ul>		



## ❖ 10

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La irregularidad del plano fue otra causa importante de colapso del techo. El colapso del techo de una bahía externa a los dos tramos principales de otro edificio, siendo mucho más flexible y sufriendo desplazamientos grandes y diferenciales a nivel de las cimas de los pilares. [12]</li> </ul>		
			

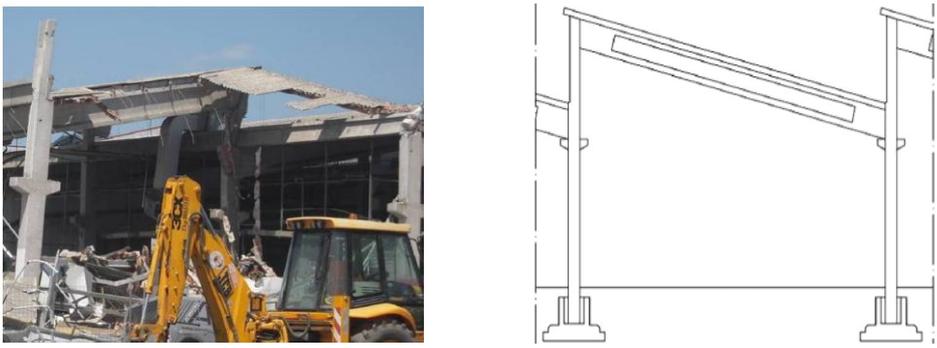
## ❖ 11

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con/sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Falla se asocia a la apertura del haz. La conexión entre las dos restricciones laterales y la cabeza de la viga puede reducir el momento de flexión en la base de las paredes de soporte de la horquilla y obstaculizar el desmontaje de la viga. [11]</li> </ul>		
			

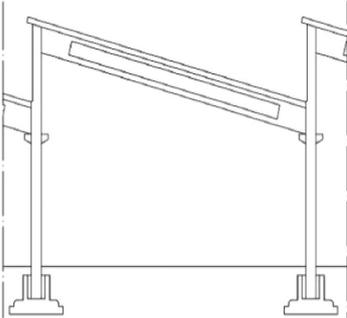
## ❖ 12

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El colapso más común de los edificios prefabricados de una sola planta se produjo debido a la insuficiencia de los soportes de los elementos estructurales horizontales (losas y vigas). En particular, las losas cayeron de las vigas y las vigas de los pilares, debido a la restricción de contacto insuficiente. De hecho, las fuerzas horizontales se han transmitido gracias a la fricción solamente (losas / vigas simplemente soportadas por vigas / pilares respectivamente). [5]</li> <li>• El daño más severo a las vigas ha sido su desmontaje. Está claro que la dependencia de la fricción por sí sola no es suficiente para evitar dicho daño, especialmente cuando se puede esperar un componente vertical significativo del movimiento del suelo. Debido a la falta de redundancia, un colapso catastrófico del techo generalmente ha seguido a la falla de una o más vigas de cobertizo. [11]</li> </ul>		
			

## ❖ 13

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas inclinadas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas inclinadas con un extremo apoyada en la parte superior del pilar y en el otro sobre una ménsula (cubierta tipo sierra)		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Falla de columna corta, es la presencia de techos de diente de sierra con vigas inclinadas: el marcado cambio en la rigidez en la base del diente induce el daño severo en. Los techos de diente de sierra con portal de rodilla no mostraron la misma falla. [11]</li> </ul>		
			

## ❖ 14

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas inclinadas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas inclinadas con un extremo apoyada en la parte superior del pilar y en el otro sobre una ménsula (cubierta tipo sierra)		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La cubierta estaba hecha con vigas prefabricadas inclinadas. Algunas vigas cayeron del soporte inferior, siendo el pilar subyacente más corto (y luego más rígido) que el pilar debajo del soporte superior. La mayor parte de la fuerza horizontal se transfirió al nivel del soporte inferior y, en algunos casos, se excedió la resistencia a la fricción. [12]</li> </ul>		
  			

## ❖ 15

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La causa principal de la falla de las vigas es la pérdida de soporte, tiene como fuente principal la falta de una conexión adecuada entre el pilar y la viga. En muchos casos, el colapso del techo es consecuencia de la falla de la viga. Conexión inapropiada de viga a pilar y la consiguiente pérdida de soporte de los elementos del techo. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 16

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Otro problema asociado con las vigas es su rotación como se ilustra en la imagen. Este problema está asociado con los paneles del techo, más específicamente con la falta de conexión. En muchos casos, el colapso del techo es consecuencia de la falla de la viga. Conexión inapropiada de viga a pilar y la consiguiente pérdida de soporte de los elementos del techo. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 17

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendientes apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Algunos colapsos del techo fueron causados por la rotación lateral de vigas que soportan elementos del techo. Estas rotaciones se debieron a la excentricidad de la masa superior del techo con respecto a los soportes de la viga. La mayor parte del techo se derrumbó debido a la rotación de la viga que siguió a la ruptura de las horquillas superiores de las columnas, cuyo refuerzo de acero era claramente insuficiente. [12]</li> </ul>		
			

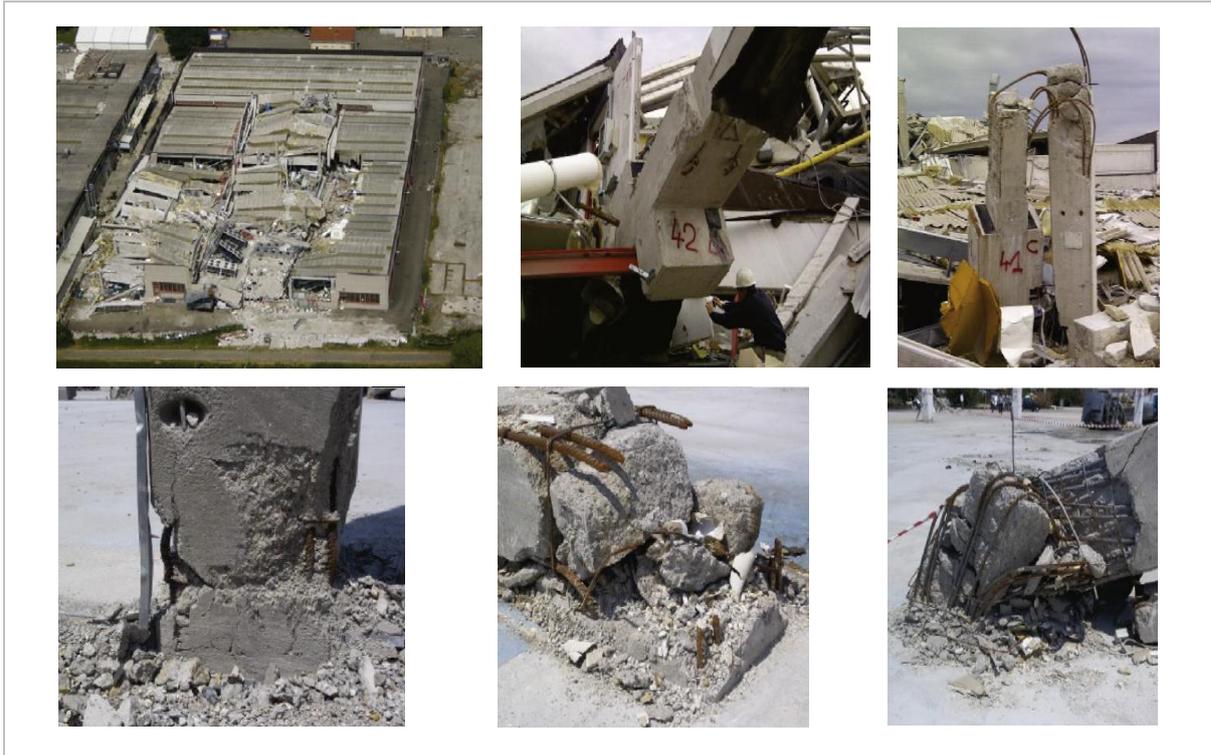
## ❖ 18

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Horquilla superior ausente. En la estructura colapsada, la rotación lateral de las vigas durante el terremoto se destaca el agrietamiento por cizalladura de la parte inferior de la viga. [12]</li> </ul>		
			

## ❖ 19

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 - Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendientes apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos relativos significativos, y posiblemente fuera de fase, entre los pilares causaron la falla del asiento de los elementos del techo de las vigas o de las vigas de los pilares. Según algunos estudios, las fuerzas de inercia producidas por las grandes aceleraciones verticales que afectaron las áreas cercanas al origen podrían haber contribuido a estas fallas al modificar la carga vertical y la resistencia a la fricción correspondiente. En algunos casos, a pesar de su presencia, los tacos de acero para conectar vigas y pilares eran inadecuados para soportar las fuerzas a transferir. [12]</li> </ul>		
			

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Según los diseños adoptados, los pilares internos tenían momentos de flexión resistentes más pequeños que los externos, siendo el momento en las primeras solo el correspondiente a la excentricidad de la acción vertical debido a diferencias en los tramos o a combinaciones de carga variable. Sin embargo, debido a la deformabilidad del techo, las fuerzas sísmicas horizontales que actúan sobre los pilares internos fueron proporcional a la masa en sus áreas tributarias y, por lo tanto, aproximadamente el doble en los pilares internos con respecto a la de los pilares externos. Los aumentos de carga axial en los pilares, causados por las fuerzas de inercia producidas por las aceleraciones verticales, podrían haber contribuido a estas fallas en áreas cercanas a la fuente. En este caso, ocurrieron varias circunstancias negativas: <ul style="list-style-type: none"> <li>- el edificio era muy irregular, con dos pisos en la parte central (colapsada);</li> <li>- losa de hormigón pesado de 15 cm de espesor en la cubierta, donde se ubicaron unidades de aire acondicionado pesadas;</li> <li>- la porción de dos niveles del edificio, donde se ubicaban las oficinas, tenía una escalera muy rígida y muchas paredes divisorias;</li> <li>- gran pared de separación entre las oficinas y las secciones de producción.</li> </ul> </li> </ul> <p>Estos factores contribuyeron a que el edificio fuera muy irregular en el plano, desplazando el centroide de rigidez hacia el área de la oficina. Durante los movimientos de tierra, se produjeron grandes rotaciones, con desplazamientos muy grandes, especialmente en el lado más alejado de la carretera, mientras que la parte de la oficina no sufrió ningún daño. Las simulaciones numéricas indican que el inicio de un colapso progresivo probablemente se deba a la pérdida de soporte de las vigas superiores en la porción central de dos niveles del edificio. Durante el colapso, algunos pilares fallaron con la formación de bisagras plásticas en la sección de la base, mientras que otros fallaron al nivel de la losa intermedia, aproximadamente 1.80 m por encima de las ménsulas que constituyen el soporte de vigas prefabricadas. Varios pilares sufrieron deformación de las barras longitudinales con rotaciones residuales significativas. Los pilares secundarios fallaron con el cuello de la barra longitudinal. Un pilar en la parte central del edificio exhibió una falla de corte por flexión. Este mecanismo de falla, aparentemente singular en pilares tan largos, es una consecuencia de su diseño peculiar contra las acciones del viento. Estos pilares, que sostienen la porción de dos niveles del edificio, fueron expuestas los a cargas de viento horizontales que actúan solo en su parte superior. Por lo tanto, fueron diseñados para tener una alta capacidad de momento en la base, pero con una resistencia a corte moderada. Finalmente, vale la pena señalar que, en todos los casos, el pavimento industrial de hormigón grueso aseguró un efecto de retención perfecto, al no permitir ninguna rotación de los pilares debido a los movimientos de los cimientos. [12]</p>		
	 		



❖ 21

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 - Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendientes apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Otro caso de falla por pérdida de soporte ocurrió en la parte central de los edificios. Falla fue facilitada por el comportamiento no rígido en el plano de los elementos del techo que condujo a grandes movimientos relativos. Según algunos estudios, las fuerzas de inercia producidas por las grandes aceleraciones verticales que afectaron las áreas cercanas al origen podrían haber contribuido a estas fallas al modificar la carga vertical y la resistencia a la fricción correspondiente. En algunos casos, a pesar de su presencia, los tacos de acero para conectar vigas y pilares eran inadecuados para soportar las fuerzas a transferir. [12]</li> </ul>		



## Pilar - Base

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marco con pilares conectados a bases prefabricadas de hormigón armados		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rotación de las bases de los pilares, el colapso que se muestra en la imagen, puede considerarse con un alto grado de confianza, una consecuencia de la rotación de los cimientos. La ausencia total de grietas a lo largo de los pilares y la rotación casi igual de una serie de pilares en un lado del edificio, en un área donde la acción de retención del pavimento de hormigón estaba ausente, indican una rotación rígida de los pilares como la mayor causa posible de colapso. Esta conclusión está respaldada por el gran uso, después de los años 90, de cimientos de bolsillo prefabricados simplemente apoyados sobre cimientos más grandes fundidos in situ, sin ninguna conexión entre los dos elementos. De hecho, en el diseño, la verificación contra el vuelco de estos cimientos se realizó considerando el viento como las únicas acciones horizontales. Además, los pilares externos generalmente no exhibieron ningún comportamiento inelástico (sin grietas en los pilares), porque sus secciones transversales eran, en general, de gran tamaño para reducir la deriva bajo las acciones del viento. [12]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marco con pilares empotrados en su base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilares prefabricados experimentaron rotaciones significativas alrededor del eje Y global en la base: grandes grietas y desprendimientos del hormigón demostraron la capacidad de la resistencia a la deformación de los pilares, es decir, el rendimiento de las barras de acero o el logro de la tensión máxima en la cubierta de hormigón comprimido (a). El daño de los pilares causó una rotación evidente de la estructura alrededor del eje Y global (b). [23]</li> </ul>		
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>a)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>b)</p> </div> </div>			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marcos con pilares conectados a cimientos prefabricados de hormigón armado		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Algunos pilares perdieron su verticalidad debido a los desplazamientos relativos permanentes y las rotaciones experimentadas a nivel de los cimientos, donde se proporcionaron cimientos de zócalo no diseñados para la carga sísmica sin vigas de conexión adicionales de interconexión. La presencia de pisos de hormigón armado y la pérdida de elementos y vigas del techo pueden haber contribuido a este fenómeno: el primero al proporcionar solo restricción mono - lateral a los movimientos relativos de los pilares, el segundo al reducir la carga de gravedad estabilizadora. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marco con pilares empotrados en su base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los detalles de una bisagra de plástico con el pandeo de las barras en compresión y desprendimiento severo de hormigón, probablemente debido a la bisagra de plástico como resultado de las secciones transversales inadecuadas del pilar, es decir, en la dirección fuera del plano. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marcos con pilares empotrados en su base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•A pesar de la ductilidad reducida debido a la presencia de fuerza axial, la formación de bisagras de plástico en la base representa la principal fuente de disipación de energía de estos edificios debido a la ausencia de conexión bilateral entre pilares y vigas. Los pilares de las paredes perimetrales que fueron forzadas en la dirección fuera del plano son generalmente las más dañadas, probablemente porque no pueden transferir parte de las cargas sísmicas en el plano a las paredes externas. Los pilares esquineros son aún más vulnerables porque se doblan fácilmente en ambos sentidos. [11]</li> </ul>		
			

