



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS CRÍTICO DE LA APLICACIÓN DE LA NORMA NCH 2369 OF. 2003 EN
LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN Y EL COMPORTAMIENTO
OBSERVADO EN EL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCO HUMBERTO MANCINI DE BARBIERI

PROFESOR GUÍA:

DAVID CAMPUSANO BROWN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ.

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA.

SANTIAGO DE CHILE

2016

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil
POR: Franco Humberto Mancini De Barbieri.
FECHA: 14/01/2016
PROFESOR GUÍA: David Campusano Brown.

**ANÁLISIS CRÍTICO DE LA APLICACIÓN DE LA NORMA NCH 2369 OF. 2003 EN
LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN Y EL COMPORTAMIENTO
OBSERVADO EN EL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010.**

La siguiente memoria consiste en estudiar el comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón armado de acuerdo al alcance de la norma chilena NCh2369.Of2003 para el terremoto del 27 de Febrero de 2010, determinar lo que funcionó bien, lo que tuvo problemas y las fallas con colapsos inadmisibles que deben ser evitados en futuros sismos.

Primero, se presentan y clasifican los daños observados en inspecciones a edificaciones industriales de informes anteriores más otros 17 casos estudiados. Se seleccionan tres de estos casos a los cuales se les realiza un análisis estructural detallado enfocado en las deformaciones.

Luego, se comparan las normativas chilenas vigentes analizando sus espectros de diseño utilizados para determinar los esfuerzos y deformaciones sísmicas de las estructuras.

De este estudio se desprende que los diseños de las estructuras por fuerzas funcionaron bien, y que los daños se debieron a las deformaciones excesivas sufridas como consecuencia del sismo, en donde el comportamiento de las conexiones discontinuas fue muy insatisfactorio para estructuras flexibles ubicadas en suelos blandos ya que no fueron capaces de funcionar para las deformaciones reales que se produjeron.

Se concluye que es importante un diseño por integridad estructural, capaz de aceptar deformaciones para sismos incluso más severos que los de la norma.

Dedicado a mis padres, con quienes siempre puedo contar.

Agradecimientos

Partir agradeciendo a mi profesor guía, Don David Campusano, no solo por su tutela en este trabajo que me entusiasma mucho, sino también por sus constantes consejos con respecto a mi carrera, gran parte de lo que se de ingeniería se lo debo a él. Agradezco a los miembros de la comisión de mi memoria, Leonardo Massone y Augusto Holmberg, por sus consejos y tiempo para mejorar este trabajo. Agradecer también a Don Carl Lüders y especialmente a Juan Carlos Canales por su tremenda disposición.

A mi familia le agradezco no solo ahora, sino siempre, durante todo mi proceso universitario me han apoyado y confiado en mí incluso cuando yo no. A mis padres que me impulsan a seguir adelante con mis convicciones. A mis hermanos por aguantarme y estar ahí cuando los necesito, en especial al Renzo por ayudarme con la memoria.

A mis amigos de siempre, los valoro muchísimo y estoy muy agradecido de tener amigos como ustedes que aunque pase el tiempo, siguen estando ahí. A mis amigos de civil y de la u, gracias cabros por hacer el paso por la universidad el mejor momento que he tenido, espero que se conviertan en los de siempre también. En especial a la Dani y al Pelao por acompañarme durante los momentos más estresantes de la memoria.

Agradecer a la FONGSP y a los chicos de Convergencia/Nueva izquierda, por estar en todas y ayudarme a aprender a pensar y a preocuparme de las cosas que importan.

Y gracias a todos con los que he compartido, con los que he discutido y conversado que para mí lo más importante de la formación es la parte social, así uno crece de verdad como persona.

¡Gracias!.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I : INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Introducción general.....	4
1.2. Objetivos	6
1.2.1. Objetivo General:	6
1.2.2. Objetivos Específicos:.....	6
1.3. Alcances	6
1.4. Motivación	6
CAPÍTULO II : PRESENTACIÓN	7
2.1. Estructuras prefabricadas de hormigón.	7
2.1.1 Tipos de estructuración en base a sus conexiones.	8
2.2. Clasificación de casos en estudio	10
2.2.1. Clasificación de sub elementos estructurales.	11
CAPÍTULO III : DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE SISMOS RECIENTES	13
3.1. Descripción sismo 27 de febrero de 2010.....	14
3.1.1. Características	18
CAPÍTULO IV : DAÑOS REGISTRADOS EN EL SISMO DEL 27F DE 2010	21
4.1. Información general	21
4.2. Información específica de casos estudiados.....	32
4.3. Resumen de los daños observados	35
CAPÍTULO V : ANÁLISIS DE DAÑOS OBSERVADOS EN ESTRUCTURAS ESTUDIADAS	38
5.1. Conexión Pilar – Fundación	39
5.2. Conexión Pilar – Viga.....	40
5.2.1. Conexiones rotuladas (secas)	40

5.2.2. Cálculo de espaciado entre pilar y viga (conexión seca)	43
5.2.3. Conexiones hormigonadas de empotramiento (húmedas)	49
5.3. Conexión Viga – Losa	53
5.4. Conexión Viga – Viga.....	54
5.4.1. Costaneras (dallas) – Vigas de techo.	54
5.4.2. Vigas principales – Vigas secundarias.....	55
5.5. Arriostramientos horizontales.....	56
5.5.1. Por viga puntal de hormigón.	56
5.5.2. Por tubos de acero.....	58
5.5.3. Por cables.....	60
5.6. Estructura sísmica – Elementos no estructurales	62
5.6.1. Paneles verticales – Vigas entre pilares	62
5.7 Conclusiones del capítulo.	65
5.7.1. Conclusiones generales.....	68
5.7.2. Correcciones propuestas:	70
CAPÍTULO VI : ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CASOS SELECCIONADOS	71
6.1. Caso 1: Bodega de un piso, Colina.....	72
6.1.1. Análisis estructural.....	77
6.1.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003	83
6.1.3. Análisis de daños y resultados.	85
6.2. Caso 2: Bodega de un piso, Pudahuel.....	86
6.2.1. Análisis estructural.....	91
6.2.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003	96
6.2.3. Análisis de los daños y resultados.....	97

6.3. Caso 3: Bodega de dos pisos, Huechuraba.....	99
6.3.1. Análisis estructural.....	103
6.3.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003	106
6.3.3. Análisis de daños y resultados.	108
CAPÍTULO VII : ANÁLISIS DE NORMATIVAS EN BASE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS.	109
7.1. Comparación de espectros de diseño por tipo de suelo entre NCh 2369 Of.2003 y NCh 433 Of 1996 Mod 2012.	110
7.1.1. Espectros de aceleración.....	112
7.1.2. Espectros de desplazamiento.....	113
7.1.3. Comparación de espectros para estructuras industriales.	115
7.1.4. Comparación de espectros de desplazamiento.	117
7.2. Comparación de espectros de diseño por tipo de suelo entre NCh 2369 Of.2003, NCh 433 Of 1996 Mod 2012 y NCh 2745 Of.2013.....	118
7.2.1. Comparación de desplazamientos.....	121
CAPÍTULO VIII : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	127
8.1. Comentarios generales	127
8.2. Comentarios a NCh 2369.....	128
8.3. Conclusiones sobre comportamiento estructural.	130
8.3.1. Causas:.....	133
8.3.2. Correcciones propuestas:	134
BIBLIOGRAFÍA	135
ANEXO A: RESPALDO FOTOGRÁFICO.....	137

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla II-1: Listado de casos estudiados.</i>	10
<i>Tabla III-1: Intensidades reportadas por la ONEMI</i>	16
<i>Tabla III-2: Aceleraciones máximas medidas por el servicio sismológico de Chile.</i>	18
<i>Tabla III-3: Aceleraciones máximas medidas por la RENADIC</i>	19
<i>Tabla IV-1: Registro de daños en estructuras estudiadas (parte 1).</i>	33
<i>Tabla IV-2: Registro de daños en estructuras estudiadas (parte 2).</i>	34
<i>Tabla IV-3: Clasificación de daños en elementos y conexiones según gravedad.</i>	35
<i>Tabla VI-1: Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 1</i>	80
<i>Tabla VI-2: Peso de la estructura, caso 1.</i>	80
<i>Tabla VI-3: Resumen comparativo de deformaciones entre los modelos del caso 1.</i>	81
<i>Tabla VI-4: Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 2</i>	92
<i>Tabla VI-5: Masa de la estructura, caso 2.</i>	92
<i>Tabla VI-6: Periodos y corte basal, caso 2.</i>	93
<i>Tabla VI-7: Resumen de deformaciones de pilares calculadas, caso 2.</i>	94
<i>Tabla VI-8 Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 3.</i>	104
<i>Tabla VI-9: Periodos y corte basal, caso 3.</i>	104
<i>Tabla VI-10: Resumen de deformaciones de pilares calculadas, caso 3.</i>	105
<i>Tabla VII-1: Clasificación de suelos NCh 433</i>	110
<i>Tabla VII-2: Clasificación de suelos NCh 2369</i>	110
<i>Tabla VII-3: Comparación de parámetros de suelo entregados en las normativas para el diseño de los espectros.</i>	111
<i>Tabla VII-4: Comparación de deformaciones. Estructura pilares en voladizo.</i>	126
<i>Tabla VII-5: Comparación de deformaciones. Estructura de marcos.</i>	126

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Figura II-1: Ejemplo de construcción con elementos prefabricados.</i>	7
<i>Figura II-2: Esquema de elementos prefabricados en una estructura.</i>	12
<i>Figura III-1: Registro de sismos históricos en Chile [Servicio Sismológico de Chile].</i>	13
<i>Figura III-2: Epicentro Sismo 27 de Febrero de 2010.</i>	14
<i>Figura III-3: Distribución de desplazamiento de contacto en el terremoto del Maule 8,8 Mw [Ref 1].</i>	15
<i>Figura III-4: Isosistas para el terremoto del Maule 8,8 Mw.</i>	17
<i>Figura III-5: Espectro de respuesta Santiago centro, FCFM. Dirección E-W.</i>	20
<i>Figura III-6: Espectro de respuesta Maipú. Dirección E-W.</i>	20
<i>Figura IV-1: Porcentaje de daño en elementos v/s daño en conexiones.</i>	35
<i>Figura IV-2: Porcentaje de estructuras con daños en cada tipo de conexión en relación al total de edificaciones estudiadas.</i>	36
<i>Figura IV-3: Porcentaje de tipos de daños en conexiones sobre el total de estructuras estudiadas.</i>	36
<i>Figura IV-4: Porcentaje de daños por tipo de conexión entre el pilar y la viga.</i>	37
<i>Figura V-1: Desprendimiento del recubrimiento de hormigón en la base de las columnas.</i>	39
<i>Figura V-2: Daños en conexión rotulada pilar – viga.</i>	40
<i>Figura V-3: Diagrama de efecto “saca corcho”.</i>	40
<i>Figura V-4: conexión de vigas y pilares de borde a través de pasadores.</i>	41
<i>Figura V-5: Rotura de la cabeza de la viga en la zona de falla.</i>	42
<i>Figura V-6: Corte de pasadores en la cabeza del extremo opuesto de la viga.</i>	42
<i>Figura V-7: Conexión viga columna [Ref 18].</i>	43
<i>Figura V-8: Conexión viga columna [Ref 16].</i>	43
<i>Figura V-9: Conexión viga columna [Ref 17].</i>	43
<i>Figura V-10: Esquema de giro en conexión viga – columna.</i>	44
<i>Figura V-11: Esquema conexión viga – columna con elemento que permita el giro.</i>	45
<i>Figura V-12: Esquema de inclinación de la cabeza del pilar.</i>	45
<i>Figura V-13: Inclinación pilar empotrado en la base.</i>	46

<i>Figura V-14: Inclinación pilar condición inelastica</i>	47
<i>Figura V-15: Detalle de conexión húmeda entre viga y pilar</i>	49
<i>Figura V-16: Esquema de la conexión húmeda</i>	49
<i>Figura V-17: Esquema de giro en conexión viga – pilar</i>	50
<i>Figura V-18: Fotografía de desplazamiento en conexión húmeda</i>	50
<i>Figura V-19: Viga principal cae</i>	51
<i>Figura V-20: Grietas de corte en viga prefabricada, adyacentes a unión húmeda al pilar</i>	52
<i>Figura V-21: Colapso de losas, se indica sobre losa separada de losas prefabricadas</i>	53
<i>Figura V-22: Caída de costaneras (dallas) por falla en conexión a vigas de techo</i>	54
<i>Figura V-23: Corte esquemático de volcamiento y caída de vigas secundarias tipo Tau</i>	55
<i>Figura V-24: Volcamiento y caída de vigas secundarias tipo Tau</i>	55
<i>Figura V-25: Arriostramiento de hormigón por viga puntal</i>	56
<i>Figura V-26: Desprendimiento de hormigón y fallo de conexión de riostras de hormigón a vigas de techo</i>	56
<i>Figura V-27: Daños severo producto de la caída de arriostramientos de techo</i>	57
<i>Figura V-28: Falla en conexión de arriostramiento de perfiles tubulares</i>	58
<i>Figura V-29: Fallas de conexiones por soldadura in situ y perfiles sub dimensionados</i>	58
<i>Figura V-30: Desprendimiento del anclaje por ejecución en zona no confinada de la viga</i>	59
<i>Figura V-31: Arriostramientos de cables en X, vista general</i>	60
<i>Figura V-32: Arriostramientos de cables en X</i>	60
<i>Figura V-33: Conexión de arriostramientos de cables en X</i>	61
<i>Figura V-34: Caída de paneles por fallo de la conexión</i>	62
<i>Figura V-35: Caída de paneles que arrastraron a las vigas a las cuales estaban anclados</i>	63
<i>Figura V-36: Paneles colapsados con sus anclajes en buen estado</i>	63
<i>Figura V-37: Esquema de movimiento del panel vertical respecto a la viga de borde, se indican los posibles lugares de conexión</i>	64