## ❖ 6

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Marcos con pilares empotrados en su base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•La rotación de un pilar a veces se ha incrementado por el impacto de una viga caída. Se han informado bisagras de plástico también a la altura de las ménsulas de la grúa. Los pilares de las paredes perimetrales que fueron forzadas en la dirección fuera del plano son generalmente las más dañadas, probablemente porque no pueden transferir parte de las cargas sísmicas en el plano a las paredes externas. Los pilares esquineros son aún más vulnerables porque se doblan fácilmente en ambos sentidos. [11]</li> </ul>		
			

## Estructura – Pared

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con mampostería (listones debajo de la viga)		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La interacción de las paredes transversales (lado corto de los edificios) con los pilares causó una falla por pérdida de soporte de las vigas principales de los dos marcos finales. De hecho, cuando el techo oscila lateralmente, la interacción con estos últimos restringe la deformación de los pilares que se mueven contra las paredes (es decir, un pilar en cada fachada del edificio), produciendo un efecto de columna corta. Típicamente, este tipo de falla involucraba solo los dos marcos de portal externos y en algunos casos también los posteriores. En algunos casos, la reducción significativa de la longitud de corte de los pilares, debido a la interacción con los rellenos, produjo una modificación del modo de falla de flexión a tipo de corte por flexión. [4] [6] [12] [13] [22]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con mampostería (listones debajo de la viga)		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso incipiente se asociaba con una alta esbeltez fuera del plano, porque no se proporcionó restricción lateral en correspondencia con pilares y anteojos de hormigón armado. Los paneles de mampostería eran irregulares a lo largo de la altura debido a la presencia de acristalamiento de cinta, sin bordillos de hormigón armado en la parte superior y sin conexiones a los pilares. En estas condiciones, los paneles de mampostería experimentaron daños en el plano y vuelco fuera del plano en varios casos. [5] [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Falla en las conexiones mecánicas, típicamente canales de anclaje y en forma de C o L perfiles de acero, a los pilares de soporte y / o vigas. De hecho, estos dispositivos fueron diseñados para soportar principalmente cargas de gravedad verticales y para evitar el vuelco del panel como consecuencia de bajas acciones horizontales fuera del plano, como las cargas de viento. Durante un terremoto, estas conexiones necesitan acomodar altos desplazamientos relativos y rotaciones, porque las demandas de desplazamiento y rotación se concentran en el nivel de conexión debido a su menor rigidez en comparación con los elementos prefabricados conectados. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•El comportamiento de las paredes de revestimiento vertical fue mejor, en general. Cuando se sujetaron en la base a vigas de cimentación de hormigón armado y / o pavimentos de hormigón, también proporcionaron una rigidez y resistencia adicionales significativas a los pilares externos del edificio. Se observaron algunos colapsos de los paneles verticales, cuando no estaban correctamente sujetos a los cimientos o cuando tenían una estructura interna ligera de sándwich. En algunos casos, la falla de los paneles verticales se debió al vuelco de las existencias industriales contenidas en las áreas de almacén. [12]</li> </ul>		
			

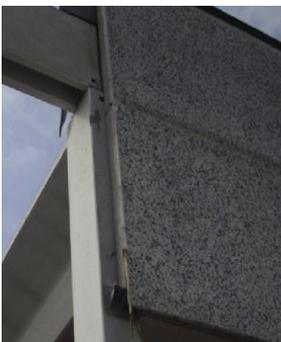
## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales o mampostería		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Efecto de columna corta, se debe a la disposición de paneles de revestimiento y relleno, nuevas construcciones adyacentes sin una junta sísmica adecuada, salas contiguas con diferentes pesos o techos de diente de sierra con vigas inclinadas. La causa más frecuente de daños relacionados con columnas cortas es la conexión entre los elementos estructurales de hormigón armado de los edificios industriales con ventanas de listones en la parte superior de los muros cortina de mampostería / paneles de revestimiento. [10]</li> </ul>		
			

## ❖ 6

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con mampostería		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla de la columna corta ha sido bastante frecuente debido a los rellenos de revestimiento. En otros casos, se originó por nuevas construcciones adyacentes sin una junta sísmica adecuada o por salas contiguas de diferente altura. [11]</li> </ul>		
			

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los paneles de revestimiento horizontales eran particularmente vulnerables, debido a la falta de dispositivos de fijación apropiados para anclar los paneles. Típicamente, cada nivel de paneles de revestimiento fue soportado por el nivel inferior. Cada panel tenía dos conectores en su parte superior, unidos a perfiles de acero específicos anclados solo en la cubierta de hormigón de los pilares. Estos conectores fueron diseñados para resistir fuerzas horizontales ortogonales a paneles, por ejemplo, fuerzas producidas por presiones de viento o acciones sísmicas (en edificios muy recientes). Sin embargo, dado que los pilares exhibían grandes desplazamientos horizontales en el plano de los paneles y los paneles eran muy rígidos en el plano, se produjeron altas demandas de desplazamiento relativo en los conectores (especialmente en los paneles de revestimiento superiores). Como los conectores no fueron diseñados para permitir desplazamientos, fueron sometidos a altas fuerzas que rompieron los perfiles de acero incrustados en el concreto que cubren las columnas, causando la falla de los paneles de revestimiento. [12]</li> </ul>		



### 3.1.2. Marcos con conexiones secas

#### Cubierta

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con arriostramiento y con vigas prefabricadas espaciadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla de arriostramiento a la viga, causada por los movimientos sísmicos produciendo efectos de tracción y compresión. El daño se asocia a un mal diseño de la unión entre los elementos, y no a un problema específico de las estructuras prefabricadas. [2]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con arriostramiento y con vigas prefabricadas espaciadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños de arriostramiento en el plano de cubierta en base a perfiles de acero es causado por el efecto de tracción y compresión. Este daño se asocia a un mal diseño de la unión entre los elementos, y no a un problema específico de las estructuras prefabricadas. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con arriostramiento y con vigas prefabricas espaciadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incapacidad de la conexión para resistir los desplazamientos generados por el sismo. El movimiento de vaivén, genera solicitaciones excesivas que terminan por arrancar la conexión, en el momento en que el arriostramiento cambia su trabajo de compresión a tracción. Conexiones ejecutadas en zonas no confinadas de la viga, lo cual, ante la incapacidad del hormigón a resistir la tracción provocada por el anclaje del arriostramiento, provoca el arrancamiento de la conexión. [2]</li> </ul>		
			

## Cubierta – Viga

## ❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con vigas prefabricas espaciadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El volcamiento y caída de las costaneras de hormigón están asociados a una débil conexión entre ellas y las vigas principales, conexiones secas que ante solicitaciones transversales o longitudinales a la estructura no cumplieron su objetivo, permitiendo movimientos no considerados en el diseño. Las vigas de techo, o costaneras, no solo resultaron dañadas por alguna responsabilidad directa sobre ellas, sino que también por causas como la caída de vigas principales o secundarias (daño en la conexión viga – pilar) o por desplazamientos excesivos luego de la falla del sistema de arriostramiento de las estructuras. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 2

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas I	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con vigas doble T prefabricadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caída de losetas doble T prefabricadas de hormigón. Al no contar con sobrelosa, las losetas tuvieron un comportamiento independiente unas de otras, y frente a desplazamientos excesivos de las vigas soportantes, algunas cayeron por falta de apoyo y/o deficiencia en su conexión. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con vigas acanaladas prefabricadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los extremos de los elementos del techo se colocaron sobre elementos de soporte con formas especiales y se fijaron con clavijas de acero. Bajo las sacudidas sísmicas, los bordes de los elementos de soporte se rompieron alrededor de los tacos debido al anclaje insuficiente para hacer frente a las fuerzas. Nuevamente, la fricción no contribuyó adecuadamente. [14]</li> <li>• El pequeño grosor de la cubierta de la barra de la viga, también caracterizada por la falta de estribos, colapsó y causó la pérdida del soporte de la loseta. Obviamente, tal pérdida de soporte ocurrió fácilmente donde la conexión de la viga de loseta no estaba fija y / o no había conexión entre las losetas. [15]</li> </ul>		
			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas I	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubiertas con vigas doble T prefabricadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Esquema estático de tales estructuras se caracteriza por una gran deformabilidad; en consecuencia, la mayoría de los daños observados de elementos estructurales dependen de los desplazamientos relativos entre los elementos. De hecho, se observaron muchos casos de golpes entre elementos de la misma estructura. Además, el golpeteo entre los edificios adyacentes era frecuente, en el caso de las estructuras in situ prefabricadas y fundidas, debido a la insuficiencia de las juntas de separación. En la imagen se muestra el golpeteo entre el elemento de cubierta y la viga. [15]</li> </ul>		
			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubiertas con vigas rectas prefabricadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excesivos desplazamientos combinados a una conexión poco dúctil, provocaron la caída de un grupo de costaneras, unidas a las vigas principales mediante conexiones secas. [2]</li> </ul>		
			

## Viga – Pilar

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso de la conexión viga - pilar de la estructura. En la imagen (a) se observa el pilar con sus respectivos pasadores, por lo que se concluye que la viga que se aprecia en la imagen (b) se desprendió del pilar luego que el grout de relleno se desintegrara producto de el vaivén de la estructura. [2]</li> </ul>		
	 <p>a)</p>	 <p>b)</p>	

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desprendimiento de hormigón en extremo de la viga, interacción con el pilar frente a desplazamientos laterales. Conexiones no rígidas, permiten el giro de los elementos de forma proporcional a los desplazamientos. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta (forjado intermedio)
<b>Descripción</b>	Marco con pilares, vigas y forjado intermedio en un tramo		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los pilares gravitacionales fallidos mostraron una barra de pandeo y falta de confinamiento. Las fallas probablemente ocurrieron debido a conexiones inadecuadas y la falta de detalles sísmicos para la resistencia y la ductilidad. [1] [3]</li> </ul>		
 			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 - Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas secundarias apoyadas sobre los extremos superiores de pilares con barras de anclaje		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caída de viga secundaria debido a que los anclajes de la conexión viga-pilar no forman una unión rígida, permiten el giro de los elementos de forma proporcional al desplazamiento, por la deformación en fluencia de las barras de anclaje, o el arrancamiento de éstas, si la longitud de desarrollo no es suficiente o se produce la falla de grout. Conexión mediante barras embebidas no permite la compatibilidad de deformaciones en el giro de ambos elementos, a pesar de que el diseño considera esta unión, como una unión rotulada. Incompatibilidad geométrica frente al giro que genera estas conexiones, provoca concentración de tensiones en el nudo, y como consecuencia, desprendimiento de hormigón de la viga y el pilar. El grout de relleno de las vainas, falla frente a las cargas cíclicas a las que está sometida la conexión. La pérdida de sección en el nudo, provoca una mayor libertad de los elementos para girar, lo que ocasiona un daño mayor de la conexión. El daño observado en este tipo de elementos se asocia principalmente al esfuerzo producido por elementos no estructurales que dependen de la viga como soporte, por ejemplo, los paneles prefabricados de hormigón, los cuales son utilizados para el cerramiento vertical de la nave industrial. Para algunas vigas, en zonas adyacentes al nudo de conexión, se constató falla inducida por el giro del nudo, debido a las deformaciones de los marcos. Las grietas indican fallas de corte por la flexión de la viga. [2]</li> </ul>		
 			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas secundarias, conectadas al pilar, mediante ménsulas y barras salientes de la viga.		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daño en la conexión viga - pilar intermedio de la estructura, producto del aplastamiento del hormigón. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 6

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas I	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La inspección visual revelo una falla en la parte superior de uno de las conexiones pilar central – viga. Esta falla fue por la pérdida del asiento de la viga y su posterior colapso. La distancia bastante limitada de los tacos desde el borde del pilar y la cantidad limitada de refuerzo transversal podría haber dado como resultado la formación de una grieta de corte a través de la cubierta de hormigón seguida de la pérdida del anclaje de los tacos y en consecuencia la pérdida del apoyo de la viga. La falla revela la ausencia de disposiciones específicas para detallar las conexiones de viga a pilar en los estándares italianos actuales y en los eurocodigos. [4] [6] [22]</li> </ul>		
			

## ❖ 7

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La presencia de una conexión mecánica, realizada por un pasador metálico, ha sido incapaz de absorber las fuerzas horizontales debido a la excitación sísmica, causando el colapso. [5]</li> </ul>		