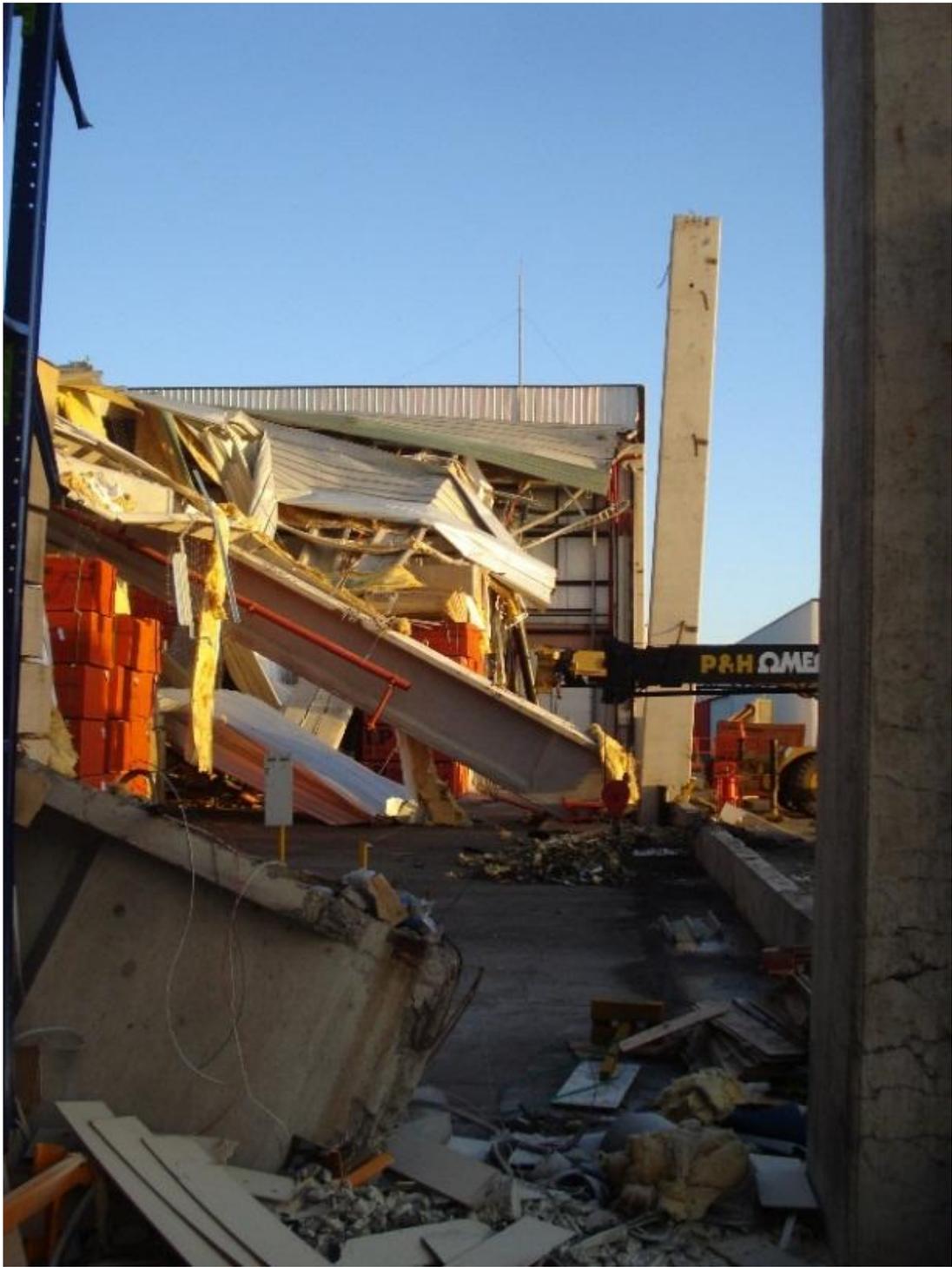
<i>Figura VI-1: Elevación eje 10, caso 1.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura VI-2: Elevación eje A, caso 1.</i>	<i>73</i>
<i>Figura VI-3: Planta de techo de edificación con indicaciones de zonas con fallas, caso 1.</i>	<i>73</i>
<i>Figura VI-4: Vista interior del galpón, caso 1.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura VI-5: Detalle de conexión pilar – viga.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura VI-6: Detalle de conexión viga perimetral – panel.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura VI-7: Daño severo por desplome de viga en conexión a pilar (Indicación 1, Figura VI-3).</i>	<i>76</i>
<i>Figura VI-8: Daño severo por caída de paneles interiores verticales de hormigón (Indicación 2, Figura VI-3).</i>	<i>76</i>
<i>Figura VI-9: Daño severo por derrumbe de arriostramientos de techo de hormigón.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura VI-10: Modelo 1, caso 1.</i>	<i>77</i>
<i>Figura VI-11: Modelo 2, caso 1.</i>	<i>77</i>
<i>Figura VI-12: Modelo 3, caso 1.</i>	<i>78</i>
<i>Figura VI-13: Ubicación de datos obtenidos para análisis, caso 1.</i>	<i>79</i>
<i>Figura VI-14: Modelo para cálculo de giro de fundación.</i>	<i>82</i>
<i>Figura VI-15: Elevación eje 1, caso 2.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura VI-16: Elevación eje A, Caso 2.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura VI-17: Planta de techo, estructura caso 2.</i>	<i>87</i>
<i>Figura VI-18: Vista interior general de la estructura del caso 2.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura VI-19: Detalle conexión pilar – viga.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura VI-20: Daño en conexión húmeda entre viga y pilar.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura VI-21: Caída de arriostramientos de techo.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura VI-22: Daños en edificio de oficinas por choque con galpón, separación de 25 cm.</i>	<i>90</i>
<i>Figura VI-23: Modelo estructural galpón, caso 2.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura VI-24: Modelo estructural oficinas, caso 2.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura VI-25: Elevación Pilar tipo, caso 2.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura VI-26: Sección pilar tipo, caso 2.....</i>	<i>95</i>

<i>Figura VI-27: Deformada de la estructura por la acción del sismo en Y, Vista superior de planta de techo.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura VI-28: Planta segundo piso, caso 3.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura VI-29: Sección viga 1^{er} piso, caso 3.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura VI-30: Elevación pilar tipo, caso 3.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura VI-31: Sección viga 2^o piso, caso 3.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura VI-32: Daños en la conexión pilar – viga. Caso 3.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura VI-33: Modelo estructural 3D, caso 3.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura VI-34: Sección típica de pilares.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura VII-1: Sa, Suelo I vs Suelo A.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura VII-2: Sa, Suelo II vs Suelo B.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura VII-3: Sa, Suelo III vs Suelo C y D.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura VII-4: Sa, Suelo IV vs Suelo D y E.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura VII-5: Comparación de espectros de desplazamiento entre la NCh 433 y NCh 2369 para distintos tipos de suelos.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura VII-6: Comparación de espectros de aceleración entre NCh 433 y NCh 2369 para R = 3 y amortiguamiento del 2%.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura VII-7: Comparación de espectros de desplazamiento entre NCh 433 y NCh 2369 para amortiguamiento del 2%.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura VII-8: Factor de comparación entre la NCh 433 y NCh 2369 para desplazamientos en el mismo tipo de suelo.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura VII-9: Líneas de tendencia para comparación de desplazamientos entre NCh 433 y NCh 2369 en suelo III vs Suelo C y D.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura VII-10: Espectro de aceleraciones NCh 2745.....</i>	<i>118</i>
<i>Figura VII-11: Tablas 5 y 6 NCh 2745 para zona sísmica y parámetros de suelo.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura VII-12: Comparación espectros de aceleración entre NCh 2369, NCh 433 y NCh 2745 para distintos tipos de suelo en zona 2, y con un 2% de amortiguamiento.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura VII-13: Espectros de desplazamiento para suelo I, NCh 2369 y NCh 2745.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura VII-14: Espectros de desplazamiento para suelo II, NCh 2369 y NCh 2745.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura VII-15: Espectros de desplazamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745.....</i>	<i>121</i>

<i>Figura VII-16: Espectros de desplazamiento con 2% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.</i>	<i>122</i>
<i>Figura VII-17: Espectros de desplazamiento con 3% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.</i>	<i>123</i>
<i>Figura VII-18: Espectros de desplazamiento con 5% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.</i>	<i>124</i>
<i>Figura VII-19: Factor de comparación entre la NCh 2745 y NCh 2369 para desplazamientos en el mismo tipo de suelo.....</i>	<i>125</i>

CAPÍTULO I : INTRODUCCIÓN







1.1. Introducción general

Chile se describe como uno de los países más sísmicos del mundo. Nuestro territorio ha sido afectado por una gran cantidad de terremotos, lo que nos lleva a requerir diseños de estructuras enfocadas a estos movimientos telúricos, estructuras que están determinadas en su gran mayoría por las vibraciones que los terremotos producen.

El terremoto del 27 de Febrero del 2010 fue un laboratorio a gran escala en el que se observaron daños en algunas estructuras industriales construidas con prefabricados de hormigón, que si bien se ubicaron en la mayoría de los casos en aquellas apoyadas en suelos blandos, alertaron sobre la competencia de las bases de diseño establecidas en la norma NCh 2369 Of. 2003 y las especificaciones de construcción.

Si bien, no se cuenta con perjuicios a personas producto de los daños y colapsos producidos por el terremoto en estas estructuras, es debido a que el sismo se produjo un día sábado en la madrugada del mes de Febrero, horario en el que estas instalaciones normalmente no se encuentran en operación. Si hubiera ocurrido en horario laboral, se estarían lamentando muchas pérdidas humanas.

Esto conduce al análisis del comportamiento de estas estructuras en el área afectada por el terremoto, de lo que funcionó bien, de los problemas observados y las fallas. Lo que caracteriza a estas edificaciones es la modalidad de construcción que es por montaje de elementos prefabricados. Éstas, en la medida que la estructura permanece íntegra y continua, su comportamiento no deberá ser diferente de las construidas por otras modalidades con modelos estructurales similares, como las construidas con hormigón moldeado en sitio.

Desde este punto de vista, se debe asegurar que estas estructuras cumplan con esta condición de integridad estructural similar a las estructuras en sitio, tanto para las solicitaciones y deformaciones establecidas para el tipo y material de la estructura para el estado de operación, como para el caso extremo en el estado de falla para deformaciones y solicitaciones mayores a las de cálculo.

En este trabajo se realizarán los diagnósticos y se buscará determinar si es necesario proponer cambios en las prescripciones de la norma y en las especificaciones de construcción para corregir las situaciones de riesgo y las potenciales fallas en sismos severos futuros.

El análisis propuesto se enmarca dentro de la actualización de la norma NCh 2369 Of. 2003 que se está realizando actualmente en el Instituto de la Construcción por encargo del Ministerio de la Vivienda y Urbanismo (MINVU). El profesor guía de este trabajo fue elegido coordinador del sub grupo de análisis de las prescripciones de las estructuras prefabricadas de hormigón (sección 9.2 de la norma).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General:

Establecer bases de diseño y especificaciones de construcción para asegurar el comportamiento adecuado de las construcciones construidas por montaje de elementos prefabricados de hormigón armado o pre comprimido.

1.2.2. Objetivos Específicos:

Estudiar el comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón armado de acuerdo al alcance de la norma chilena NCh2369.Of2003 para el terremoto del 27 de Febrero de 2010.

Proponer aquellos cambios en las bases de diseño, especificaciones de construcción y de la inspección técnica de las obras que pudieran ser necesarios para asegurar un adecuado comportamiento a sismos severos futuros.

1.3. Alcances

El alcance de este estudio es evaluar el comportamiento de las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado en el terremoto del 27 de febrero de 2010, mediante la evaluación de los antecedentes de daños recopilados y la revisión de antecedentes entregados por ingenieros para el análisis de sus estructuras y las normativas vigentes.

1.4. Motivación

Este trabajo se ve impulsado a raíz de la próxima renovación de la norma NCh 2369 Of. 2003 en la cual se tomarán las experiencias del último terremoto y para lo cual se pretende poder aportar con este estudio.

CAPÍTULO II : PRESENTACIÓN

2.1. Estructuras prefabricadas de hormigón.

La construcción con hormigón prefabricado consiste en el montaje de piezas de hormigón que han sido moldeadas y curadas en una planta industrial o en otro lugar destinado a ello, diferente al sitio de su puesta en obra. Éstas, en la medida que la estructura permanece íntegra y continua, su comportamiento no deberá ser diferente de las construidas por otras modalidades con modelos estructurales similares, como las construidas con hormigón moldeado en sitio.

El hormigón prefabricado optimizó las condiciones de producción haciendo posible acortar los plazos de ejecución, bajando costos y disminuyendo riesgos en el deterioro del material. Por otra parte resulta más ventajoso ya que al construirse las piezas en serie, por repetición masiva, facilita su armado y montaje.

Para el diseño sísmico de este tipo de edificios se utiliza la norma NCh 2369 of 2003, la que está calibrada para mantener la operación en estructuras de bodegas o edificios industriales o de vocación industrial. Estos edificios difieren de los destinados a viviendas y servicios, los cuales se diseñan bajo la prescripción de la NCh 433, ya que tienen menos elementos estructurales resistentes y menos estructuras secundarias por lo que el amortiguamiento propio de los edificios industriales es bastante inferior.



Figura II-1: Ejemplo de construcción con elementos prefabricados.

2.1.1 Tipos de estructuración en base a sus conexiones.

Según la NCh 2369Of 2003 los sistemas estructurales que contienen elementos prefabricados de hormigón se separan según los siguientes criterios.

- **Sistemas gravitacionales**

Utilizan como sistema sismorresistente muros o marcos de hormigón armado vaciados en sitio, muros de albañilería confinada o armada o marcos de acero arriostrados y no arriostrados, y utilizan elementos prefabricados para resistir exclusivamente las cargas verticales.

Los elementos prefabricados y las conexiones que no pertenecen al sistema sismorresistente deben ser capaces de aceptar la deformación sísmica, de la estructura y resistir las cargas verticales (gravitacionales) para tal deformación.

Los marcos pertenecientes al sistema prefabricado gravitacional se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones de sección 21.9 del código ACI 318-99.

Las conexiones entre el sistema prefabricado gravitacional y el sistema sismorresistente se consideran parte de este último sistema y se deben diseñar de acuerdo a los acápites b), c) ó d).

- **Sistemas prefabricados con conexiones húmedas**

Emulan el comportamiento de las estructuras de hormigón armado construidas en sitio mediante el uso de elementos prefabricados unidos por conexiones húmedas que cumplan con los requisitos del código ACI 318-99, especialmente los requisitos de anclaje y empalme de barras.

- **Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles**

Utilizan estructuras formadas por elementos prefabricados unidos mediante conexiones para las que se haya demostrado, mediante análisis y ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad mayores o iguales a las de uniones monolíticas de

estructuras diseñadas según ACI 318-99. Éstos ensayos deben satisfacer los requisitos del documento ACI ITG/T1.1-99 Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing, y pueden haber sido realizados en laboratorios nacionales o extranjeros siempre que sus resultados hayan sido certificados por un laboratorio aprobado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo.

- **Sistemas prefabricados con conexiones secas**

Utilizan estructuras formadas por elementos prefabricados unidos mediante conexiones secas, diseñadas como conexiones fuertes que aseguren que el posible comportamiento no lineal ante sismos de mayores demandas que las consideradas en esta norma produzcan una incursión dentro del rango no lineal de respuesta en secciones alejadas de la conexión fuerte.

En la sección 9.3 se entregan los requisitos para:

- **Naves industriales compuestas por columnas en voladizo.**

9.3.1 En este párrafo se establecen los requisitos especiales para las naves de columnas de hormigón vaciado en sitio o prefabricado, con o sin puentes grúa, estructuradas con columnas empotradas en la base y vigas conectadas a las columnas con uniones rotuladas. La resistencia sísmica y la capacidad de deformación de estos sistemas provienen exclusivamente de las columnas.

Considerando esto, las estructuras en estudio se clasificarán según su sistema de resistencia sísmica y su tipo de conexión entre pilar – viga.

De forma simple, si su resistencia sísmica es diseñada en base a pilares empotrados en la base, se clasificarán como:

- Estructuras de marcos: En el que la conexión entre el pilar y la viga es húmeda o dúctil.
- Estructuras de pilares en voladizo: En que la conexión entre el pilar y la viga es seca o fuerte.

2.2. Clasificación de casos en estudio

Se seleccionan y analizan 17 casos con daños dentro del total de casos de los que se recopiló información, ya que de estos se cuenta con respaldo fotográfico más detallado, respaldo documentado en el anexo 1.

Tabla II-1: Listado de casos estudiados.

Caso	Comuna	Tipo de estructuración	Tipo de suelo
1	Colina	Bodega de un piso de marcos prefabricados con arriostramientos de techo de hormigón	III
2	Pudahuel	Bodega de un piso de marcos prefabricados con arriostramientos de techo de hormigón	III
3	Huechuraba	Bodega de dos pisos, pilares en voladizo, losas prefabricadas.	III
4	Maipú	Subterráneo de marcos prefabricados	III
5	Colina	Bodega de un piso de marcos prefabricados	III
6	Maipú	Edificio de Marcos prefabricados con muros en sitio	III
7	Pudahuel	Bodega de un piso, pilares en voladizo.	III
8	Pudahuel	Edificio de pilares en voladizo	III
9	Quilicura	Bodega de un piso, pilares en voladizo.	III
10	Lampa	Bodega de un piso, pilares en voladizo.	III
11	Quilicura	Bodega un piso de marcos prefabricados. Subterráneo con marcos y losas prefabricadas.	III
12	Lampa	Bodega de un piso, Pilares en voladizo	III
13	Pudahuel	Bodega de un piso de marcos prefabricados	III
14	Quilicura	Edificio de marcos y losas prefabricado	III
15	Renca	Edificio de marcos y losas prefabricado	III
16	Coronel	Bodega de un piso, Pilares en voladizo	III
17	Concepción	Bodega de un piso en base a estructura de acero con paneles prefabricados.	III

Los casos se eligieron entre las estructuras con mayor daño y de las que se tenía mayor información. Que todos pertenezcan al tipo de suelo III es una condición a observar. En función de esto es que en el presente informe se le dará mayor énfasis al estudio de este tipo de suelo.

2.2.1. Clasificación de sub elementos estructurales.

En el documento, los elementos prefabricados se clasifican en las siguientes categorías.

1. Elementos estructurales prefabricados

- 1.1. Pilares,
- 1.2. Vigas de entrepiso
- 1.3. Vigas soportantes de techo
- 1.4. Vigas costaneras
- 1.5. Losas
- 1.6. Arriostramientos de hormigón
- 1.7. Muros
- 1.8. Paneles

2. Elementos construidos en sitio

2.1. Arriostramientos verticales:

- 2.1.1. Arriostramientos de acero
- 2.1.2. Arriostramientos de hormigón
- 2.1.3. Muros

2.2. Arriostramientos Horizontales:

- 2.2.1. Arriostramientos de acero
- 2.2.2. Arriostramientos de hormigón

3. Conexiones:

- 3.1. Pilar – Fundación
- 3.2. Pilar – Vigas de entrepiso o conexión entre pilares.
- 3.3. Pilar – Viga de techo.
- 3.4. Vigas de entrepiso – Losas
- 3.5. Losa – Losa (para formar diafragma rígido)
- 3.6. Losa – Arriostramiento (muros)
- 3.7. Vigas de techo – Costaneras

3.8. Arriostramientos verticales:

- 3.8.1. Pilares – Muros en sitio
- 3.8.2. Pilares – Arriostramiento de hormigón
- 3.8.3. Pilares – Arriostramientos de acero

3.9. Arriostramientos horizontales:

- 3.9.1. Pilar – arriostramiento
- 3.9.2. Vigas de techo – Arriostramientos de hormigón
- 3.9.3. Vigas de techo – Arriostramientos de acero

3.10. Estructura sísmica – elementos no estructurales

- 3.10.1. Paneles verticales – Viga entre pilares
- 3.10.2. Paneles horizontales – Pilares
- 3.10.3. Albañilerías/tabiques – Estructura sísmica

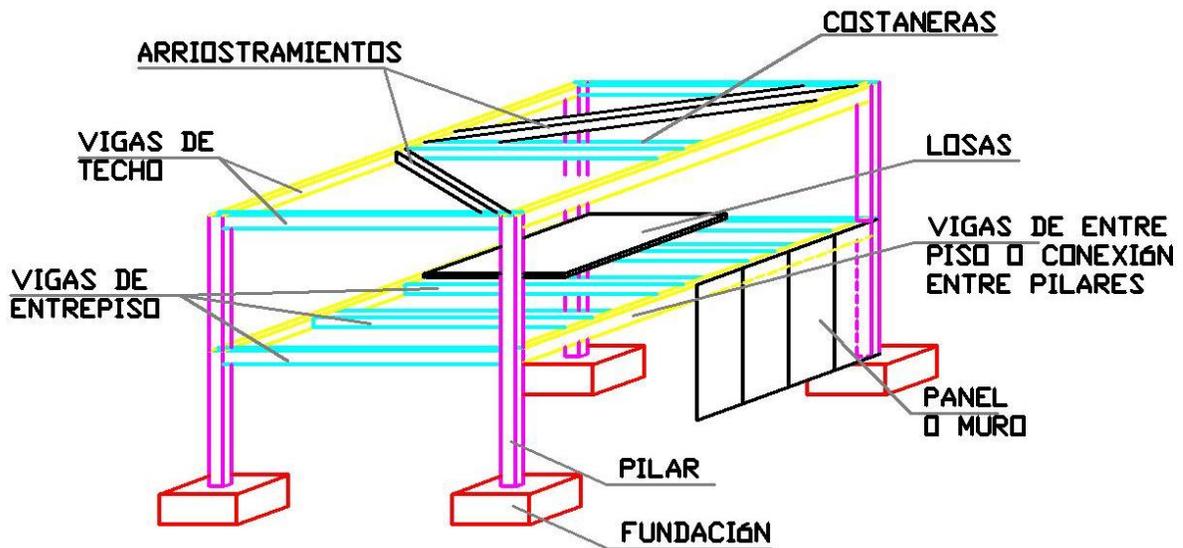


Figura II-2: Esquema de elementos prefabricados en una estructura.

CAPÍTULO III : DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE SISMOS RECIENTES

Chile es uno de los países más sísmicos del mundo, en el cual podemos encontrar sismos con magnitudes mayores a 7.5 Mw, con recurrencias menores de 20 años. La sismicidad histórica de Chile registrada desde el año 1700 indica una alta ocurrencia de sismos a lo largo de todo el país, en particular en la zona centro, como muestra la figura III-1.

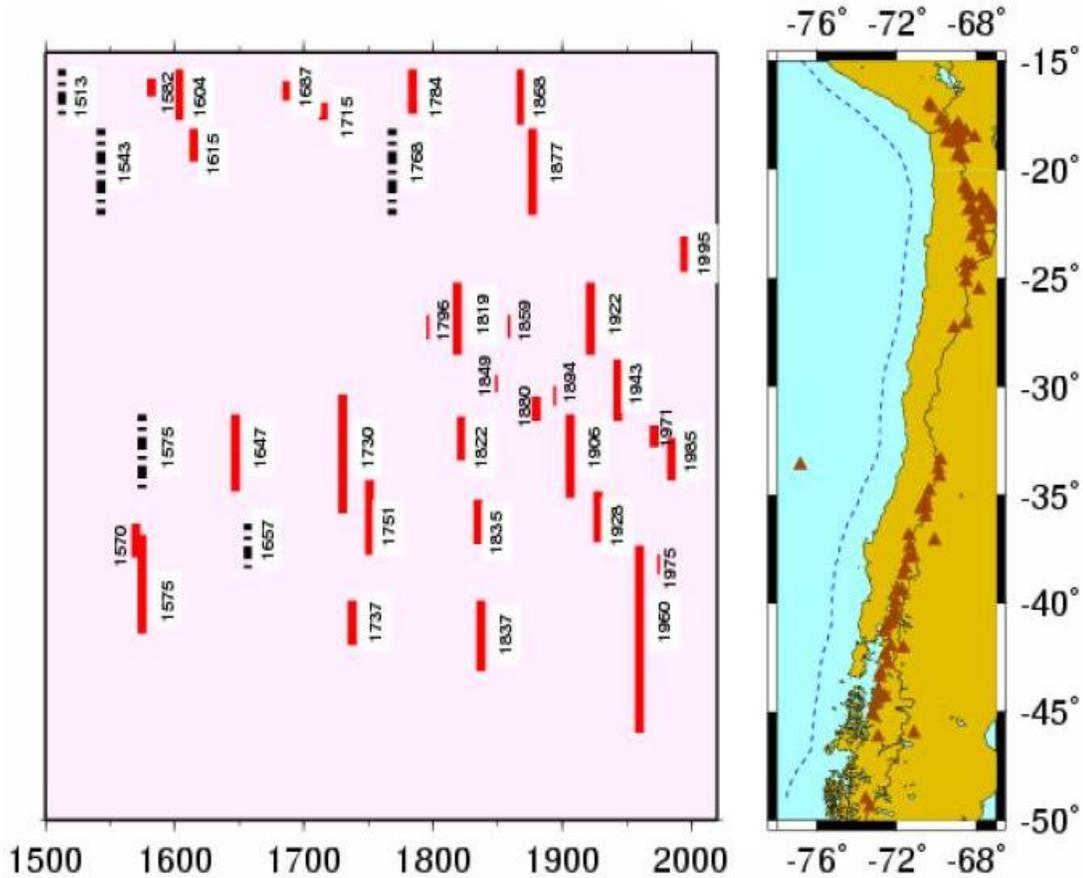


Figura III-1: Registro de sismos históricos en Chile [Servicio Sismológico de Chile].