## ❖ 8

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la imagen (a) el refuerzo de acero en la parte trasera de la viga no fue suficiente para resistir la fuerza producida por la espiga de acero en la conexión viga-pilar. La imagen (b) se muestra un detalle de la parte superior de un pilar en un edificio diseñado de acuerdo con reglas sísmicas. Se puede ver una espiga de acero horizontal. Se utilizó para conectar el haz prefabricado en forma de omega al pilar. Sin embargo, debido a la irregularidad del plano, la acción en la conexión fue mayor que la calculada en el diseño, la espiga fue insuficiente y la viga cayó de su soporte. [12]</li> </ul>		



a)

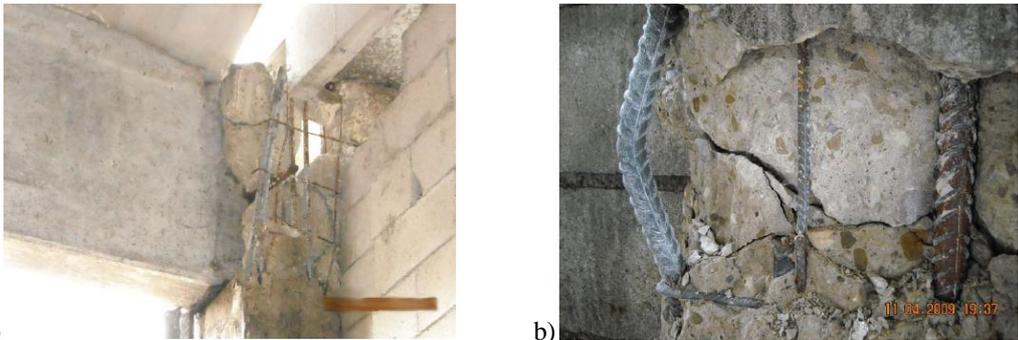


b)

## ❖ 9

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las vigas del cobertizo se colocaron en soportes con horquillas en la parte superior de los pilares. Los soportes y las vigas se conectaron con un pasador. Bajo los temblores sísmicos, esta conexión no funcionó, probablemente debido a la ausencia de un relleno de mortero para reparar el taco. [14]</li> <li>• La pérdida de soporte en el lado sin barra de unión, causada por desplazamientos demasiado grandes, y el golpeteo entre la viga y la horquilla superior del pilar. El fenómeno de la división de la cubierta de la barra de unión también se puede observar en el nivel intermedio de algunos edificios prefabricados de dos pisos, donde, como ya se ha escrito, la unión de la viga-pilar está en la ménsula. [15]</li> </ul>		
			

## ❖ 10

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• En la parte superior de los pilares, las paredes laterales de algunos soportes de bolsillo se rompieron como se muestra en la imagen (a), lo que indica la importancia de una restricción lateral adecuada contra el volcado de vigas. Se produjeron algunos desprendimientos a media altura (donde se acorta el refuerzo longitudinal), con el pandeo de las barras longitudinales (b) debido al espaciamiento excesivo de los estribos con respecto a la demanda de ductilidad a la flexión bajo cargas sísmicas. Este tipo de daño también ocurrió en algunos otros edificios. [14]</li> </ul>		
			

## ❖ 11

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla local del soporte de la viga muestra una condición de colapso cercano, causada por el gran recubrimiento del pilar debido a las disposiciones de protección contra incendios; de hecho, debido a tales disposiciones, un volumen de hormigón sin refuerzo funciona como soporte de vigas. [15]</li> </ul>		
			

## ❖ 12

<b>Ubicación</b>	Turquía 2011 – Van	<b>Magnitud</b>	7,2 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las grietas y aplastamientos en las esquinas de los elementos estructurales en las regiones de unión porque no se usaron cojinetes elastoméricos en las conexiones de viga – pilar. El aplastamiento por compresión y el agrietamiento por tracción se produjeron en casi todas las conexiones del pilar de la viga, sin importar si el marco falló o no. Era evidente que no se utilizaron almohadillas elastoméricas en estructuras de hormigón prefabricado con o sin falla. En algunos marcos colapsados, se observó que faltaba el refuerzo radial o de confinamiento alrededor de los agujeros de refuerzo para la conexión de la viga al pilar. En ciertas estructuras, el número de agujeros era inconsistente. Tales observaciones son buenos ejemplos de la baja calidad de la construcción y la práctica de ensamblaje en el área local. [26]</li> </ul>		
			

## ❖ 13

<b>Ubicación</b>	Turquía 2011 – Van	<b>Magnitud</b>	7,2 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con ménsulas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla de estos edificios industriales se debió principalmente a la caída de las vigas del techo. Aunque la caída de las vigas del techo podría atribuirse fácilmente a la falta de lechada (ya que el edificio estaba en construcción, el productor afirma que el terremoto ocurrió justo antes de la lechada) en los soportes de los pasadores en las conexiones, se observaron fallas en las conexiones donde la lechada se había completado recientemente. Los marcos prefabricados sin paredes y cubiertas de techo experimentaron varios niveles de daño. Los autores creen que las respuestas de las estructuras industriales están influenciadas principalmente por los niveles de deriva lateral. [26]</li> </ul>		



## ❖ 14

<b>Ubicación</b>	Turquía 2011 – Van	<b>Magnitud</b>	7,2 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas doble pendiente apoyadas en pilares con ménsulas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si bien las conexiones normalmente deben fijarse a través de pernos y tuercas, además de la lechada que se debe llenar en el orificio de la viga en la sección de soporte, no se usaron pernos y tuercas en las estructuras fallidas examinadas. Curiosamente, tampoco se mostraron tornillos y tuercas en los dibujos de diseño. Otro error de diseño importante es la suposición de la condición del terreno local de tipo Z2, mientras que debería haber sido Z3 o Z4. De acuerdo con el Código Sísmico de Turquía, el suelo de la clase Z1 corresponde a la condición del suelo rígido, mientras que el Z4 es el suelo blando. [17]</li> <li>• Los pesados marcos de hormigón prefabricado con vigas de techo prefabricadas sufrieron problemas de conexión. Se observaron desplazamientos significativos en las conexiones viga-pilar de las estructuras. Las vigas se deslizaron de sus asientos debido a la inadecuada fijación de acero y hormigón. Las vigas de hormigón prefabricado colapsaron debido a un anclaje inadecuado en las conexiones viga – pilar, en la parte superior. [18]</li> </ul>		
			

## ❖ 15

<b>Ubicación</b>	China 2008 – Wenchuan	<b>Magnitud</b>	7,9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas celosía	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Vigas celosía apoyadas en pilares sin horquillas en los extremos superiores y en ménsulas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muestra los escombros del colapso de la estructura del techo de la unidad central de construcción, después de una falla en la dirección transversal de los elementos de soporte que no pudieron acomodar los desplazamientos diferenciales resultantes de la diferencia de rigidez entre la izquierda, más rígido, y la parte derecha, más flexible del cobertizo que tenía grandes aberturas para fines logísticos. Daños en las conexiones de la médula entre el pilar prefabricada y los elementos de viga; el agrietamiento extenso en los soportes sin desplazamientos diferenciales muestra que había algún tipo de conexión de pasador de acero y que era eficaz para mantener la integridad de la conexión. [20]</li> </ul>		
			

## Pilar – Base

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Pilares empotrados en la base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La fisuración, pérdida de sección y armadura a la vista. El pilar posee un amortiguamiento muy bajo, rotula plástica por desplazamientos excesivo en la parte superior de la estructura. Debido a que los anclajes de la conexión viga – pilar no constituyen una unión rígida, permiten el giro de los elementos de forma proporcional al desplazamiento, por la deformación en fluencia de las barras de anclaje, o el arrancamiento de éstas, si la longitud de desarrollo no es suficiente o se produce la falla de grout. [2]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Pilares empotrados en la base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los pilares actúan como voladizos fijos en su base que debido a fuerzas generadas por sismos fuertes estas pierden verticalidad por la rotación de una posible base inadecuada, incluso si esta causa no es fácilmente comprobable a menos que se realice una inspección de la base. También se desarrollan rotulas plásticas en la base del pilar que se pueden evidenciar por grietas extensas en la base. Deficiencias en la separación de los estribos en la zona crítica del pilar el refuerzo longitudinal tiende a pandearse. [4]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Pilares empotrados en la base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>En presencia de fuertes tensiones producidas por los terremotos, los pilares prefabricados muestran pérdida de verticalidad debido a una rotación en el elemento de base (a) causada por una posible conexión inadecuada de pilar a base, incluso si esta causa no es fácilmente comprobable a menos que se realice una inspección directa de la base. Desarrollo de la bisagra de plástico en la base del pilar: la imagen (b) muestra una bisagra de plástico incipiente evidenciada por grietas extensas en la base, y (c) indica un caso de pandeo longitudinal de la barra debido a la falta visible de una separación adecuada del estribo en la zona crítica del pilar. [22]</li> </ul>		
			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Pilares empotrados en la base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Presencia de bisagra plástica, debido a la alta intensidad de la sísmica. acción. En algunos casos, dicha bisagra de plástico no se observó en la base del pilar, es decir, en la unión pilar – base, sino incluso un metro por encima, donde disminuye el refuerzo longitudinal. [15]</li> </ul>		
			

❖ 5

<b>Ubicación</b>	Turquía 2011 – Van	<b>Magnitud</b>	7,2 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Pilares empotrados en la base		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Una observación que pueden aclarar sobre el diseño no lineal y el análisis de tales estructuras, es la longitud de la bisagra plástica observada, que se mide aproximadamente el doble de la profundidad del pilar. Otras deficiencias observadas, que no jugaron un papel importante en la falla de la instalación, fueron la mala calidad del hormigón, el grosor insuficiente de la cubierta y el número insuficiente de cruces transversales en los pilares prefabricados. [17] [18]</li> <li>• Los pilares no solo sufrieron fuerzas de inercia, sino también las fuerzas de gravedad y el momento adicional creado por la caída de las vigas del techo, lo que resultó en una flexión en las bases de los pilares. [26]</li> </ul>		
			

### Estructura – Pared

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las conexiones fallaron debido la falla de los bordes del perfil anclados en la viga longitudinal y rotura de los ganchos. [4]</li> </ul>		
			

## ❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La causa principal del colapso se debe a las características inapropiadas de los soportes para absorber las fuerzas horizontales. Además, el desplazamiento diferencial entre pilares adyacentes y el martilleo de la cubierta frente a los pilares causaron el colapso de los paneles de revestimiento, debido a la falta de soporte. [5]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Chile 2010	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El ángulo doblado y roto que todavía está soldado a empotramientos en la parte posterior del panel caído del tímpano. Las soldaduras a las placas incrustadas en la viga spandrel se soltaron. Fuerzas fuera del plano hicieron que las conexiones fallaran, causaron flexión en el ángulo y palanca en las soldaduras. Las paredes tenían conos de desprendimiento poco profundos que parecían corresponder a tramos cortos de clavijas dobladas que se proyectaban desde el borde de la cubierta. Deficiencias en el diseño del panel en grosor y refuerzo también pueden haber contribuido a fallas fuera del plano. [1] [3]</li> </ul>		
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>			

## ❖ 4

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los desplazamientos de la estructura generan concentraciones de tensiones en los puntos de conexión de estos elementos con la viga longitudinal. El daño en este tipo de elementos se asocia principalmente al esfuerzo producido por elementos no estructurales que dependen de la viga como soporte, por ejemplo, los paneles prefabricados de hormigón, los cuales son utilizados para el cerramiento vertical de la nave industrial. Producto de las sollicitaciones sísmicas, se generaron desplazamientos entre vigas secundarias y paneles prefabricados de hormigón, consecuencia de esto, se produce concentración de tensiones y desplazamientos no considerados en el diseño de la viga. Al invertir la dirección de aplicación de la fuerza, el desplazamiento y la concentración de tensiones en la viga también cambian este vaivén en el movimiento contribuye a la generación de daños. Para algunas vigas, en zonas adyacentes al nudo de conexión, se constató falla inducida por el giro del nudo, debido a las deformaciones de los marcos. Las grietas indican fallas de corte por la flexión de la viga. [2]</li> </ul>		
			

## ❖ 5

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La causa principal del colapso se debe a las características inapropiadas de los soportes para absorber las fuerzas horizontales y el desplazamiento diferencial entre pilares adyacentes y el martilleo de la cubierta frente a los pilares causaron el colapso de los paneles de revestimiento, debido a la falta de soporte. [5]</li> <li>• El desprendimiento en el plano de un elemento de revestimiento exterior después del fallo de las conexiones con la estructural principal, debido a que agotaron la capacidad de desplazamiento de las conexiones, lo que condujo al desarrollo de altas fuerzas. [6]</li> </ul>		
			

## ❖ 6

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El desprendimiento en el plano de un elemento de revestimiento exterior después del fallo de las conexiones con la estructural principal, debido los altos efectos de inercia fuera del plano condujeron al desarrollo de altas rotaciones, especialmente cuando se utilizaron más de dos paneles horizontales, que, junto con los efectos de inercia vertical, provocaron la desaparición y la pérdida de la conexión. [6]</li> <li>• Muchos paneles horizontales cayeron, porque los canales de anclaje no eran absolutamente adecuados para permitir grandes demandas de desplazamiento sísmico; en consecuencia, su plastificación indujo la expulsión de los pernos de retención por acción de palanca, particularmente en los paneles superiores. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 7

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El panel horizontal separado del marco, (posiblemente) debido a las altas fuerzas sísmicas de inercia fuera del plano que causaron la falla de las fijaciones. [6]</li> <li>• Muchos paneles horizontales cayeron, porque los canales de anclaje no eran absolutamente adecuados para permitir grandes demandas de desplazamiento sísmico; en consecuencia, su plastificación indujo la expulsión de los pernos de retención por acción de palanca, particularmente en los paneles superiores. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 8