Los terremotos en Chile son principalmente producto de la subducción de la placa Nazca sobre la Sudamericana, con una velocidad de convergencia del orden de 9 centímetros por año, la cual tiene un punto de contacto muy próxima al continente, lo que produce que los sismos generados en esta zona sean de gran magnitud sobre el territorio chileno.

3.1. Descripción sismo 27 de febrero de 2010.

El sismo se produjo el día sábado 27 de Febrero de 2010 a las 03:34 a.m. (hora local de Chile) debido al desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Sismo interplaca tipo inverso (19° Strike, 18° Dip, 116° Rake) de magnitud 8.8 (Mw) con epicentro a 63 km al Suroeste de Cauquenes para el cual se estima un área de rotura de 500 km de longitud, extendiéndose desde la península de Arauco por el Sur hasta el Norte de Pichilemu. Es el evento más grande registrado instrumentalmente en Chile. El violento sismo de 2010 ocurrió en una reconocida laguna (gap) sísmica la cual no había sido activada desde el famoso terremoto descrito por Darwin en 1835 con magnitud 8,5MS. [Ref 14].

Al igual que durante el gran terremoto de Valdivia de 1960 Mw 9.5, para el terremoto del Maule 2010 Mw 8.8 no se observaron réplicas de gran magnitud ($M_w > 8.0$), las réplicas mayores ocurrieron a las pocas horas del sismo principal y son de magnitudes alrededor de Mw 7.0.



Figura III-2: Epicentro Sismo 27 de Febrero de 2010.

El hipocentro se ubicó en las coordenadas geográficas $36^{\circ} 17' 23''$ S y $73^{\circ} 14' 20''$ W (hipocentro revisado) a una profundidad estimada de 30 km. El segmento del contacto entre la placa de Nazca y Sudamericana que se activó (zona de falla) alcanzó un área del orden de 450 km de largo por 150 km de ancho y desplazamientos de hasta 11 m. [Ref 1].

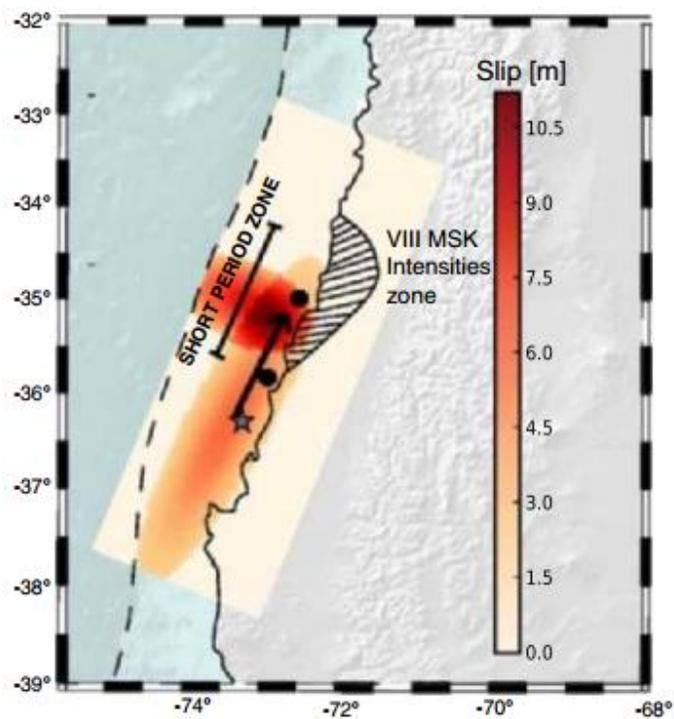


Figura III-3: Distribución de desplazamiento de contacto en el terremoto del Maule 8,8 Mw [Ref 1].

Las intensidades a lo largo del territorio chileno reportadas por la oficina nacional de emergencia (ONEMI), son las siguientes.

Tabla III-1: Intensidades reportadas por la ONEMI

Lugar	Intensidad	Lugar	Intensidad
Puerto Montt	V	Santiago	VIII
Valdivia	VI	Coquimbo	III
Temuco	VIII	Vicuña	III-IV
Concepción	X	Huasco	III
Talca	VIII	Copiapó	III
Rancagua	VIII	T. Amarilla	III
Valparaíso	VI	Antofagasta	III
Viña del Mar	VI	Calama	II

Fuente: ONEMI – Oficina Nacional de Emergencia, Ministerio del Interior.

A partir de los datos en la *Tabla III-1* se pueden graficar las isosistas del terremoto del Maule del 2010, las cuales consisten en unir en un mapa todos los puntos de igual intensidad y así obtener una serie de curvas, cada una de las cuales correspondientes a un grado, y que nos darán una idea grafica de los efectos del terremoto y su intensidad, la cual será tanto mayor cuanto más alto sea el grado de la isosista próxima al epicentro.

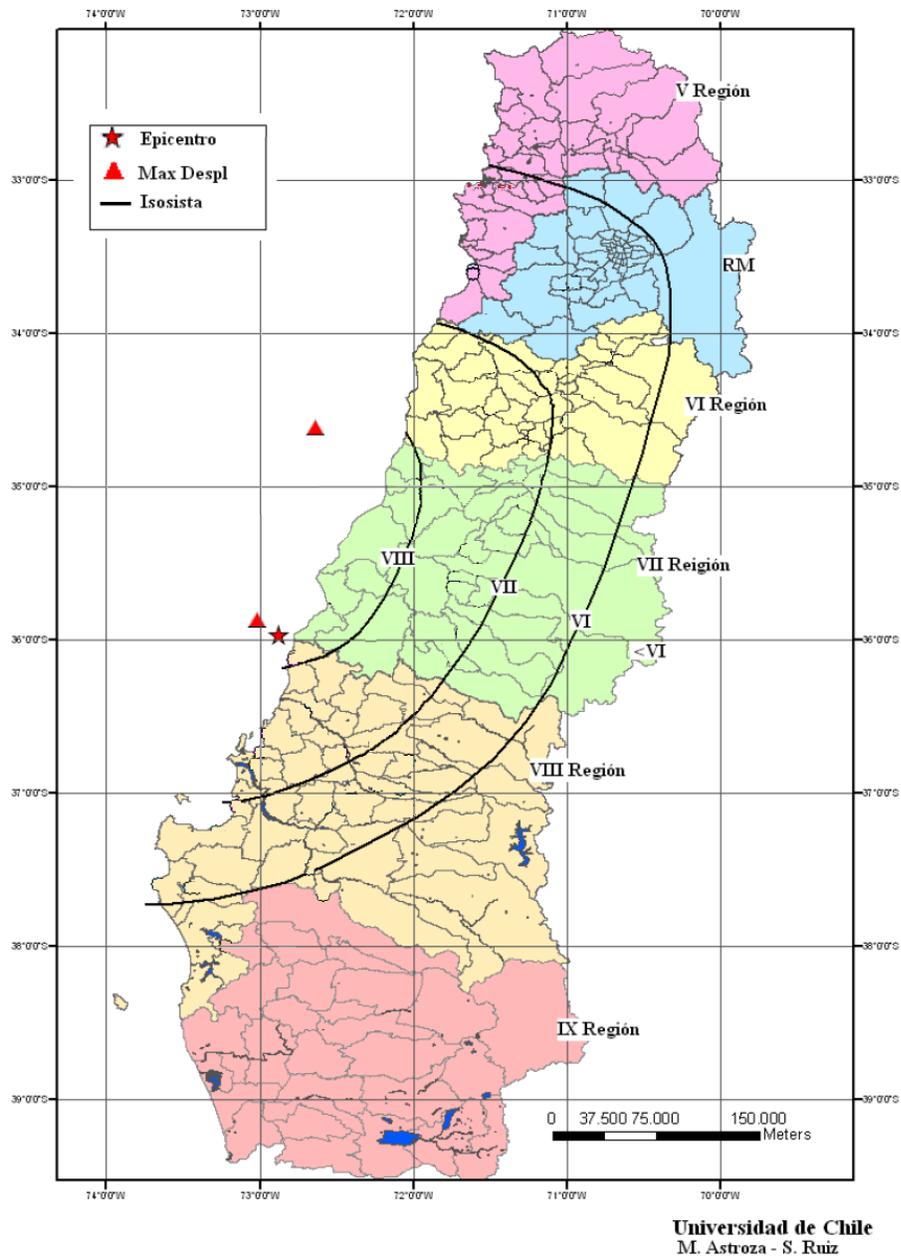


Figura III-4: Isosistas para el terremoto del Maule 8,8 Mw.

3.1.1. Características

A partir del variado número de instrumentos que posee tanto el servicio sismológico de Chile como la red de acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (RENADIC) se puede generar un registro de las aceleraciones producidas por el sismo del 27 de Febrero.

Tabla III-2: Aceleraciones máximas medidas por el servicio sismológico de Chile.

Localidad	Aceleración Máx. Horizontal NS (g)	Aceleración Máx. Horizontal EW (g)	Aceleración Máx. Vertical (g)
Colegio San Pedro, Concepción	0.65	0.61	0.58
Cerro Calán, Santiago	0.20	0.23	0.11
Campus Antumapu, Santiago	0.23	0.27	0.17
Cerro El Roble, R.M	0.19	0.13	0.11
Melipilla, R.M	0.57	0.78	0.39
Olmué, V Región	0.35	0.25	0.15
Casablanca, V Región	0.29	0.33	0.23
San José de Maipo, R.M	0.47	0.48	0.24
Colegio Las Américas, Santiago	0.31	0.23	0.16
Cerro Santa Lucia, Santiago	0.24	0.34	0.24

Fuente: Red Sismológica Nacional, Servicio Sismológico de Chile.

Tabla III-3: Aceleraciones máximas medidas por la RENADIC

Localidad	Aceleración Máx. Horizontal [g]	Aceleración Máx. Vertical [g]
Depto. Ing. Civil, U. de Chile	0.17	0.14
Estación Metro Mirador	0.24	0.13
CRS Maipú, R.M.	0.56	0.24
Hospital Tisné, R.M.	0.30	0.28
Hospital Sótero del Río R.M.	0.27	0.13
Hospital de Curicó	0.47	0.20
Hospital de Valdivia	0.14	0.05
Viña del Mar (Marga Marga)	0.35	0.26
Viña del Mar (Centro)	0.33	0.19

Fuente: Red de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil.

A continuación se presenta la comparación entre los espectros de respuestas en Santiago centro y en Maipú. El primero es para una zona en donde el terreno es grava densa y el segundo un suelo medianamente denso.

En ellos se puede ver una mayor aceleración para los periodos de vibración natural del suelo, en Santiago centro para periodos menores a 0,5 segundos y en Maipú se aprecia una clara amplificación de las vibraciones, donde el segundo peak indica el periodo natural del terreno, alcanzando aceleraciones de casi 8 [g].

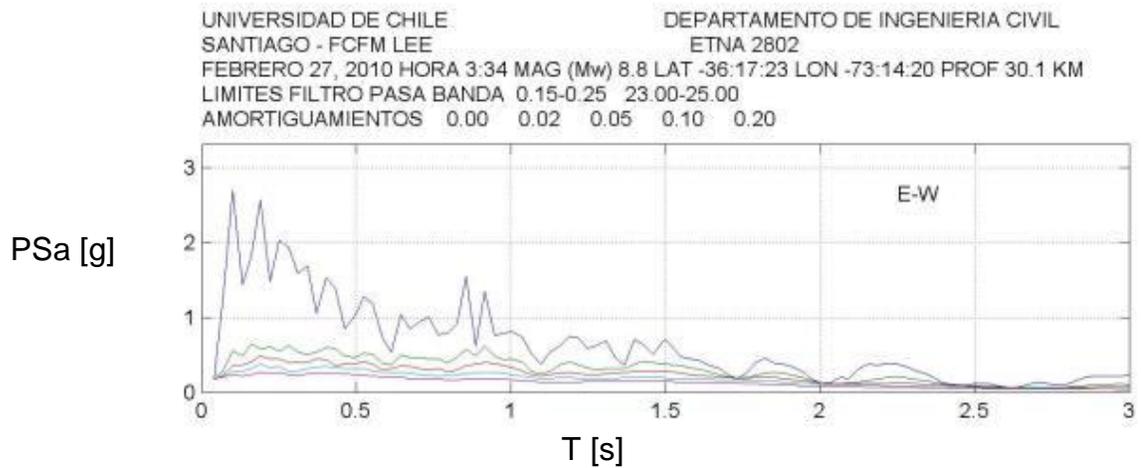


Figura III-5: Espectro de respuesta Santiago centro, FCFM. Dirección E-W.