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muchos paneles horizontales cayeron, porque los canales de anclaje no eran absolutamente adecuados para permitir grandes demandas de desplazamiento sísmico; en consecuencia, su plastificación indujo la expulsión de los pernos de retención por acción de palanca, particularmente en los paneles superiores. [9]</li> <li>• Las causas del colapso se pueden atribuir a varias causas, como la falta de diseño sísmico en el revestimiento de dispositivos de conexión de panel a elemento estructural, el golpeteo de elementos de techo, pilares u otros paneles prefabricados, además de la interacción panel a estructura que causa más fuerzas laterales en los dispositivos de conexión, no consideradas durante el proceso de diseño. [4] [22]</li> </ul>		
			

## ❖ 9

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El golpeteo de elementos del techo, pilares u otros paneles prefabricados; la interacción panel a estructura que causa fuerzas laterales adicionales en los dispositivos de conexión, que no se consideran durante el proceso de diseño. [4]</li> </ul>		
			

## ❖ 10

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La falla del canal de anclaje embebido en el pilar y la falla por corte de las placas angulares metálicas que conectaban el panel a la estructura. [4]</li> <li>• Muchos paneles horizontales cayeron, porque los canales de anclaje no eran absolutamente adecuados para permitir grandes demandas de desplazamiento sísmico; en consecuencia, su plastificación indujo la expulsión de los pernos de retención por acción de palanca, particularmente en los paneles superiores. [9]</li> </ul>		
			

## ❖ 11

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La conexión superior de los paneles verticales al lado de la viga de la canaleta, hecha por un perfil ahogado en el panel, atornillado con tuerca y estribo angular, en algunos casos cedió debido a la ruptura del estribo angular y / o al movimiento de la cabeza del perno fuera del perfil. Este último fenómeno también causó el colapso de los paneles conectados a los pilares por un perfil ahogado en el pilar y bayoneta con casquillo unido al panel mediante un tornillo; algunas de estas últimas conexiones, en cambio, colapsaron debido a que la bayoneta se rompió en la posición del buje. Algunas otras fallas se debieron a la salida de todo el perfil del panel donde se ahogó. [15]</li> </ul>		
			

## ❖ 12

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los grandes desplazamientos, en la parte superior de algunos edificios. Las fallas ocurrieron no solo con las barras de canal, sino también con otros tipos de fijaciones. No se trata de la insuficiencia del producto, sino del diseño inadecuado de la conexión. [14]</li> </ul>		
			

## ❖ 13

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas doble pendiente	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Los grandes desplazamientos, en la parte superior de algunos edificios. Las fallas ocurrieron no solo con las barras de canal, sino también con otros tipos de fijaciones. No se trata de la insuficiencia del producto, sino del diseño inadecuado de la conexión. La estructura de los pilares, vigas y elementos del techo no sufrieron daños, pero se cayó toda una hilera de paneles de revestimiento horizontales. La causa es el fallo de las fijaciones. [14]</li> </ul>		
			

## ❖ 14

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados verticales		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se han notado signos de grandes desplazamientos, hasta <math>\pm 150</math> mm en la parte superior de algunos edificios. Las fijaciones, hechas de barras de canal, se han forzado en la dirección transversal tangencial para la cual no fueron diseñadas. El cabezal de anclaje funcionaba como una palanca, sacando los bordes del canal. En las paredes ortogonales, la fuerza, normal al plano de conexión y relacionada con la masa local de los paneles y no con la masa total del techo, tenía suficiente resistencia. [14]</li> </ul>		
			

## ❖ 15

<b>Ubicación</b>	China 2008 – Wenchuan	<b>Magnitud</b>	7,9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas celosía	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con mampostería		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El colapso parcial de la fachada en la parte superior de dos de las unidades del edificio, como resultado del vuelco fuera del plano de los ladrillos de mampostería inducido por los grandes desplazamientos del cobertizo de hormigón armado prefabricado y por la ausencia de restricciones normales al plano de la fachada. El colapso fuera del plano del frontón de ladrillo de arcilla que se muestra en la imagen (a) y (b) fue un modo de falla común observado en la fachada de muchos cobertizos industriales prefabricados de hormigón armado del área afectada. [20]</li> </ul>		
			

### 3.1.3. Marcos con conexiones húmedas

#### Cubierta

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	1 planta
<b>Descripción</b>	Cubierta con arriostramiento y con vigas prefabricadas espaciadas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El plano del techo, en lugar de un diafragma, tenía arriostramientos diagonales debajo de las vigas del techo que estaban conectadas entre vigas y placas y escudetes. El único daño significativo a esta estructura por el terremoto fue que todos estos tirantes diagonales se desconectaron de las placas en las vigas y cayeron. [1] [3]</li> </ul>		
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>			

## 3.2. Estructuras de varias plantas

De igual manera se pudo recopilar daños estructurales en edificaciones de varias plantas y dichas estructuras presentaron conexiones secas y húmedas.

### 3.2.1. Estructuras con marcos mediante conexiones secas

#### Viga – Pilar

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010 – Maule	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	2 planta
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La pérdida de soporte de los elementos prefabricados del techo también se debió a la irregularidad del plan. La mayor rigidez lateral de la parte derecha del edificio provocó la transferencia de grandes fuerzas horizontales al nivel de los soportes de la viga del techo, con fuerzas que superaban la resistencia a la fricción. [12]</li> </ul>		
			

## ❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	2 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas apoyadas a pilares mediante ménsulas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La sacudida particularmente fuerte con un componente vertical muy alto. La imagen muestra un primer plano de un rodamiento gravemente dañado para una viga. No se produjeron colapsos, pero el edificio tuvo muchos otros daños relevantes. Las fallas locales de los rodamientos también ocurrieron en otros edificios. [14]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

<b>Ubicación</b>	Italia 2009 – L`Aquila	<b>Magnitud</b>	6.3 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	2 planta
<b>Descripción</b>	Vigas rectas apoyadas a pilares mediante ménsulas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La sacudida particularmente fuerte con un componente vertical muy alto. La imagen muestra un primer plano de un rodamiento gravemente dañado para una viga. No se produjeron colapsos, pero el edificio tuvo muchos otros daños relevantes. Las fallas locales de los rodamientos también ocurrieron en otros edificios. [14]</li> </ul>		
			

## Estructura – Pared

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	Varias plantas
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados vertical		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Las conexiones en los paneles de revestimiento debido a la capacidad de desplazamiento insuficiente que resulta en el vuelco de los paneles de revestimiento. En este caso, los pilares y / o vigas, las conexiones típicamente utilizadas fueron canales de anclaje y elementos de acero en forma de C o L. Estos dispositivos fueron diseñados para transferir la carga vertical del panel (peso propio) y cualquier carga fuera del plano al elemento de soporte. Sin embargo, en un evento de terremoto, este tipo de edificio fue sometido a una desviación excesiva entre pisos y altas fuerzas de inercia fuera del plano que condujeron a una falla de conexión porque no fueron diseñados para ello. [10]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	Varias plantas
<b>Descripción</b>	Revestimiento de estructura con paneles prefabricados horizontal		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Los paneles de revestimiento / relleno con varios daños se deben a la falla de los elementos de fijación (conexiones) y a la consecuencia de un vuelco fuera del plano. [10]</li> </ul>		
			

### 3.2.2. Marcos con conexiones húmedas

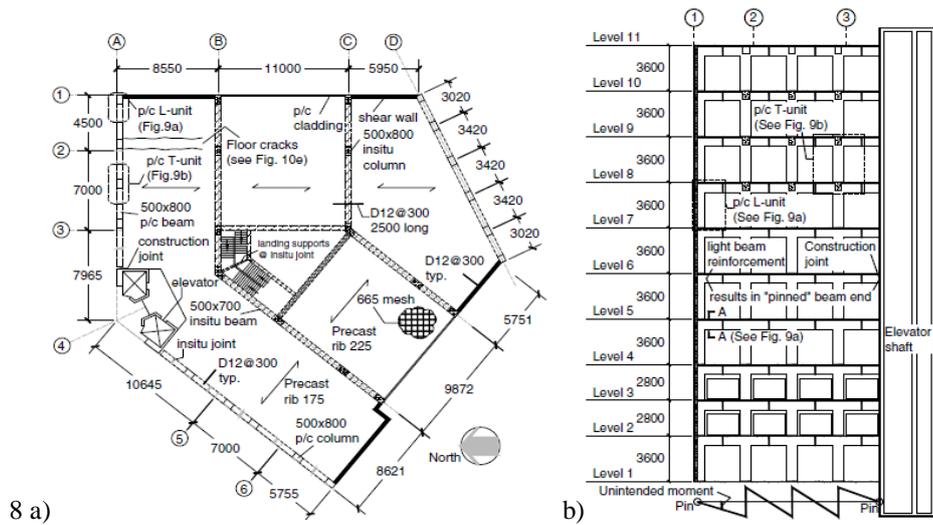
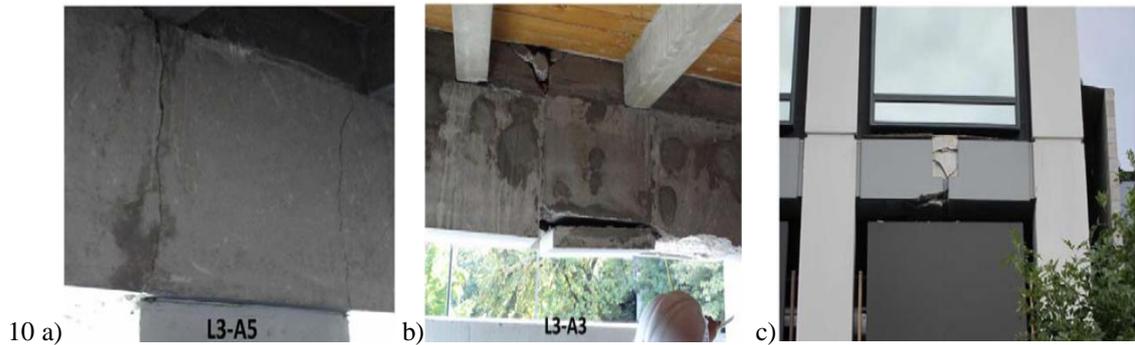
#### Viga – Pilar

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>	Sistema de resistencia a la fuerza sísmica (SFRS)	<b>Edificio</b>	10 plantas
<b>Descripción</b>	Marco estructural perimetral con conexiones húmedas		

**Causa**

- Los daños principales del edificio, que incluye: (10a) bisagras plásticas en las caras de la columna de las unidades T, como se pretendía, (10b) fallas en la junta de cierre de la mitad de la unidad L, que también se muestra desde el exterior en la imagen (10c). Los empalmes de medio tramo en los tramos interiores estaban intactos. Este patrón de daño fue consistente en toda la estructura. La condición final fijada creada por el diseño / construcción en los extremos del marco crea una falta de un punto de inflexión en el tramo medio en los tramos finales (ver imagen 8b), junto con el detalle de lapeado potencialmente pobre entre la unidad L y La unidad T, resultó en no realizar completamente la intención del diseño del Sistema 2. Estas fallas de empalme exhibieron un componente de deformación cortante / axial; No está claro hasta qué punto las paredes de corte estabilizaron este marco. [21]



<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>	<b>Sistema de resistencia a la fuerza sísmica (SFRS)</b>	<b>Edificio</b>	20 plantas
<b>Descripción</b>	Marco perimetral de momento emulativo, y viga prefabricados interiores y de esquina especialmente detallados instalados en columnas fundidas en el lugar		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El daño típico de la bisagra de plástico en el extremo de la viga observado en el Edificio en los pisos más dañados (nivel medio inferior, mientras que los pisos superiores tuvieron un daño menor). La imagen (a) muestra una junta de esquina prefabricada, que indica grietas de flexión en la pata del bastidor de la unidad de prefabricado (junta derecha) y flexión o posiblemente grietas de torsión por flexión en la pata del bastidor (junta izquierda). Esta última respuesta se ajustaría a una excitación primaria EO de la estructura (una deriva mayor que provoca una articulación de flexión en el marco EO y posibles demandas de torsión asociadas en el marco NS). Tenga en cuenta que solo una pequeña porción de la unidad prefabricada era visible debajo del techo suspendido; Las imágenes 7c y 7d muestran algunas de las bisagras de plástico más desarrolladas (L9, L4) a toda profundidad. El desarrollo de la bisagra de flexión del haz también fue visible en las juntas interiores (por ejemplo, imagen 7c), donde, en general, el agrietamiento de la bisagra plástica del marco EO fue más severo que en el marco NS. [21] [25]</li> <li>• Se desempeñaron como se esperaba de ellos en un terremoto severo, con formación de bisagras de plástico en las vigas, vigas de acoplamiento y en las bases de paredes y columnas. Sin embargo, en muchos casos, los edificios se consideran demasiado caros para ser reparados. [24]</li> </ul>		

## ❖ 3

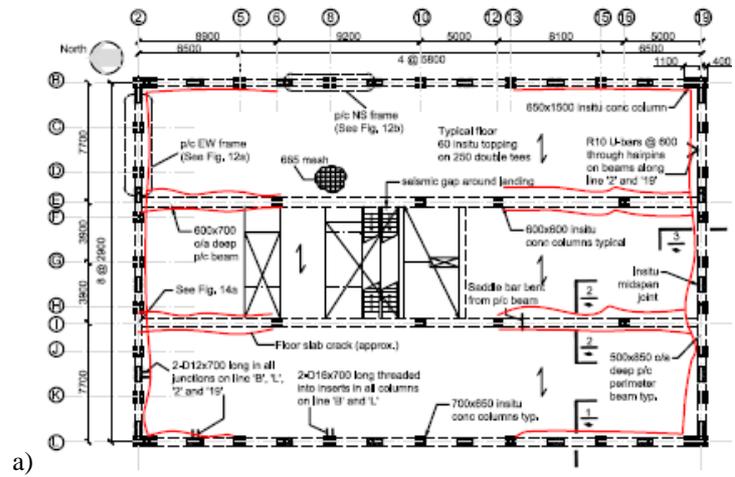
<b>Ubicación</b>	Italia 2012 – Emilia	<b>Magnitud</b>	5.9 Mw
<b>Estructura</b>	Marco con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	2 planta
<b>Descripción</b>	Estructura tipo esqueleto con conexiones húmedas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La existencia de una estructura de mayor tamaño al costado de la obra que presento este daño. Las sollicitaciones sísmicas generaron desplazamientos en ambas estructuras, provocando el choque de estas debido a la inexistencia de una dilatación, y como consecuencia el daño analizado. complejo determinar la causa del daño registrado, existen muchos factores que pueden haber condicionado su fisuración, como un mal diseño del elemento, o la ubicación de algún tipo de material u objeto que hasta esa altura impedía el libre movimiento del pilar y lo rigidiza tomando una mayor tensión. Debido a que no se tienen mayores antecedentes que los enunciados, es asociado a un problema global de una estructura de hormigón, y no causal de su composición prefabricada. [2]</li> </ul>		
			

## Viga – Losa

## ❖ 1

<b>Ubicación</b>	Chile 2010	<b>Magnitud</b>	8,8 Mw
<b>Estructura</b>	Pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	2 planta
<b>Descripción</b>	Marcos con conexiones húmedas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La ausencia de la sobrelosa impide que el conjunto de losetas actúe como diafragma rígido, y le da entonces, la libertad a cada uno de estos elementos de moverse y deformarse de forma independiente. El movimiento independiente de cada loseta, ocasiona golpes entre ellas, y con segundos elementos de la estructura, como por ejemplo vigas principales o secundarias, por lo tanto, se genera el desprendimiento de hormigón. [2]</li> </ul>		
			

<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>	<b>Sistema de resistencia a la fuerza sísmica (SFRS)</b>	<b>Edificio</b>	17 plantas
<b>Descripción</b>	Marco de momento de perímetro emulativo prefabricado		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El diafragma del piso exhibió grietas significativas (25–40 mm) a lo largo de las bridas colgadas de las juntas doble T (DT) con los marcos de momento perimetral y los marcos de gravedad internos (imagen <b>a</b>, muestra los patrones de grietas en el piso del nivel superior). De particular preocupación fue la presencia de grietas ortogonales adyacentes; tales formaciones de grietas en los sistemas de piso de concreto han llevado a la pérdida de la capacidad de carga de la gravedad en experimentos con protocolos de carga bidireccionales (Matthews et al. 2003). Ninguna de las unidades del piso del Edificio se derrumbó y sufrió daños temporales después del evento (Thompson 2012). Sin embargo, las unidades de piso se evaluaron como cercanas al colapso, debido a los efectos acumulativos de alargamiento del haz en el marco. Podría decirse que la corta duración del terremoto de Christchurch puede haber sido un factor contribuyente beneficioso para evitar una falla catastrófica. Los posibles factores que contribuyen al daño severo del piso incluyen: <b>1)</b> separación de los pilares de las esquinas de ambos marcos ortogonales debido al alargamiento del marco (Restrepo 1993, fib 2003) exacerbado por una baja relación entre el ancho y la profundidad en el marco EW; <b>2)</b> sacudidas significativas de NS y EW en los terremotos combinados, así como aceleraciones verticales significativas en el terremoto de Christchurch; <b>3)</b> refuerzo de unión relativamente modesto entre los marcos y el diafragma con refuerzo de malla frágil; <b>4)</b> vigas de gravedad internas del sistema de piso desplazadas de los pilares del marco de momento; y <b>5)</b> cierre de colada en el lugar vertido adyacente al pilar de esquina del marco corto. Estos factores se relacionan en general con la falta de demandas de compatibilidad de desplazamiento entre las unidades de piso que forman un diafragma y los tramos del marco, que se alargaron al desarrollar bisagras de plástico. Sin embargo, también debe reconocerse que las fuerzas de inercia del diafragma están controladas por modos superiores (Rodríguez et. Al 2002) y los segundos modos de traslación de esta estructura (~0.8 segundos) están dentro del rango de demandas espectrales de PSA significativas para ambos terremotos. Es importante tener en cuenta que la construcción de este edificio es anterior a la inclusión de detalles de diafragma prescriptivo de las disposiciones de 1995. Edificio 3 losa del piso superior: (a) Columna de esquina; (b) a lo largo del marco perimetral; (c) grieta a lo largo de la viga interna; y (d) vista inferior que muestra la camiseta colgada con brida. [21]</li> <li>• Ejemplo extremo en el que se produjo un daño extenso en el diafragma del piso y la pérdida del soporte de la unidad de piso prefabricado debido al efecto de alargamiento de la viga. El uso de una malla de alambre frágil conformada en frío para la transferencia de cizallamiento del diafragma ha generado incertidumbre sobre la vida estructural restante del diafragma. [24]</li> <li>• La incompatibilidad de desplazamiento de los sistemas de resistencia a la carga lateral y los elementos de "gravedad" como el piso prefabricado, los elementos de gravedad y las vigas de transferencia han sido reconocidos como una debilidad estructural crítica en investigaciones recientes. En particular, el efecto adverso de alargamiento del comportamiento plástico dúctil del sistema lateral (es decir, marcos de hormigón armado) sobre la integridad estructural del diafragma de los elementos de piso prefabricados está bien documentado. [25]</li> </ul>		



a)



b)



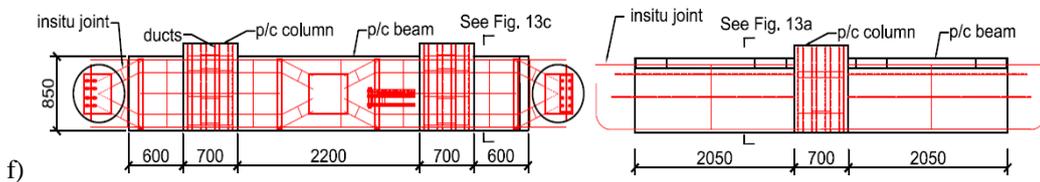
c)



d)



e)

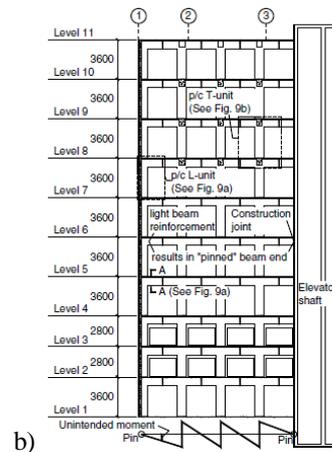
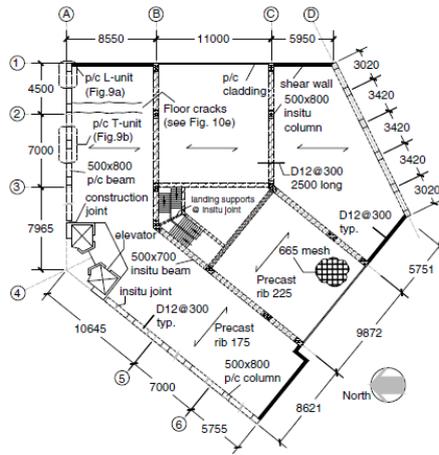


f)

<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>	Sistema de resistencia a la fuerza sísmica (SFRS)	<b>Edificio</b>	10 plantas
<b>Descripción</b>	Estructura porticada con unidades L y T prefabricadas que comprenden la trama de momento prefabricado.		

**Causa**

• Daño principal para el Edificio, que incluye: (1) bisagras de plástico en las caras de la columna de las unidades T, como se pretendía, (2) fallas en la junta de cierre de la mitad de la unidad L, que también se muestra desde el exterior en la Imagen c. Los empalmes de medio tramo en los tramos interiores estaban intactos. Este patrón de daño fue consistente en toda la estructura. La condición final fijada creada por el diseño / construcción en los extremos del marco crea una falta de un punto de inflexión en el tramo medio en los tramos finales (ver Imagen b, abajo), junto con el detalle de lapeado potencialmente pobre entre la unidad L y La unidad T, resultó en no realizar completamente la intención del diseño del Sistema. Estas fallas de empalme exhibieron un componente de deformación cortante / axial; No está claro hasta qué punto las paredes de corte estabilizaron este marco. El sistema de piso tenía grietas longitudinales de hasta 20 mm de ancho en la losa de acabado (imagen d). Estas grietas se alinean con las bisagras de plástico de la viga en el marco del momento (imagen e), y por lo tanto son atribuibles a la falta de compatibilidad de desplazamiento del piso con el alargamiento acumulativo de los tramos del marco como resultado del desarrollo de la bisagra de plástico. Debido a la orientación del piso en relación con el marco del momento, estas grietas longitudinales eran paralelas a las costillas prefabricadas (imagen a) y, por lo tanto, no representaban una pérdida de la capacidad de carga por gravedad del piso. Sin embargo, la malla de alambre soldada 665 relativamente frágil utilizada como refuerzo de losa de recubrimiento se fracturó a través de estas grietas. Por lo tanto, la transferencia de carga de diafragma completo se vio comprometida. Esta malla no se colocó en el centro del revestimiento de hormigón colado en el lugar como se detalla típicamente (Fig. 13), sino que se ubicó cerca de la parte inferior del revestimiento y, por lo tanto, se sentó en la unidad de piso prefabricado. [21]



## Estructura – Pared

❖ 1

<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>		<b>Edificio</b>	
<b>Descripción</b>	Paneles horizontales conectadas a la estructura mediante elementos metálicos		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>El panel de hormigón prefabricado colapsado debido a la falla de las conexiones rígidas en los dos extremos. Uno de los dos paneles colapsados (Panel B), estaba conectado rígidamente a dos edificios separados (que naturalmente tienen una respuesta de desplazamiento diferente). Es probable que el Panel B haya sido desplazado debido al desplazamiento relativo de los dos edificios. [25]</li> </ul>		
			

❖ 2

<b>Ubicación</b>	Nueva Zelanda 2011 – Christchurch	<b>Magnitud</b>	6.2 Mw
<b>Estructura</b>	Marcos con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	4 plantas
<b>Descripción</b>	Marcos estructurales y revestimiento con paneles de hormigón prefabricado		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La falla de conexión del panel de fachada de hormigón prefabricado, ocurrió debido a un error de construcción. Una inspección de primer plano de los ángulos de conexión que unen los paneles de concreto a la superestructura del marco de hormigón armado mostró que la soldadura de la conexión de perno ranurado estaba soldada a la placa de la arandela. Por lo tanto, este error de construcción habría restringido la deformación en el plano de los paneles de hormigón en relación con la deriva entre pisos del marco de hormigón armado. En consecuencia, la conexión rígida de "perno ranurado soldado" falló y los paneles colapsaron fuera del plano. [25]</li> </ul>		
			

## ❖ 3

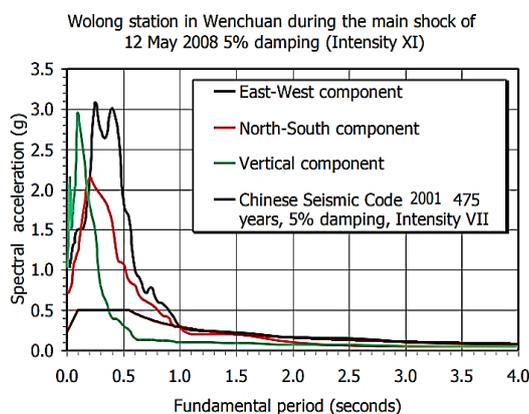
<b>Ubicación</b>	Turquía 2012 – Van	<b>Magnitud</b>	7.2 Mw
<b>Estructura</b>	Marcos con pilares y vigas rectas	<b>Edificio</b>	7 planta
<b>Descripción</b>	Marcos con conexiones húmedas		
<b>Causa</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Las grietas de tensión diagonal en las paredes divisorias secas del edificio. Este tipo de daño revela que había incompatibilidad de las capacidades de deformación entre las paredes no estructurales y el marco. El marco permaneció relativamente elástico, mientras que las paredes excedieron su límite de desplazamiento de falla (grietas de corte). [19] [26]</li></ul>		
			

## 4. Análisis

Para poder entrar en análisis sobre el tema, se divide en 2 partes las causas principales para que las estructuras prefabricadas de hormigón presenten daños leves, graves y hasta el colapso. La primera es relacionada con la intensidad sísmica y con los códigos de construcción con las que se construyeron en cada una de las regiones donde se produjo los sismos. El segundo punto de vista es el comportamiento estructural durante el sismo.

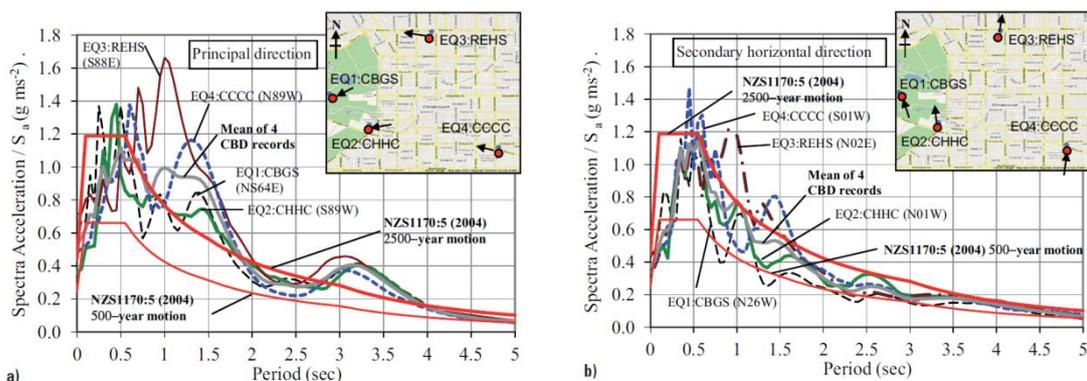
### 4.1. Sismos y códigos

Cada país ha experimentado y aprendido de los sismos que se han producido a lo largo de la historia, con el que cada vez han mejorado sus códigos y técnicas para la construcción de sus estructuras que sean sismorresistentes.