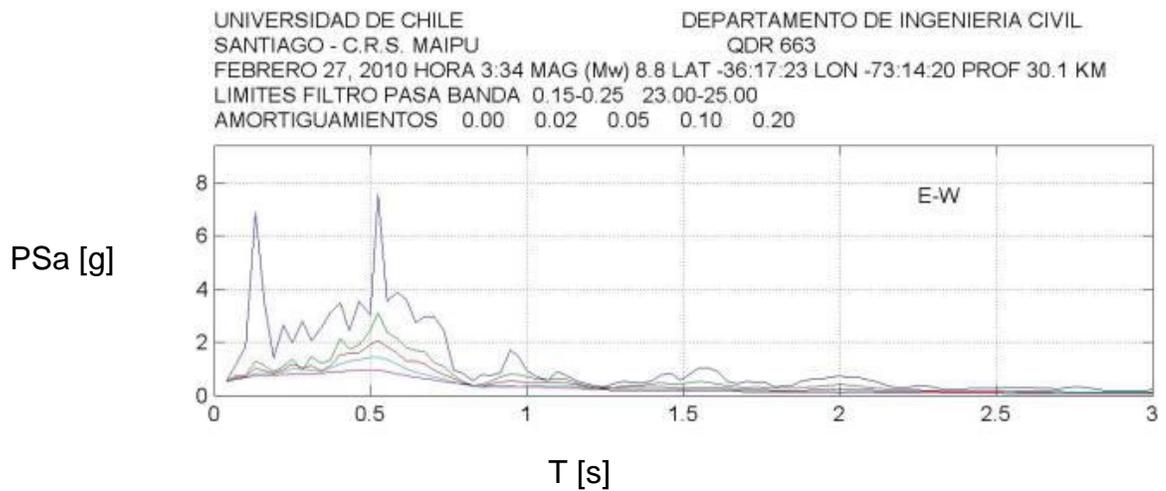


Figura III-6: Espectro de respuesta Maipú. Dirección E-W.

CAPÍTULO IV : DAÑOS REGISTRADOS EN EL SISMO DEL 27F DE 2010

En este capítulo se exponen los daños observados en estructuras prefabricadas luego del terremoto del 27 de febrero del 2010 en Chile de las que se tiene información de inspecciones registradas post sismo.

Se clasifican por sistema o subsistema estructural según lo expuesto en el capítulo 2.2 con el objetivo de identificar los elementos y conexiones que presentaron más daños.

En 4.1. Antecedentes Generales, se clasifican los daños más comunes observados de acuerdo a la información general obtenida de informes ya efectuados.

Luego, en 4.2 se analiza con mayor detalle los daños de 17 edificaciones con “carácter” industrial de las que se tiene información detallada.

Posteriormente en el capítulo VI se realiza un análisis estructural más detallado de los 3 primeros casos.

4.1. Información general

Éstos antecedentes provienen de los siguientes documentos.

- Departamento de Ingeniería civil de la FCFM de la U de Chile, Varios autores. Junio 2012. Mw = 8.8, Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010. Capítulo 11. Alexis Cortes y David Campusano.
- Ingenieros José Restrepo, Mario Rodríguez, Vladimir Urzúa y Magno Mery. Análisis realizados para diversas obras Post Terremoto. “Estudio del comportamiento de las estructuras prefabricadas en el terremoto del 27 de febrero de 2010”. Septiembre 2010.
- Israel Sebastián Garrido Rojas, memoria para optar al título de ingeniero civil. Estudio de daños en estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado a consecuencia del terremoto del 27 de febrero del 2010. Profesor Guía D. Campusano.

Empresa 1 [Ref 1, 2 y 4]

- Construye desde 1997.
- Se inspeccionaron 76 obras con una superficie de 470.000 m² correspondiente a 43% del total de 1.100.000 m² construidos por esta empresa, la mayor parte construida en el área afectada.
- Se clasifican los daños en (leves) moderados y severos
- Se clasifican las obras de acuerdo a detalles constructivos en elementos estructurales y elementos no estructurales y por sistemas estructurales

En conexiones pilar – fundación (empotramientos en la base), no se observaron fallas en las fundaciones tanto en la solución de empotramiento en cáliz (395.000 m²), como en empotramiento de barras salientes de los pilares en vainas (75.000 m²).

Las losas alveolares pretensadas no presentan fallas tanto en la solución con sobrelosa estructural (topping) (12.000 m²) como con sobrelosa estructural conectadas a muros de corte (14.200 m²).

Se inspeccionaron 38 elementos de Vigas de piso (Sección en T invertida), en sus dos modalidades de conexiones, empotradas y articuladas, resultando todas sin fallas.

En Arriostramientos de Techos con cruces de cables con mecanismos de ajuste para trabajar en tracción, en conjunto con costaneras anchas actuando como puntales, se observa un comportamiento muy satisfactorio.

En Arriostramientos de perfiles y tubulares de acero con capacidad de trabajar en compresión y tracción: si bien, su comportamiento es algo más discreto, (cerca del 10 % de unidades con daños, respecto del total analizado), lo consideran en el informe como ACEPTABLE dejando constancia de la sollicitación excesiva que éstos ejercen sobre las vigas de techo, generando en algunos casos, daños de consideración en sus anclajes.

Se presenta el resumen de las inspecciones según sistema estructural

Sistema estructural	Inspeccionados [m²]	% con daños severos
Columnas en voladizo sin arriostramiento de cubierta	107240	0,49
Columnas en voladizo con arriostramiento de cables en tracción	26000	0
Columnas en voladizo con arriostramiento de tubos estructurales en tracción y compresión	139500	0,11
Columna en voladizo con arriostramiento de techo mediante costaneras anchas	40000	0,13
Columnas con nudos rígidos en unión con vigas	121000	0
Columnas en voladizo con costaneras de gran luz esbeltas	9000	1,91
Edificios de varios pisos con muros de corte	19700	0

Y la recopilación de los daños según conexión y sub-sistema estructural

Columna - Fundación	Superficie [m²]	Daño [%]
Conexión Pilar – Base empotrada en cáliz	395000	0
Conexión Pilar – Base empotrada en vainas	75000	0

Viga - Pilar	Piezas [Nº]	Daño [%]
Vigas de piso articuladas, unidas a pilares mediante pasadores	315	0,85
Vigas de piso con conexión a pilar hormigonada en sitio	26	0
Vigas de piso con conexión a pilar hormigonada en sitio y pasadores salientes en espera desde ménsula	12	0
Viga de techo articulada, unida a pilares mediante un pasador	190	0,27
Viga de techo articulada, unida a pilares mediante dos pasadores	837	0,11
Viga de techo doble T articulada, unida en su ala inferior por dos pasadores	447	1,13
Viga de techo empotrada, con conexión hormigonada en sitio	382	0,38

Costanera - Viga	Piezas [Nº]	Daño [%]
Costanera unida a viga de techo mediante 2 o 3 pasadores	110000	2,41
Costanera unida a viga de techo mediante 2 horquillas embebidas en viga	157000	0,05
Costanera ancha unida a viga de techo mediante conexión hormigonada en sitio (puntal)	68000	0,4
Costanera estrecha unida a viga de techo mediante 2 horquillas embebidas en viga	13700	0,04
Costanera de borde articulada, unida mediante 2 o 3 pasadores, con o sin ángulo de fijación a la viga de cubierta	318	9,94
Costanera de borde, empotrada al nudo viga – columna	14	0
Costanera de borde entre pilares para cerramiento ligero, apoyada en ménsulas y fijadas mediante un perno inserto en la ménsula.	395	1,27

Arriostramientos	Piezas [Nº]	Daño [%]
Arriostramiento de techo, cables a tracción en conjunto con costaneras trabajando como puntales (diafragmas).	344	0,2
Arriostramiento de techo, tubo a tracción y compresión	657	9,89

Losas	Superficie [m2]	Daño [%]
Losas alveolares con capa de compresión unidas por adherencia, sin armadura de cosido (superficie rugosa)	12800	0
Losas alveolares con capa de compresión unidas a muros de corte, mediante armadura saliente del muro (diafragma rígido)	14200	0
Losas alveolares sin capa de compresión unidas a vigas mediante pasadores	700	1,95

Entonces, en resumen se tiene:

Tipo Conexión	TOTAL [n° piezas]	% de piezas con daños
Pilar - Fundación	0	0
Viga - Pilar	2209	0,48
Costanera - Viga	349427	0,87
Arriostramientos de techo – Pilar/Viga	1001	6,56
Panel - Viga	0	0
	TOTAL [m2]	% Daño
Losas	27700	0,05

Empresa 2 [Ref 4]

- Informa la inspección de 13 obras correspondientes a naves industriales, 11 ejecutadas en la Región Metropolitana, y dos en la VIII Región.

Estructuración Tipo 1	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas
Estructuración Tipo 2	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, muros hormigonados en sitio y entrepisos de losetas prefabricadas
Estructuración Tipo 3	Marcos con pilares empotrados en su base, muros de hormigón armado y albañilería en sitio y prefabricados
Estructuración Tipo 4	Marcos con pilares empotrados en su base, muros hormigonados en sitio
Estructuración Tipo 5	Marcos con pilares empotrados en su base, conexión con vigas hormigonada en sitio, arriostramientos que trabajan a tracción y compresión.
Estructuración Tipo 6	Marcos con pilares empotrados en su base, unidos por vigas metálicas
Estructuración Tipo 7	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, cubierta de techo en base a losetas de hormigón armado conectadas con uniones secas
Estructuración Tipo 8	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, cubierta de techo en base a losetas de hormigón armado soldadas por ángulos, sin sobrelosa

Estructuración	Tipo de daño observado	Cantidad
Tipo 1	No se observan daños estructurales	4
Tipo 2	No se observan daños estructurales	1
Tipo 3	No se observan daños estructurales	1
Tipo 4	No se observan daños estructurales	1
Tipo 5	Falla en arriostramiento de techo, pandeo y falla en la conexión del elemento	1
Tipo 6	No se observan daños estructurales	1
Tipo 7	Daño en viga de techo perimetral	2
Tipo 8	Losetas con desprendimiento de hormigón en conexión con vigas	2

De la inspección realizada, se observa que las estructuras cuyo sistema sismorresistente no depende solamente de sus columnas prefabricadas, no sufrieron daños estructurales ante las solicitaciones sísmicas del 27 de febrero de 2010.

El sistema de arriostramiento en base a perfiles de acero que trabajan a tracción y compresión, resulto deficiente frente a las solicitaciones sísmicas estudiadas según lo inspeccionado en la estructuración tipo 5.

Del total de 13 edificios registrados, se calcula el porcentaje de estructuras con daños separado por tipo de conexión.

Tipo Conexión	% Daño
Pilar - Fundación	0
Viga - Pilar	15,4
Costanera - Viga	0
Arriostramientos de techo – Pilar/Viga	7,7
Panel - Viga	0
Losas	15,4

Empresa 3 [Ref 1 y 2]

Informa haber construido durante 30 años en el área afectada, algunas obras tienen paneles prefabricados de fachada. Resultaron con daños 7 obras ubicadas en la región Metropolitana.

Los daños son mayores en las 5 ubicadas en el sector nor-poniente de Santiago. Las otras dos se ubican en sector sur, y en sector oriente de la ciudad. En una de las 7 obras que estaba en proceso de construcción, se cayeron el 100% de los paneles de fachada

• Las fallas en conexiones en paneles de fachadas incluyen:

1. Desprendimiento de herrajes en conexiones.
2. Corte de pernos.
3. Salida de los pernos de los insertos.
4. Desprendimiento del inserto anclado al panel.

Además en los elementos estructurales a los que estaban conectados los paneles, por el peso de éstos. Ej. Viga de acero de soporte de paneles... “se dobló o se desgarró los puntos en que se une los paneles”... sic (año2007- R.M. Suelo III), (Año 2004- R.M.) [Ref 1].

Finaliza el informe incluyendo un listado de otras 6 obras en R.M. ejecutadas con paneles y sin daños. Aporta un registro fotográfico de las inspecciones.

Ubicación	Daños elementos estructurales
Pudahuel	Sin daño
Pudahuel	Viga metálica de soporte lateral doblada y desgarrada por arrancamiento de elementos no estructurales
Quilicura	Sin daño
Pudahuel	Viga metálica de soporte lateral doblada y desgarrada por arrancamiento de elementos no estructurales
Las Condes	Colapso conexión de vigas de hormigón armado utilizadas como soporte lateral
Puente Alto	Sin daño estructural
Pudahuel	Sin daño estructural
Estación Central	Sin daño estructural
Las Condes	Sin daño estructural
San Bernardo	Sin daño estructural
San Bernardo	Sin daño estructural
San Bernardo	Sin daño estructural
Ñuñoa	Sin daño estructural

Del total de 13 edificios registrados, se calcula el porcentaje de estructuras con daños separado por tipo de conexión.

Tipo Conexión	% Daño
Pilar - Fundación	0
Viga - Pilar	7,7
Costanera - Viga	0
Arriostramientos de techo – Pilar/Viga	0
Panel - Viga	0
Losas	0

Empresa 4 [Ref 1 y 2]

- Construcciones desde el 2004 a la fecha, aproximadamente 350.000 m2.

Informe respecto de Naves Industriales: Informan de 12 de ellas que presentaron algunos daños (suman 88.100 m2, 25,2% del total construido). Corresponden a pórticos con pilares empotrados en la base y encuentros rotulados con las vigas de techo. Si bien, la descripción de daños no está cuantificada, y con poca especificación, se puede hacer la siguiente lectura:

- 1 obra en Suelo II (R.M.) con... "arriostramiento doblado y desconche de algunas consolas"...
- Al menos, 5 obras en Suelo III . Todas con arriostramientos doblados. 4 de ellas en R.M. y una en VIII Región. Para dos obras en R.M. informan... "Pequeñas fisuras en los 2 primeros metros del pilar desde la base."... y para la obra en VIII Región indican... "Fisuras importantes en columnas"...

Informa de la ejecución de 230 pilares en 10 proyectos, y de éstos 16 pilares presentaron... "Destrucción de algunas zonas de apoyo de la estructura metálica."...

Se informa la inspección de 45 Pasarelas construidas por la empresa en el periodo, y de ellas sólo dos presentaron algún nivel de daños:

- Una con... "Fisuras menores en cepas y desalineación de vigas."...
- Una pasarela colapsada.

Se informa la inspección de Vigas de pasos superiores, puentes o viaductos. En el periodo indicado se ejecutaron 1.400 vigas para 62 proyectos. Se inspeccionaron 58, y sólo dos estructuras sufrieron daños. En una de ellas con 20 vigas:... "desplazamiento del tablero y daños en el apoyo de las vigas"...

Ubicación	Descripción del daño
Huechuraba	Arriostramientos doblados, caída de estructura metálica
Pudahuel	Arriostramientos doblados, arrancamiento en la viga
Quilicura	Arriostramientos doblados
Talagante	Arriostramiento doblado, viga fisurada
San Bernardo	Arriostramientos doblados, desprendimiento en consolas
Coronel	Pilares fisurados
Lampa	Arriostramientos dañados, conexión viga, pilar, y puntal presenta fisuras
Colina	Arriostramientos dañados
Colina	Pilares fisurados, vigas fisuradas en zonas arriostradas
Lampa	Arriostramientos dañados, arrancamiento en la viga
Quilicura	Arriostramiento doblado, fisuras en los 2 primeros metros de los pilares desde la base
Quilicura	Arriostramiento doblado, fisuras en los 2 primeros metros de los pilares desde la base

Del total de 12 edificios registrados, se calcula el porcentaje de estructuras con daños separado por tipo de conexión.

Tipo Conexión	% Daño
Pilar - Fundación	0
Viga - Pilar	16,7
Costanera - Viga	0
Arriostramientos de techo – Pilar/Viga	41,7
Panel - Viga	0
Losas	0

4.2. Información específica de casos estudiados.

Se analizan los 17 casos con daños de 2.2, de los cuales se cuenta con el respaldo fotográfico presentado en el anexo 1.

Se lleva a cabo un registro de los daños causados por el terremoto del 27 de febrero del 2010. Estos daños se evalúan según los subsistemas estructurales expuestos en el punto 2.2.1 y se clasifican en 3 categorías.

Leve (L): Fisuras pequeñas, desprendimiento leve de hormigón o desplazamiento pequeño en conexión.

Moderado (M): Agrietamiento significativo o daño apreciable que no compromete la seguridad estructural

Severo (S): Colapso de elementos, daños que comprometen la seguridad de la estructura o que podría producir daño sobre personas.

Para el registro de daños se consideran los daños primarios causados por el sismo sobre la estructura, por ejemplo, hay casos en que el daño principal fue el colapso de la viga en la conexión con la columna, lo que condujo como efecto secundario al desplome de costaneras y elementos unidos a la viga, en el registro se verá con una “S” para el daño en la conexión pilar – viga y en blanco el daño de la conexión entre las costaneras y la viga. Esto se registra de esta forma con el fin de evitar confusiones para el análisis de la falla de la estructura.

Tabla IV-1: Registro de daños en estructuras estudiadas (parte 1).

Caso	1	2	3	4	5	6	7	8
Elementos estructurales prefabricados								
Pilares	L	L				L	L	
Vigas de entrepiso o conexión entre pilares			L			L		
Vigas soportantes de techo								
Vigas costaneras								
Losas								
Arriostramientos de hormigón								
Muros								
Paneles					L			
Elementos construidos en sitio								
<u>Arriostramientos verticales:</u>								
Arriostramientos de acero								
Muros			M			M		
Arriostramientos Horizontales:								
Arriostramientos de acero								
Conexiones:								
Pilar – Fundación								
Pilar – Vigas de entrepiso o conexión entre pilares.			S	M		M		
Pilar – Viga de techo.	S	M			S			
Vigas de entrepiso – Losas								
Losa – losa (para formar diafragma rígido)								
Losa – arriostramiento (muros)								
Vigas de techo – costaneras							S	
<u>Arriostramientos verticales:</u>								
Pilares – muros en sitio			M			L		
Pilares – arriostramiento de hormigón								
Pilares – arriostramientos de acero								
<u>Arriostramientos horizontales:</u>								
Pilar – arriostramiento								
Vigas de techo – Arriostramientos de hormigón	S	S						
Vigas de techo – Arriostramientos de acero								
Estructura sísmica - Elementos no estructurales								
Paneles verticales - viga entre pilares	S						M	S
Paneles horizontales - pilares								
Albañilerías/tabique - Estructura sísmica			S			S		

Tabla IV-2: Registro de daños en estructuras estudiadas (parte 2).

Caso	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Elementos estructurales prefabricados									
Pilares			L						
Vigas de entrepiso o conexión entre pilares									
Vigas soportantes de techo									
Vigas costaneras									
Losas									
Arriostramientos de hormigón									
Muros									
Paneles									
Elementos construidos en sitio									
Arriostramientos verticales:									
Arriostramientos de acero									
Muros									
Arriostramientos Horizontales:									
Arriostramientos de acero								M	
Conexiones:									
Pilar – Fundación									
Pilar – Vigas de entrepiso o conexión entre pilares.		S	M				M	S	
Pilar – Viga de techo.			L	S			S	S	
Vigas de entrepiso – Losas			S			S			
Losa – losa (para formar diafragma rígido)						S			
Losa – arriostramiento (muros)							S		
Vigas de techo – costaneras	S			S					
<u>Arriostramientos verticales:</u>									
Pilares – muros en sitio					L				
Pilares – arriostramiento de hormigón									
Pilares – arriostramientos de acero									
<u>Arriostramientos horizontales:</u>									
Pilar – arriostramiento									
Vigas de techo – Arriostramientos de hormigón									
Vigas de techo – Arriostramientos de acero					S			S	
<u>Estructura sísmica - Elementos no estructurales</u>									
Paneles verticales - viga entre pilares	M	M	S	S			S		S
Paneles horizontales - pilares									
Albañilerías/tabique - Estructura sísmica		M					S		

4.3. Resumen de los daños observados

Ya que no se conoce el total de estructuras prefabricadas existentes en la zona de estudio afectada por el terremoto del 2010, se calcula la distribución de daños sólo sobre el total de estructuras que se tiene información de los daños que presentaron.

El universo estudiando corresponde a un total de 37 estructuras con daños. 17 corresponden a los casos presentados en 2.2 y estudiados en 4.2, y 20 a obras presentadas en el punto 4.1 a las cuales se le pudo identificar daños para analizar.

Primero, se analiza cuantos daños fueron en el elemento prefabricado y cuantos en la conexión.

Tabla IV-3: Clasificación de daños en elementos y conexiones según gravedad.

Tipo	Leve	Moderado	Severo	TOTAL
Elementos estructurales prefabricados	8	0	0	8
Conexiones	3	10	29	42

Entonces, se tiene que la distribución porcentual, independiente de la gravedad del daño, se concentra de la siguiente forma:

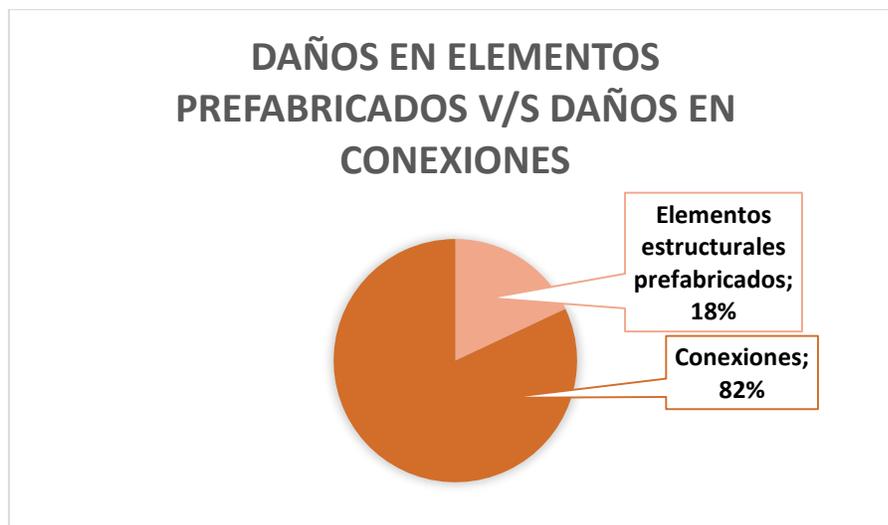


Figura IV-1: Porcentaje de daño en elementos v/s daño en conexiones.

Los daños por conexiones se distribuyen de la siguiente forma:

CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS ESTRUCTURALES POR TIPO DE CONEXIÓN

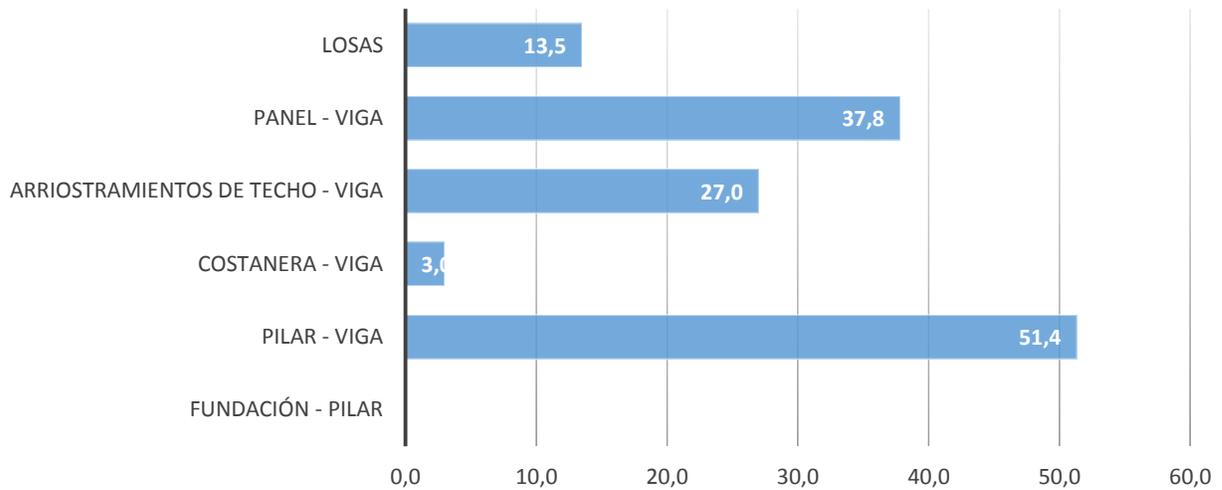


Figura IV-2: Porcentaje de estructuras con daños en cada tipo de conexión en relación al total de edificaciones estudiadas.