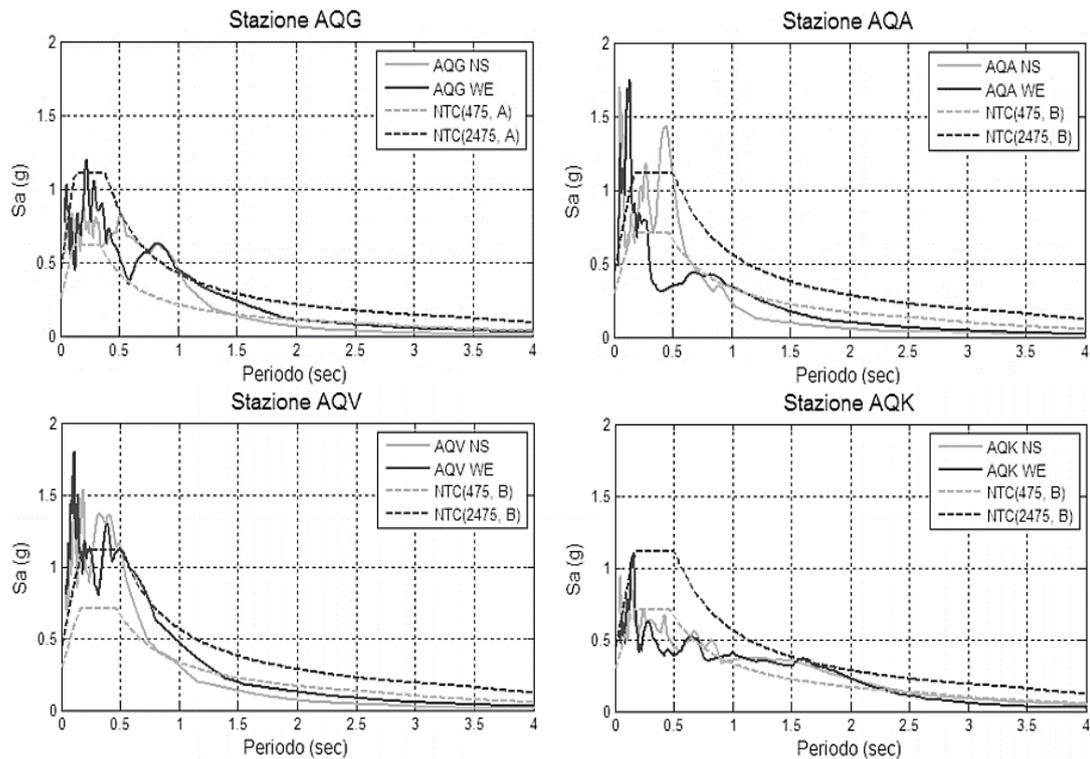


**Ilustración 36.** Espectro de respuesta y diseño, Wenchuan – China 2008  
[<http://www.yaron-offir.com>]

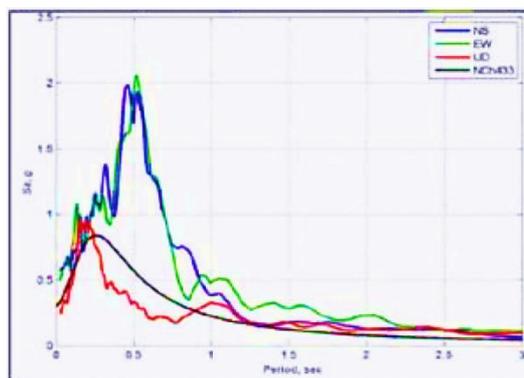
En el caso de las estructuras que fueron expuestas a los terremotos de Wenchuan (china), Christchurch (Nueva Zelanda), L'Aquila (Italia), y Maule (chile) presentaban diseños acatando sus códigos de construcción los cuales consideraban un elevado grado sísmico, pero fueron superadas en sus parámetros de diseño como se pueden apreciar en los espectros de respuesta de cada uno de los terremotos en las *ilustraciones 36, 37, 38, 39*, y los valores de aceleración máxima del suelo (PGA) que se muestran en la *tabla1* en el capítulo anterior.



**Ilustración 37.** Espectro de respuesta y diseño, Christchurch – Nueva Zelanda 2011  
[KAM, W. Y., & PAMPANIN, S. (2011)]

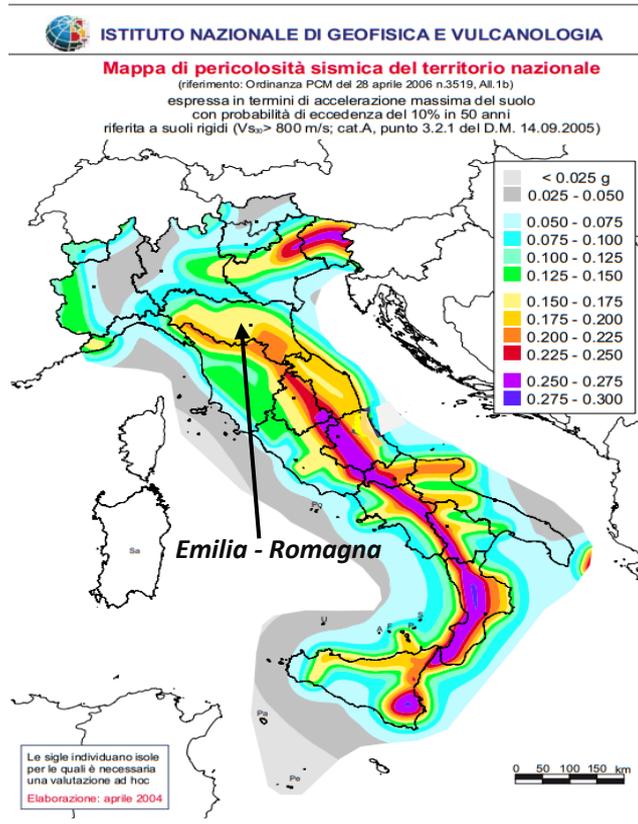


**Ilustración 38.** Espectro de respuesta y diseño, L`Aquila – Italia 2009  
 [Chiauzzi et. Al. GNGTS-2009, <http://roccoditomaso.xoom.it>]



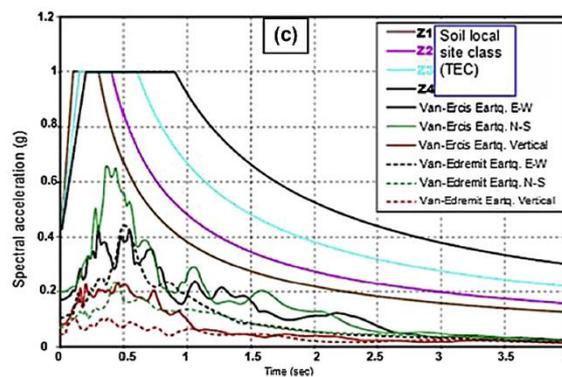
**Ilustración 39.** Espectro de respuesta y diseño, Maule – Chile 2010  
 [Ghosh, S. K., & Cleland, N. (2012)]

La mayoría de la región de Emilia – Romagna, Italia incluido la zona del terremoto, hasta el 2003 no estaba clasificada como zona sísmica, pero a causa del terremoto de Molise-Puglia en 2002, la clasificación italiana de riesgo sísmico se actualizó [OPCM 3274, 2003] y la mayoría de Emilia – Romagna se incluyó en la categoría III. Posteriormente, el OPCM 3519 (2006) definió el mapa de riesgo sísmico que se aprecia en la *ilustración 40*. Vale la pena notar que la aceleración horizontal del suelo (PGA) prevista por el mapa actualizado de riesgo sísmico [OPCM 3515, 2006] en el área afectada de Emilia-Romagna está entre 0.150 - 0.175g [5]. Por lo mencionado anteriormente las estructuras con elementos prefabricados levantadas en esta región de Italia no contaban con diseños sismo resistente y durante el evento sísmico los efectos fueron muy graves.



**Ilustración 40.** Mapa de peligrosidad sísmica de Italia (2006).  
[Pantosti, D. (2010)]

En el terremoto que ocurrió en la ciudad de Van en Turquía, no excedido a los valores de diseño establecido en el código sísmico, además el espectro de diseño elástico amortiguado al 5% era de manera similar al Eurocódigo 8 (BSI, 2005) al considerar los efectos de la condición del suelo, el mapa de la zona sísmica nacional y los factores de importancia de la construcción. Sin embargo, el efecto del componente vertical del movimiento del suelo se descuida en el diseño de estructuras, contrario al Eurocódigo 8 (BSI, 2005).



**Ilustración 41.** Espectro de respuesta y diseño, Van – Turquía 2011  
[Dogan, M. (2013)]

Otros datos observados relevantes se detallan en la siguiente tabla.

**Tabla 2.** Observaciones de eventos sísmicos

Sismo	Año	Mw	Observaciones
Wenchuan	12/05/2008	7,9	PGA supera por varias veces a lo establecido en los códigos sísmicos chinos [20]
L'Aquila	06/04/2009	6,3	PGA <sub>(zona)</sub> =0,25g, la cual fue superada por el sismo. Muchas edificaciones fueron diseñadas con el código italiano de 1996, la cual contemplaba algunas reglas específicas detalladas para un comportamiento sísmico; y otras con códigos más antiguos que carecían de diseños sísmicos. [14]
Maule	27/02/2010	8,8	Zona clasificada como Z=3 con una PGA=0,40g según NCH2369 de 2003, la cual fue superada por el sismo. [1]
Christchurch	22/02/2011	6,2	PGA estándar de carga NZS1170.5 es 0,22 g y en el 2008 se sugirió un valor más alto PGA = 0,31g. Las demandas de desplazamiento registrados excedieron a los de diseño, lo que sugiere que los edificios RC de 5 a 10 pisos y 15 a 20 pisos respectivamente experimentarían demandas de desplazamiento significativas. [24] [25]
Van	23/10/2011	7,1	El espectro del TEC no fue excedido por los espectros de respuesta de la acción sísmica. TEC definió el espectro de diseño elástico amortiguado al 5% de manera similar al Eurocódigo 8 (BSI, 2005) al considerar los efectos de la condición del suelo, el mapa de la zona sísmica nacional y los factores de importancia de la construcción. Sin embargo, el efecto del componente vertical del movimiento del suelo se descuida en el diseño de estructuras, contrario al Eurocódigo 8 (BSI, 2005). [26]
	09/11/2011	5,6	
Emilia	20/05/2012	5,9	Se considera zona sísmica con una ordenanza en el año 2003, y con decreto obligatorio en el 2008. [4]
	29/05/2012	5,8	Estructuras diseñadas para un nivel de sismicidad nulo. [4]

## 4.2. Análisis estructural

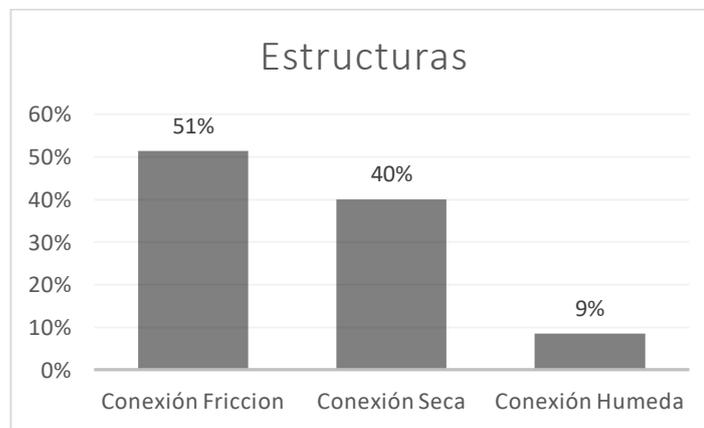
Realizando un análisis del comportamiento estructural de todas las edificaciones construidas con elementos prefabricados de hormigón con un sistema de marcos, que han sido expuestos por cada uno de los autores en los artículos recopilados se pudo apreciar que muchas no fueron diseñadas para soportar acciones sísmicas como es el caso de la región de Emilia en Italia.

La región de Emilia por haber sido considerada como zona no sísmica y de acuerdo al código de 1987 para estructuras prefabricadas de hormigón armado permitían las conexiones por fricción y hasta el año 2003 como se hizo mención en el apartado anterior la zona de Emilia se empezó a considerar como zona sísmica. Las estructuras antiguas o posteriores al año 2003 consideraban únicamente el peso propio, carga muerta y acciones horizontales ejercidas por el viento. Es por tal

razón que la mayoría de las estructuras fueron diseñadas considerando a los elementos horizontales (elementos de cubierta y vigas) simplemente apoyados en los soportes.

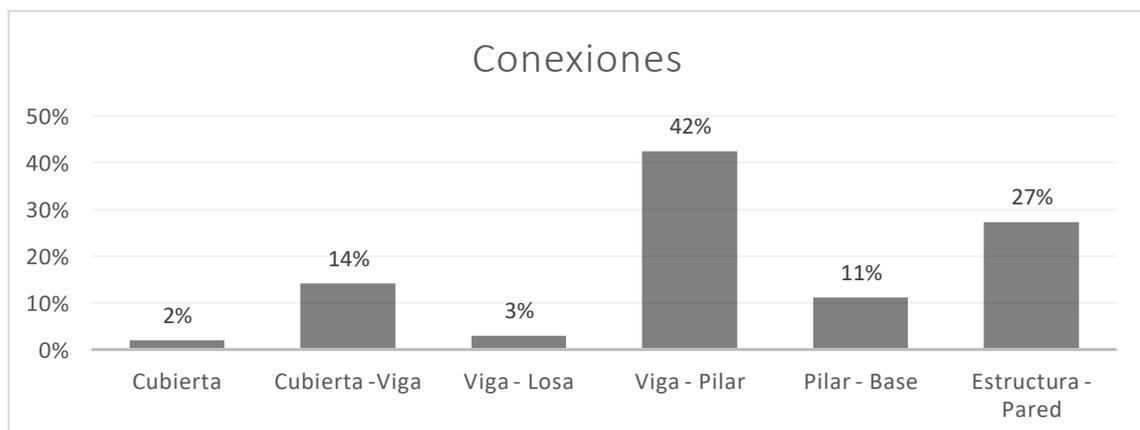
Otras estructuras fueron diseñadas para soportar un determinado nivel sísmico como en la región de Maule en Chile, L'Aquila en Italia, Van en Turquía, Christchurch en Nueva Zelanda y Wenchuan en China, que según sus historiales sísmicos establecieron sus códigos y condiciones a cumplir en sus diseños, que obligaban a que sus estructuras con elementos prefabricados de hormigón opten por conexiones mediante el uso de dispositivos mecánicos o emulativas, como son las denominadas conexiones secas y conexiones húmedas respectivamente.