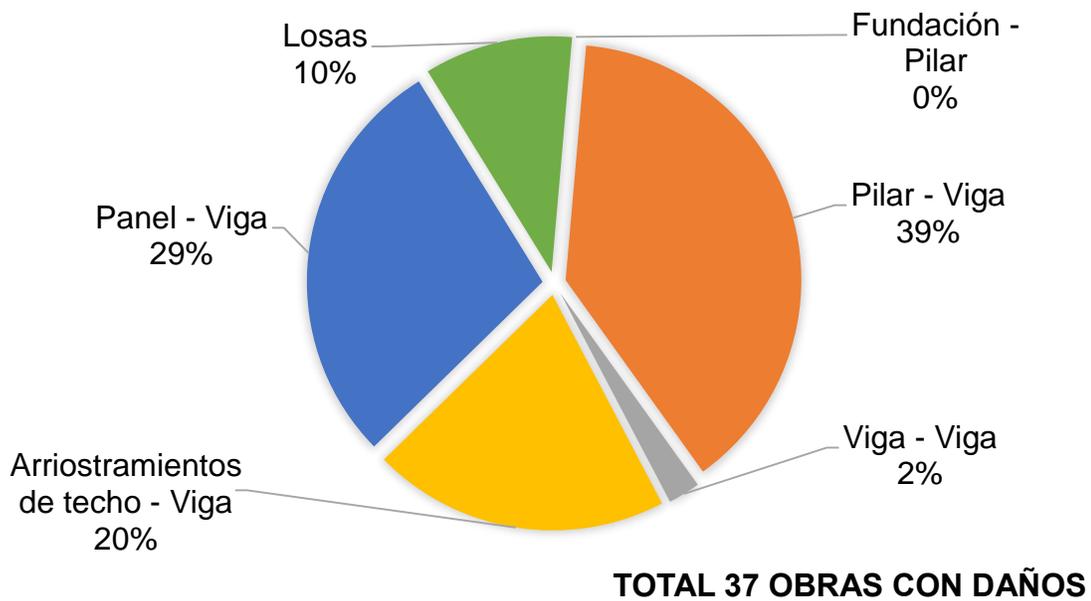


Figura IV-3: Porcentaje de tipos de daños en conexiones sobre el total de estructuras estudiadas.

En la figura IV-2 se observa la condición más crítica donde de las 37 obras identificadas, 19 presentan daños en la conexión viga – columna lo cual representa el 51,4 %.

De estas 19 obras con daños, 10 son con conexiones fuertes y 9 con conexiones dúctiles.

DAÑOS POR TIPO DE CONEXIÓN PILAR - VIGA

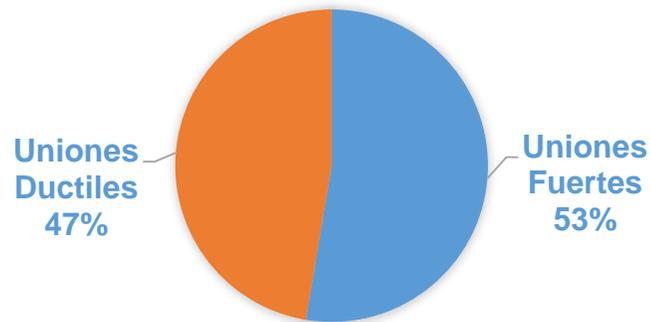


Figura IV-4: Porcentaje de daños por tipo de conexión entre el pilar y la viga.

CAPÍTULO V : ANÁLISIS DE DAÑOS OBSERVADOS EN ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

En este capítulo se analiza cualitativamente los daños observados en los 17 casos presentados en 2.2 con los cuales se cuenta con el registro fotográfico (Anexo A). Se genera un análisis exhaustivo de cada tipo de conexión que haya presentado problemas y se elabora un diagnóstico de la falla, se exponen las posibles causas y se presenta una conclusión con las consideraciones que se deben tener en cuenta para evitar estos problemas en un evento futuro.

Al final del capítulo se plantea las conclusiones generales del mismo y las soluciones propuestas para los problemas analizados.

5.1. Conexión Pilar – Fundación



Figura V-1: Desprendimiento del recubrimiento de hormigón en la base de las columnas.

Diagnóstico: Daño prematuro en la base de pilares. Sin indicios de falla de la conexión.

Causa: Sobre esfuerzos en la base empotrada del pilar a causa de las deformaciones excesivas sufridas por las estructuras.

Daños presentes en estructuras de marcos en donde los pilares son el elemento estructural que resiste la carga sísmica.

Conclusión: En todos los casos observados de pilares que han llegado cerca de su límite de capacidad no hay indicios de alguna falla de la conexión. Tanto en las conexiones de caja de empotramiento o cáliz, como en las de barras ancladas

5.2. Conexión Pilar – Viga.

5.2.1. Conexiones rotuladas (secas)



Figura V-2: Daños en conexión rotulada pilar – viga.

Diagnóstico: La conexión se diseña como apoyo articulado, siendo la deformación mayor que la separación prevista para el movimiento libre relativo entre las piezas conectadas. En consecuencia se producen apoyos que generan fuerzas no esperadas de gran magnitud por los pequeños brazos de palanca entre la barra de anclaje y los bordes de apoyo, efecto denominado “saca corcho”, como muestra la Figura V-3.

Causa: Separación insuficiente para garantizar el movimiento libre relativo entre las piezas.

Conclusión: Las separaciones deben permitir la deformación máxima esperada incluyendo un factor de seguridad por eventuales sismos mayores.

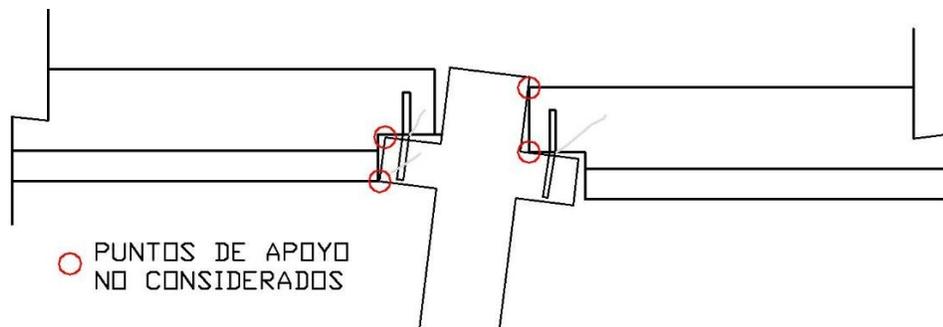


Figura V-3: Diagrama de efecto “saca corcho”.

Caso 16



Figura V-4: conexión de vigas y pilares de borde a través de pasadores.

Diagnóstico: Las fuerzas de apoyo en los conectores produjeron la rotura de la cabeza de la viga en la base de la perforación. Por la deformación excesiva, mayor a la longitud de apoyo, la viga cae (Figura V-5).

La caída del apoyo extremo provoca una tracción en el extremo contrario y corta los pasadores del lado opuesto de la viga (Figura V-6).

En este proyecto se puede deducir que la deformación se incrementó notablemente por efecto de la deformación del suelo (cercano al doble de la deformación elástica de las columnas que no se advierten agrietadas).



Figura V-5 : Rotura de la cabeza de la viga en la zona de falla.



Figura V-6: Corte de pasadores en la cabeza del extremo opuesto de la viga.

Causa: Conexión fue diseñada como articulación sin cumplir con las características que garanticen el libre giro relativo de las piezas conectadas. Adicionalmente la deformación fue aumentada notablemente por la deformación del suelo.

Conclusión: El diseño de la conexión articulada debe garantizar el giro relativo libre de las piezas conectadas para las máximas deformaciones esperadas, considerando un factor de seguridad para el caso de sismos mayores al de la norma.

5.2.2. Cálculo de espaciamiento entre pilar y viga (conexión seca).

En las referencias 16, 17 y 18 se encuentran ejemplos de diseños de conexión entre viga y columna en las cuales se considera un espaciamiento generado por un cojín de apoyo (*bearing pad*) pero ninguna menciona las dimensiones que éste debe tener.

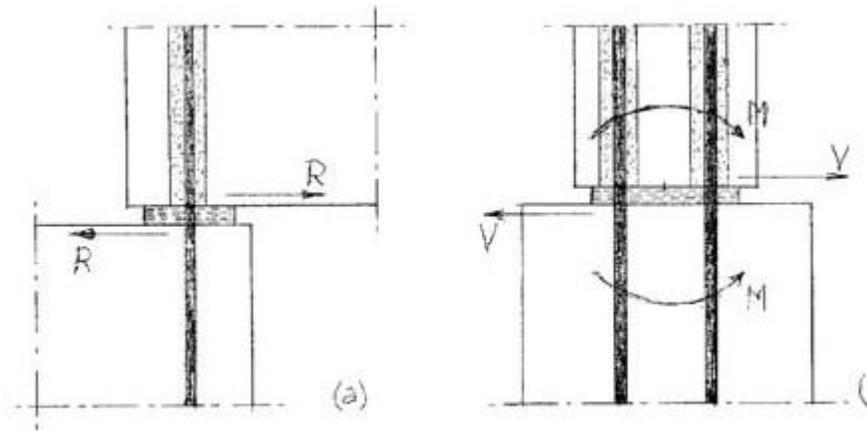


Figura V-7: Conexión viga columna [Ref 18]

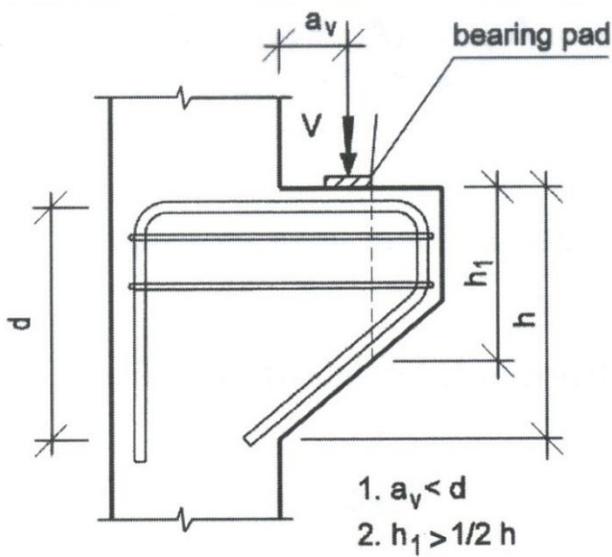


Figura V-8: Conexión viga columna [Ref 16]

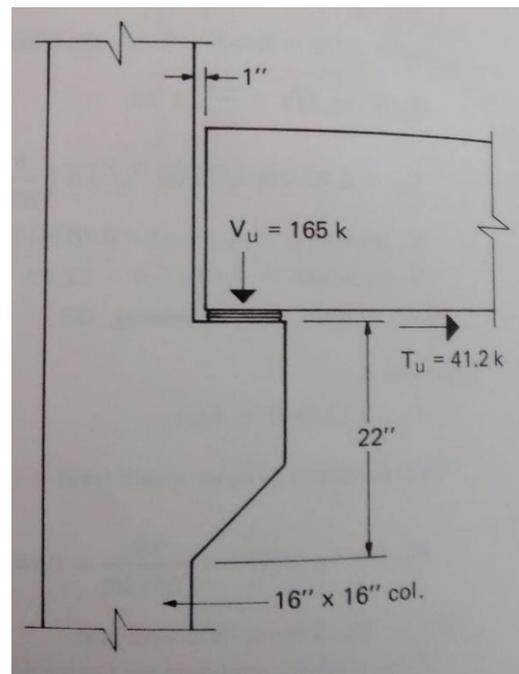


Figura V-9: Conexión viga columna [Ref 17]

Solución propuesta

El giro de la columna es equivalente a su ángulo de inclinación al momento de recibir un esfuerzo o desplazamiento lateral, el cual causa el daño en la unión entre la viga y el pilar dado que no existe espacio para que este giro se produzca.

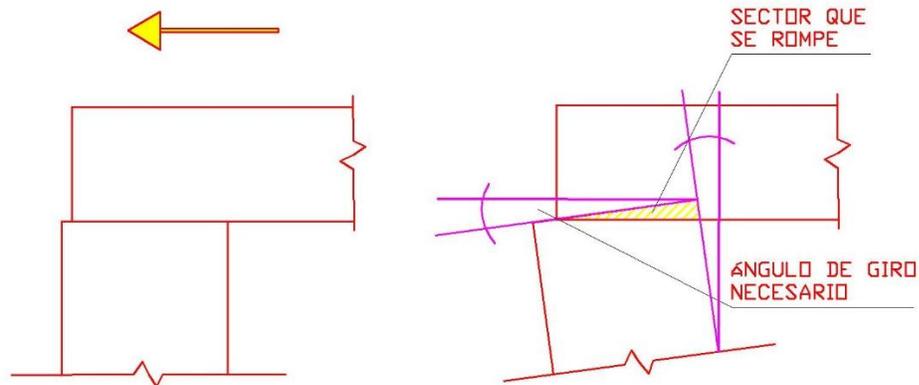


Figura V-10: Esquema de giro en conexión viga – columna.

Para evitar este problema, que puede causar incluso el colapso de la viga, se debe diseñar la conexión con un ángulo necesario de movilidad. Si bien, este ángulo podría deducirse de la deformación máxima, el nivel de incertidumbre de los parámetros de cálculo y la incertidumbre del tamaño del sismo sugieren considerar un factor especial de seguridad sobre la deformación máxima calculada, o una condición independiente de los esfuerzos externos que reciba la estructura, que dependa de una condición interna que garantice que la estructura se mantenga íntegra.