De los casos recopilados y realizando las agrupaciones (cubierta – viga, viga – losa, viga – pilar y pilar base) y por los tipos de conexiones se puede ver de manera tentativa la tendencia de las estructuras con más daños observados, con un alto porcentaje las edificaciones prefabricadas que se conectaron los elementos estructurales mediante conexiones por fricción, después esta las estructuras con conexiones secas y para finalizar las estructuras mediante conexiones húmedas.



**Grafica 1.** Nivel de daños estructurales según el tipo de conexión aplicada a las estructuras (Valores tentativos basados en los datos recopilados).

Otra agrupación realizada fue según la zona de la estructura (cubierta, cubierta – viga, viga – losa, viga – pilar, pilar – base y estructura – revestimiento/pared) que nos muestra de igual manera una tentativa de las zonas que más impacto o fallas sufrieron durante los terremotos.



**Grafica 2.** Daños según la zona de las conexiones de la estructura (Valores tentativos basados en los datos recopilados).

### 4.2.1. Conexiones por fricción

Las estructuras que disponían conexiones por fricción presentaron colapsos parciales y totales. En general las cubiertas estaban compuestas por elementos prefabricados de hormigón u otro material que eran dispuestos de manera sucesiva sin conexiones entre ellas o con espaciamentos que hacían de las cubiertas muy deformables y por ende no constituían un cuerpo rígido; debido a esas condiciones todas las fuerzas ejercidas por los grandes desplazamientos a la altura de la cubierta se transmitían directamente a las vigas. Los elementos de cubierta estaban simplemente apoyados sobre las vigas que debido a la fuerza de fricción fueron superadas por las fuerzas horizontales ejercidas por el sismo, además los apoyos eran limitados y más desplazamientos relativos significativos se presentó pérdida de soporte y el colapso parcial o total de la cubierta.

Las vigas que se apoyaban directamente sobre los pilares con o sin horquillas y sobre ménsulas, presentaron fallas debido igualmente a que la fuerza ejercida por el sismo superó las fuerzas de fricción, además por la ausencia de dispositivos mecánicos de conexión, espacio de soporte limitados las vigas sufrieron pérdida de soporte y el colapso de la misma más los elementos que soportaban. Otro de los efectos fue la rotación de las vigas debido a la excentricidad de la masa superior del techo con respecto a los soportes de las vigas, que debido a la ausencia de horquillas o falta de diseño de las mismas estas presentaron grandes rotaciones o colapsos. En ciertos casos se presentaron daños por el cambio de las condiciones para las cuales estuvieron diseñados, por la presencia de elementos verticales como pilares extras que se utilizaban para el apoyo o fijación del revestimiento perimetral. Muchas pérdidas de soporte viga – pilar fue causado por la interacción de paredes transversales que no permitían un desplazamiento coordinado de los pilares.

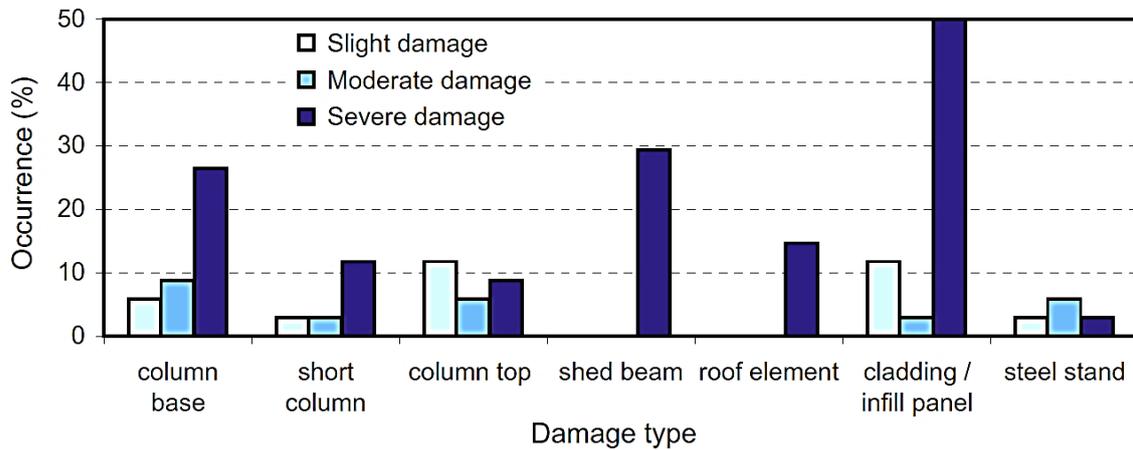
En los dos casos de conexiones cubierta – viga y viga – pilar, además de las fuerzas horizontales que recibieron se sumaron también fuerzas verticales sísmicas que disminuyeron significativamente la fricción entre elementos.

Se presentaron estructuras diseñadas con cubiertas tipo diente de sierra (vigas prefabricadas inclinadas). Algunas vigas cayeron del soporte inferior, siendo el pilar subyacente más corto (más rígido) que el pilar debajo del soporte superior. La mayor parte de la fuerza horizontal se transfirió al nivel del soporte inferior y, en algunos casos, se excedió la resistencia a la fricción causando pérdida de soporte o falla por columna corta.

Para conectar los pilares a la cimentación es mediante elementos prefabricados tipo cáliz, y estos elementos prefabricados se encuentran simplemente apoyados a la cimentación construida in situ. Los pilares se comportan como elementos en voladizo, que durante el sismo y por los grandes desplazamientos en la parte de la cubierta presentaron pérdida de verticalidad por rotaciones en la base y en otro caso por rotulas plásticas. Las rotulas plásticas muchas se presentaron por mala disposición de estribos (demasiado separados entre ellos) o secciones inadecuadas de los pilares.

Otra de las causas presentadas fueron las irregularidades en el plano presentadas en muchas estructuras, estas irregularidades se resumen por la disposición de elementos estructurales adicionales o por variación del espacio que provocan diferencia de rigideces. La existencia de construcciones adyacentes fue causa para daños entre ellas debido a la ausencia de juntas sísmicas.

Tres maneras para el revestimiento se dispusieron, la primera es con el uso de mampostería que presentaron en cierto casos daños en los pilares debido al denominado columna corta debido a que las paredes eran irregulares y disponían de listones o ventanales en la parte superior. La segunda manera fue con el uso de paneles prefabricados horizontales y verticales que se conectaban a los marcos estructurales mediante el uso de elementos metálicos los cuales no estaban diseñados para soportar grandes fuerzas, desplazamientos generados durante el sismo, y además que las paredes experimentaron acciones fuera del plano causando el colapso de dichos elementos prefabricados.



**Grafica 3.** Daño acumulado (20 y 29 de mayo) observado en 34 edificios industriales inspeccionados de Mirandola, San Felice sul Panàro, Sant'Agostino, Cento, San Giacomo Roncole, Medolla. [Liberatore, L., Sorrentino, L., Liberatore, D., & Decanini, L. D. (2013). *Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012*]

Como se ha descrito anteriormente una de la zonas que presentaron estructuras utilizando sistema simplemente apoyado de los elementos en los soportes (conexión de fricción) es en la región de Emilia en Italia, en donde [Liberatore, L., Sorrentino, L., Liberatore, D., & Decanini, L. D. (2013)] analizan y estudian las falla de estructuras industriales ocasionado por el terremoto de Emilia en el 2012, y presentan una sinopsis (*Grafica 3*) del daño analizado, donde se proponen niveles tentativos de daño (desde el daño leve hasta el daño severo) junto con su frecuencia de ocurrencia, donde se puede apreciar que las zona de revestimiento de las estructuras y las zona de *vigas-pilares-base*, son de las que presentan más daños.

#### 4.2.2. Conexiones secas

Las estructuras que fueron construidas en zonas sísmicas dispusieron las conexiones utilizando elementos mecánicos. Las cubiertas se disponían con elementos prefabricados una junto al otro o con espaciamientos entre ellos, pero para tener una cubierta rígida se dispusieron arriostramientos metálicos o de hormigón en el plano de la cubierta, las cuales sufrieron daños debido al efecto de tracción y compresión. Los elementos prefabricados se apoyaban en vigas secundarias o directamente sobre la viga principal y realizando una conexión seca con placas metálicas pernadas o soldadas, que en mucho de los casos fueron insuficiente para las grandes fuerzas y desplazamientos generados a la altura de la cubierta, cuyas conexiones fallaron por ser débiles o inadecuadas, muchas de las conexiones presentaron plastificación de los elementos metálicos o el arrancamiento de conexiones metálicas de las vigas de hormigón donde fueron conectados. Otras

estructuras no disponían de arriostramiento y tampoco de una sobre capa de hormigón en las cubiertas o en los forjados, que prácticamente no se comportaron como un cuerpo rígido, causando concentraciones de tensiones en las zonas de apoyo provocando la falla de las conexiones y el colapso de los elementos.

Las conexiones viga – pilar en ciertos casos presentaron daños que afectaron a toda la estructura las cuales se describen a continuación:

- Desprendimiento de hormigón debido a la interacción entre elementos que, facilitado por no ser una conexión rígida, lo que se deduce en una incompatibilidad geométrica frente al giro los cuales son proporcionales a los desplazamientos.
- Conexiones fueron deficientes y debido a irregularidades en el plano la acción en la conexión fue mayor a la calculada en el diseño.
- Pérdida de soporte del pilar luego de que el grout de relleno se desintegrara debido al vaivén de la estructura
- Por incompatibilidad geométrica muchas vigas apoyadas en ménsula sufren aplastamiento del hormigón
- En los soportes las restricciones laterales no eran adecuadas para evitar el volcamiento de las vigas
- Fallas en la dirección transversal de los elementos de soporte que no pudieron acomodar los desplazamientos diferenciales resultantes de la diferencia de rigidez entre un lado más rígido y el otro más flexible del cobertizo que tenía grandes aberturas.

Los pilares actúan como voladizos fijos en su base y debido a fuertes tensiones producidas por el terremoto tuvieron pérdida de verticalidad debido a una rotación en el elemento de base causada por una posible conexión inadecuada de pilar – base y en otras ocasiones se evidenció roturas plásticas por la inadecuada distribución de los estribos en la zona crítica del pilar.

Para el revestimiento de las estructuras en la mayoría de los casos era mediante paneles prefabricados de manera horizontal y vertical que eran conectados a las vigas y pilares con el uso de dispositivos mecánicos. Durante el sismo los revestimientos experimentaron fuerzas fuera del plano que condujeron al desarrollo de grandes rotaciones y concentrando altas tensiones en los puntos de conexión, se evidenció también deficiencias en el diseño (grosor y refuerzo) de los paneles. Las conexiones utilizadas eran inadecuadas para absorber las fuerzas horizontales y el desplazamiento diferencial entre pilares adyacentes y el martilleo de la cubierta frente a los pilares causaron el colapso de los paneles de revestimiento.

#### **4.2.3. Conexiones húmedas**

Estructuras bajas (naves industriales) presentaron cubiertas que se rigidizaban con arriostramientos con el uso de vigas de hormigón prefabricados conectados a las vigas principales mediante conexiones secas las cuales por su mala disposición y con el vaivén de la estructura generada por el sismo estas se desconectaron evidenciando arrancamientos del hormigón en la zona de las conexiones. La mala disposición de refuerzo en la viga justo en la zona de conexión es una de las razones de falla.

Teniendo en cuenta que los espectros de diseño fueron superados, las estructuras tuvieron un buen comportamiento, pero se presentaron ciertos daños locales o por la intensidad sísmica a la que fueron expuestas se consideraron estructuras demasiado en reparación.

En edificios altos y que se disponían de marcos perimetrales se evidencio buen comportamiento. Los Marco de momento de perímetro emulativas prefabricado por ejemplo como caso extremo presentaron daños extensos en el diafragma del piso y la pérdida del soporte de la unidad de piso prefabricado debido al efecto de alargamiento de la viga. *La incompatibilidad de desplazamiento de los sistemas de resistencia a la carga lateral y los elementos de "gravedad" como el piso prefabricado, los elementos de gravedad y las vigas de transferencia han sido reconocidos como una debilidad estructural crítica en investigaciones recientes. En particular, el efecto adverso de alargamiento del comportamiento plástico dúctil del sistema lateral (es decir, marcos de hormigón armado) sobre la integridad estructural del diafragma de los elementos de piso prefabricados está bien documentado [25].*

Con respecto a el revestimiento muchas edificaciones se evidencio que en ciertas ocasiones hubo colapsos de paneles, pero por errores de instalación de los paneles, como por ejemplo conexiones que debieron ser mediante pernos se lo realizo con soldaduras que habría restringido la deformación en el plano de los paneles de hormigón en relación con la deriva entre pisos del marco de hormigón armado. En consecuencia, la conexión rígida de "perno ranurado soldado" falló y los paneles colapsaron fuera del plano.

En otros casos se observaron grietas de tensiones diagonales (grietas de corte) en las paredes divisorias secas de los edificios los cuales permanecieron relativamente elásticos. Este tipo de daño revela que había incompatibilidad de las capacidades de deformación entre las paredes no estructurales y el marco.

## 5. Conclusiones y recomendaciones

Durante esta investigación y recopilación de información relacionado con estructuras prefabricadas de hormigón armado, se ha podido ver lo complejo e impredecibles que pueden ser los terremotos. Las estructuras fueron diseñadas y construidas, en base a los códigos de construcción según el historial e intensidad sísmica que presentaba cada región, y que en estos últimos años dichas estructuras experimentaron terremotos con intensidades sísmicas muy altas que superaron a los de diseño.

En algunas regiones se dieron fallas y colapsos de las estructuras debido a una falta de control de calidad en los diseños, ejecución y el montaje. Otras regiones simplemente las estructuras no estaban preparadas para soportar terremotos porque no se les consideraba como zonas sísmicas.

Se pudo verificar que las zonas donde se presentaron los daños en las estructuras son las conexiones entre elementos prefabricados. *Los estudios numéricos realizados en los últimos años, las conexiones representaban las partes débiles en términos de rendimiento sísmico de edificios prefabricados antiguos y nuevos [Magliulo et al., 2008; Capozzi et al., 2009].*

De manera tentativa como se indica en la *Grafica 1*, se puede apreciar que la mayoría de los casos y que presentaron fallas son estructuras con conexiones por fricción y le sigue estructuras con conexiones secas no apropiadas, que no se comportaron bien durante los terremotos que experimentaron. De forma puntual el comportamiento de las estructuras como se hace mención en el párrafo anterior fueron las uniones entre elementos los puntos más débiles.

### *a) Unión entre piezas de cubierta*

A nivel de la cubierta por las causas indicadas en el capítulo anterior las cubiertas presentaban un cuerpo no rígido y como recomendaciones se debe utilizar sistemas que rigidicen los elementos, como son conexiones entre elementos de cubierta, arriostramientos apropiados, que en la mayoría de los casos estaban ausentes y además evitar la construcciones con planos irregulares en zonas sísmicas.

### *b) Unión cubierta – viga*

Por ausencia o conexiones deficientes, no fueron capaces de resistir las fuerzas altas y desplazamientos que provocaron pérdidas de soporte de los elementos de cubierta de las vigas, que simplemente ratifica lo sabido sobre la `prohibición de conexiones por fricción y una mejora en los diseños de los elementos mecánicos utilizados para unir los elementos de hormigón.

### *c) Unión viga – pilar*

Muchas de las vigas estaban apoyadas en soportes con horquillas que no tenían un diseño apropiado para resistir grandes esfuerzos y evitar el volcamiento de las vigas.

La mayoría de las estructuras no presentaban rigidez a nivel de la cubierta, estas desarrollaron grandes desplazamientos, generando rotaciones entre los elementos (viga – pilar), dañando

los dispositivos de conexión, causando la pérdida de soporte y un colapso sucesivo de las vigas y la cubierta. La ausencia de una lámina de neopreno que amortigüe la interacción entre elementos estaba ausente en muchas estructuras, y se pudo apreciar daños en los bordes que en ocasiones ayudaron a que el soporte fallara y se dé la caída de los elementos horizontales. De igual manera se tiene claro que el uso de conexiones por fricción no se debe utilizar para zonas sísmicas y se recomienda una mejora en el diseño de las conexiones secas que ayuden a una mejor interacción entre los elementos.

#### **d) Unión pilar – cimentación**

Una mala disposición del refuerzo (espaciamiento de estribos) fue otra situación grave en el caso de los pilares que debido a que estos se comportaban como voladizo y durante los sismos se concentraron grandes esfuerzos en las bases, causando rotulas plásticas y pandeos en la armadura longitudinal, que se debe considerar una mejora en los diseños y evitar las fallas mencionadas. En otra situación se dio pérdida de verticalidad de los pilares debido a bases de hormigón prefabricado que durante la ejecución estas se disponían sobre la cimentación sin ninguna conexión y se debe evitar, como recomendación para esta zona de las estructuras y para zonas sísmicas la cimentación in situ y la base de hormigón prefabricado deben tener un tipo de fijación entre los dos.

#### **e) Uniones estructura – paneles**

Las estructuras prefabricadas en la mayoría disponían de paneles prefabricados horizontales y verticales, que estaban conectados a las vigas y pilares con elementos o dispositivos metálicos, los cuales no eran apropiados para soportar grandes desplazamientos o fuerzas fuera del plano, que de acuerdo a la sinopsis tentativa que se realizó con los datos recopilados muestran un nivel alto de afección al igual que las conexiones viga- pilar.

*El enfoque de diseño común (p. Ej., Eurocódigo 2 parte 1-1 y Eurocódigo 8 parte 3) asume paneles de revestimiento como elementos no estructurales, ignorando la interacción con el marco y considerando que no contribuyen al comportamiento sísmico, mientras que muchos autores han demostrado que los paneles de revestimiento pueden tener una contribución significativa en la respuesta sísmica. Es importante decir que ignorar esa contribución conduce a colapsos graves de este tipo de estructuras y puede representar un peligro mortal para los humanos y enormes pérdidas económicas [10].*

En otras regiones se ha podido apreciar el buen comportamiento de las estructuras, demostrando que con estudios y aplicación de nuevos sistemas de conexiones y formas aplicadas a los elementos estructurales prefabricados se puede tener edificaciones con buena capacidad para soportar eventos sísmicos.

En las estructuras con conexiones húmedas y con marcos perimetrales utilizando elementos con formas especiales prefabricados de hormigón, se pudo apreciar un buen comportamiento como se esperaba durante los terremotos presentados. *Como buen ejemplo están edificaciones construidas con elementos prefabricados de hormigón en Nueva Zelanda, que se basan en conexiones dúctiles articuladas, donde los nudos son rígidos y residentes a momentos y las deformaciones no lineales se generen en juntas sísmicas en la zona intermedia de las unidades prefabricadas. Las unidades prefabricadas se hacen más fuertes*

que las conexiones entre las unidades, y las articulaciones proporcionan los "fusibles" sísmicos dúctiles (fib 2003). Uno de los sistemas articulados más desarrollados que cumple con las condiciones mencionados son los marcos de momentos PRESSS y las paredes oscilantes acopladas (Priestley et al. 1999, Ghosh y Hawkins 2006). Después de una extensa investigación y desarrollo, la tecnología PRESSS ha ganado en Nueva Zelanda en los últimos años la madurez suficiente para ser reconocida como soluciones conformes al código en el Estándar de Concreto (NZS3101 2006). Se han construido varios diseños de este tipo (Cattanach y Pampanin 2008, Pampanin et al. 2012), y las pautas de diseño, en forma de un Manual de diseño, están disponibles (NZCS 2010). [21]

En general también se puede decir que el problema detectado en la mayor parte de los daños registrados proviene de deformaciones no consideradas apropiadamente en el diseño ante sollicitaciones sísmicas. Así mismo, los códigos de construcción vigente para este tipo de estructuras deben modificarse y que permitan interpretar claramente los requerimientos que impone, y cambios asociados al comportamiento que tuvieron elementos estructurales frente al sismo.

Para las estructuras con conexiones por fricción, que presentaron fallas locales o daños leves, para su reparación y para que sea más seguro a posibles eventos sísmicos a futuro, lo recomendable para el reforzamiento en sus conexiones con el uso de elementos metálicos que restrinjan y eviten así la pérdida de soportes, como las propuestas expuestas por Marzo, A., Marghella, G., & Indirli, M. (2012) [5].

Con respecto a el revestimiento la mayoría de las fallas son por las conexiones con elementos metálicos que no son apropiadas y se recomendaría el uso de nuevos dispositivos de conexión aprendiendo de lo observado. *Se mostró una mejor respuesta sísmica en paneles unidos a la estructura mediante estribos angulares y pernos [15].* Además, que se verificó que los paneles verticales se comportaron mejor a los eventos sísmicos en estructuras de un solo nivel.

Lo más recomendable para nuevas estructuras prefabricadas de hormigón son conexiones secas con diseños apropiados y conexiones húmedas como se ha demostrado en las naves industriales que soportaron el terremoto de Maule en Chile, dichas estructuras no sufrieron daños significativos.

## Bibliografía

- [1] Ghosh, S. K., & Cleland, N. (2012). Observations from the February 27, 2010, earthquake in Chile. *PCI journal*, 57(1).
- [2] Garrido Rojas, I. S. (2011). Estudio de daños en estructuras industriales prefabricadas de hormigón a consecuencia del terremoto del 27/02/2010.
- [3] Ghosh, S. K., & Cleland, N. M. (2012). Performance of precast concrete building structures. *Earthquake spectra*, 28(1\_suppl1), 349-384.
- [4] Magliulo, Ercolino, Petrone, Coppola, & Manfredi. (2014). The Emilia earthquake: Seismic performance of precast reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*.
- [5] Marzo, A., Marghella, G., & Indirli, M. (2012). The Emilia-Romagna earthquake: damages to precast/prestressed reinforced concrete factories. *Ingegneria Sismica*, 29(2-3), 132-147.
- [6] Bournas, D. A., Negro, P., & Taucer, F. F. (2014). Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 2383-2404.
- [7] Papadrakakis, M., Papadopoulos, V., & Plevris, V. THE EMILIA EARTHQUAKES: REPORT AND ANALYSIS ON THE BEHAVIOR OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS FROM A FIELD MISSION.
- [8] Magliulo, G., Ercolino, M., & Manfredi, G. (2015). Influence of cladding panels on the first period of one-story precast buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1531-1555.
- [9] Belleri, A., Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M., & Riva, P. (2015). Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(5), 04014135.
- [10] Batalha, N., Rodrigues, H., & Varum, H. (2019). Seismic performance of RC precast industrial buildings—learning with the past earthquakes. *Innovative Infrastructure Solutions*, 4(1), 4.
- [11] Liberatore, L., Sorrentino, L., Liberatore, D., & Decanini, L. D. (2013). Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 34, 629-647.
- [12] Savoia, M., Buratti, N., & Vincenzi, L. (2017). Damage and collapses in industrial precast buildings after the 2012 Emilia earthquake. *Engineering Structures*, 137, 162-180.
- [13] Krausmann, E. (2014). STREST—Report on lessons learned from recent catastrophic events.
- [14] Toniolo, G., & Colombo, A. (2012). Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete*, 13(2), 73-83.

- [15] Faggiano, B., Iervolino, I., Magliulo, G., Manfredi, G., & Vanzi, I. (2009). 2.11 Post-event analysis of industrial structures behavior during L'Aquila earthquake.
- [16] Posada, M., & Wood, S. (2002, July). Seismic performance of precast industrial buildings in Turkey. In *7th US national conference on earthquake engineering (7NCEE)*.
- [17] Tapan, M., Comert, M., Demir, C., Sayan, Y., Orakcal, K., & Ilki, A. (2013). Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 34, 606-628.
- [18] Dogan, M. (2013). Failure of structural (RC, masonry, bridge) to Van earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 35, 489-498.
- [19] Atalay, H. M., Ozden, Ş., Akpınar, E., & Erdoğan, H. (2012). STRUCTURAL PRECAST CONCRETE IN TURKEY: DEVELOPMENT AND EARTHQUAKE PERFORMANCE IN LAST DECADES. In *Proceedings of CENG'12 the 7th International Symposium on Civil and Environmental Engineering* (p. 13).
- [20] Zhao, B., Taucer, F., & Rossetto, T. (2009). Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, 31(8), 1707-1723.
- [21] Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Pampanin, S., Maffei, J. R., Seeber, K., & Zahn, F. A. (2014). Damage evaluations of precast concrete structures in the 2010–2011 Canterbury earthquake sequence. *Earthquake Spectra*, 30(1), 277-306.
- [22] MAGLIULO, G., ERCOLINO, M., PETRONE, C., COPPOLA, O., & MANFREDI, G. (2014). WHY DID MANY PRECAST RC BUILDINGS COLLAPSE DURING THE 2012 EMILIA EARTHQUAKES?. In *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul, Turkey* (pp. 1-11).
- [23] Ercolino, M., Magliulo, G., & Manfredi, G. (2016). Failure of a precast RC building due to Emilia-Romagna earthquakes. *Engineering Structures*, 118, 262-273.
- [24] Kam, W. Y., & Pampanin, S. (2011). The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *Structural Concrete*, 12(4), 223-233.
- [25] Kam, W. Y., Pampanin, S., & Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake.
- [26] Ozden, S., Akpınar, E., Erdogan, H., & Atalay, H. M. (2014). Performance of precast concrete structures in October 2011 Van earthquake, Turkey. *Magazine of concrete research*, 66(11), 543-552.
- [27] Saragoni, R. (2011, May). El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos. In *Anales de la Universidad de Chile* (No. 1, pp. ág-35).

- [28] Park, R. (2003). Seismic design of precast concrete structures—state-of-art report. fib bulletin 27.
- [29] DU BÉTON, F. I. (2008). FIB-Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. *Guide to good practice*.
- [30] DE MIEMBROS, D. P. U. E., & ACHE, D. (2011). Prefabrication for affordable housing.
- [31] Aubry, R. C., Hernández, R. M., & Angula, E. R. CONEXIÓN TRABE-COLUMNA DE ELEMENTOS PREFABRICADOS SIN PERNOS NI SOLDADURA.
- [32] Matos, M. Á. T., Giraldo, V. M. C., & Barrionuevo, R. M. DISEÑO DE CONEXIONES TRABE-COLUMNA EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.
- [33] Pantosti, D. (2010). El terremoto esperado pero impredecible. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 18(3), 333.
- [34] Fernández Domínguez, A., & Howland Albear, J. (2019). Evaluación de métodos para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción y ensayo de testigos. *Hormigón Y Acero*, 70(287), 55-65. Recuperado a partir de <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/2041>