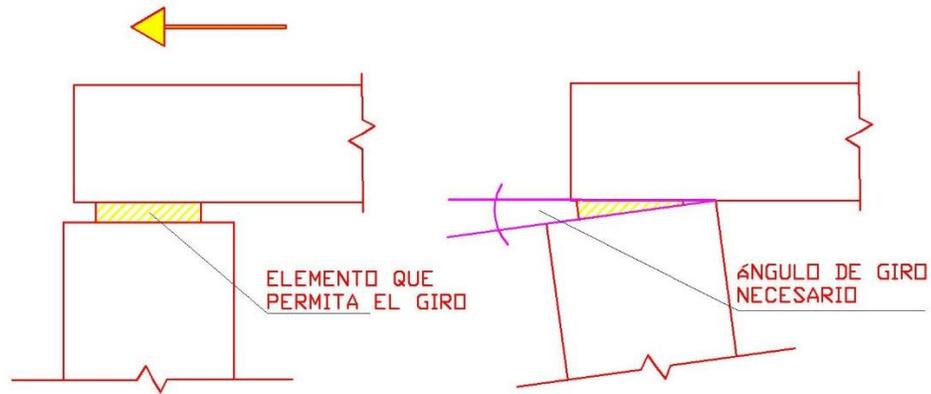
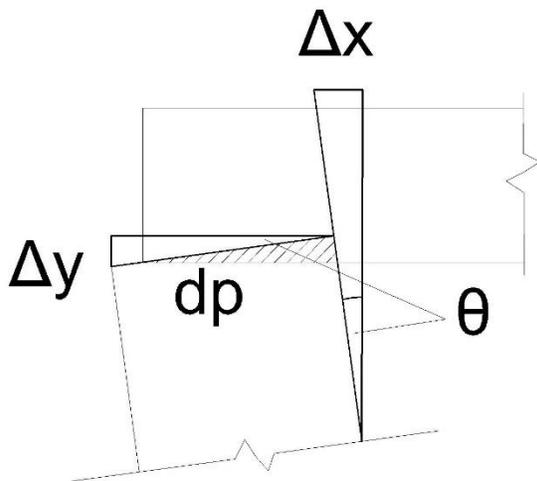


Figura V-11: Esquema conexión viga – columna con elemento que permita el giro.

Como se esquematiza en la Figura V-12, el ángulo para la deformación máxima lateral equivale al ángulo en que se inclina la cabeza del pilar.



$$\text{seno}(\theta) = \frac{\Delta y}{dp} \quad (1)$$

Donde x es la separación necesaria entre la viga y el pilar, dp es el diámetro o lado del pilar y θ se puede obtener a partir de las ecuaciones de *Slope – Deflection* para el caso elástico de una barra empotrada en un extremo y libre en el otro. [Ref 13]

Figura V-12: Esquema de inclinación de la cabeza del pilar

a) **Caso elástico**

$$\theta = \int_0^h \frac{M(x)}{EI} dx$$

Para una barra empotrada en la base se tiene que,

$$M(x) = P \cdot x$$

$$P = \frac{3 \cdot EI \cdot \Delta x}{h^3}$$

Entonces,

$$\theta = \frac{3 \cdot \Delta x}{h^3} \int_0^h x dx$$

$$\theta = \frac{3 \cdot \Delta x}{h^3} \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$\theta = \frac{3 \Delta x}{2 h}, \text{ en radianes.}$$

Luego, reemplazando este ángulo en la ecuación (1),

$$\text{sen}\left(\frac{3 \Delta x}{2 h}\right) = \frac{\Delta y}{dp}$$

Haciendo la aproximación $\text{sen}\left(\frac{3 \Delta x}{2 h}\right) \approx \frac{3 \Delta x}{2 h}$, se tiene:

$$\Delta y = \frac{3 \Delta x}{2 h} \cdot dp$$

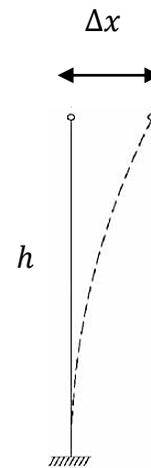


Figura V-13:
Inclinación pilar
empotrado en la base

b) Caso inelástico

Para el caso límite en que tiende a la rotulación de la base del pilar, el ángulo de inclinación en la base es el mismo que el de la cabeza de la columna.

Entonces,

$$\text{seno}(\theta) = \frac{\Delta y}{dp} = \frac{\Delta x}{h}$$

Con esto se tiene que,

$$\Delta y = \frac{\Delta x}{h} \cdot dp$$

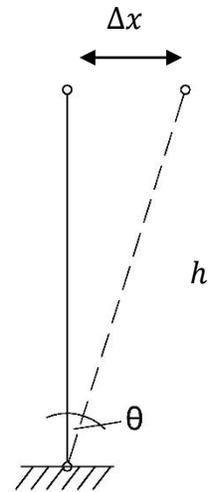


Figura V-14:
*Inclinación pilar
condición inelastica*

Por lo tanto, la separación propuesta es la del caso elástico, la cual entrega un valor 1,5 veces mayor que la del cálculo inelástico.

$$\Delta y = \frac{3 \Delta x}{2 h} \cdot dp \quad (2)$$

Con el fin de simplificar el cálculo de la separación entre la viga y el pilar, se utiliza lo indicado en el capítulo 6.3 de la norma NCh 2369 Of.2003, donde se muestran las deformaciones laterales sísmicas máximas para distintos casos en función de la altura h de la estructura, de la forma:

$$\Delta x_{max} = f \cdot h, \quad \text{donde } f = (0.002, 0.003, 0.0075, 0,015).$$

Incorporando estos valores a la ecuación (2) se tiene,

$$\Delta y = \frac{3 \Delta x}{2 h} \cdot dp = \frac{3 f \cdot h}{2 h} \cdot dp$$
$$\Delta y = \frac{3}{2} f \cdot dp \quad (3)$$

El parámetro entregado por la norma es la máxima deformación horizontal admisible, por lo tanto la ecuación (3) es conservadora respecto a la ecuación (2).

Por ejemplo, considerando una estructura de columnas en voladizo con un factor $f = 1,5\%$ y pilar de 80 [cm] de ancho, se tiene que se requiere una separación entre el pilar y la viga de:

$$\frac{3}{2} \cdot 0,015 \cdot 80 [cm] = 1,8 [cm]$$

5.2.3. Conexiones hormigonadas de empotramiento (húmedas).

Caso 1.

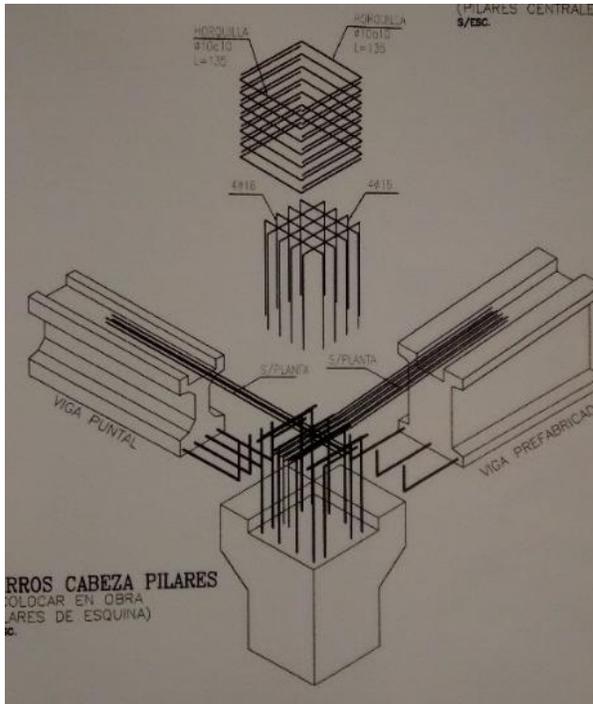


Figura V-15: Detalle de conexión húmeda entre viga y pilar.

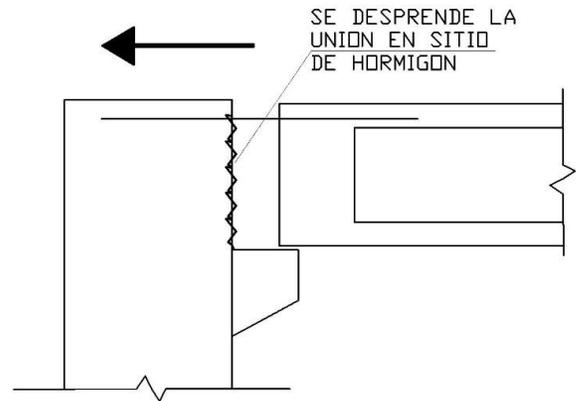


Figura V-16: Esquema de la conexión húmeda.

Diagnóstico: Las barras superiores que conectan la viga con la columna no se anclaron correctamente a la unión. De la Figura V-17 se desprende la ausencia de las barras inferiores que vienen de la viga para la conexión al pilar.

El sismo genera un desplazamiento de la conexión entre la viga y el pilar. Con el sobre esfuerzo se destruye la unión hormigonada entre la viga prefabricada y el pilar, causando que la viga se apoye y gire sobre la consola rompiendo parte de ella.

Causa: Falta de detalles de la conexión en el proyecto, falta de revisión de piezas que son diseñadas por el prefabricador (diferente ingeniero al del diseño estructural).

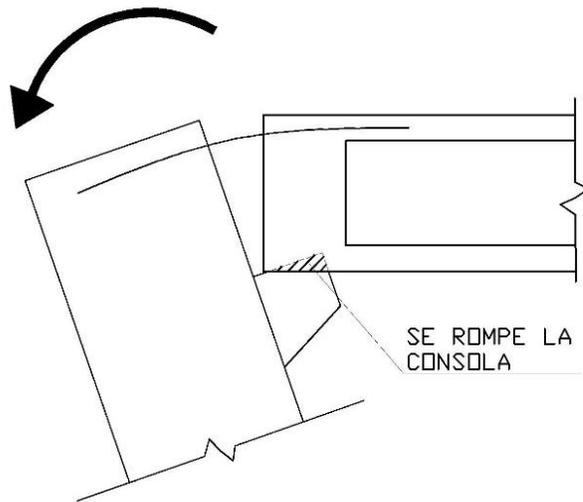


Figura V-17: Esquema de giro en conexión viga – pilar.



Figura V-18: Fotografía de desplazamiento en conexión húmeda.

Luego, las barras de acero se cortan por el peso de la viga y finalmente, producto de las deformaciones excesivas, la viga colapsa.



Figura V-19: Viga principal cae.

Conclusión: A pesar de que la conexión pudo estar bien diseñada, no hay detallamiento de la unión entre la viga y el pilar, el cual indicara la posición exacta de barras y largos de anclajes para evitar confusiones en obra.

El ingeniero estructural confió en que el prefabricador haría el detalle correctamente conforme al cálculo.

Falta de coordinación. El ingeniero estructural debe aprobar formalmente los planos y detalles que hacen terceros, sea el prefabricador o un proveedor de elementos de conexión.

Caso 13.

En algunas vigas se observaron fallas adyacentes al nudo rígido de conexión al pilar, esto debido al giro de este producto de las deformaciones de los marcos. Estas grietas indican esfuerzos de corte producto de la flexión de la viga.



Figura V-20: Grietas de corte en viga prefabricada, adyacentes a unión húmeda al pilar.

Lo anterior se debe a una discontinuidad en la capacidad de resistencia de la viga en esa zona. No obstante, las estructuras con conexiones de continuidad en que se observa un buen manejo de los nudos, registran un adecuado desempeño, ya que falló primero el elemento (viga) antes que la conexión.

5.3. Conexión Viga – Losa

Caso 14



Figura V-21: Colapso de losas, se indica sobre losa separada de losas prefabricadas.

Diagnóstico: En la Figura V-21 se indica como la sobre losa se encuentra despegada de la losa prefabricada de hormigón,

Causa: Esto se debe a que la sobre losa no se adhirió a la losa como debía al momento de ser construidas, lo cual produjo que el sistema de losas no trabajara como diafragma rígido, por lo tanto los pisos no trabajaron en continuidad lo que desconectó las losas entre sí y arrastró las vigas produciendo el colapso.

Conclusión: Esto se evita estableciendo procedimientos de calidad adecuados en la construcción y asegurando la adherencia.

5.4. Conexión Viga – Viga

5.4.1. Costaneras (dallas) – Vigas de techo.

Caso 9.

Diagnóstico: Falla en el anclaje de la dallas a la viga de techo. La conexión arrancó la sección de anclaje del hormigón.

Causa: La barra de conexión fue arrancada por insuficiencia de anclaje. El espesor de la dallas es muy pequeño para lograr la longitud de anclaje necesaria de la conexión, que además se ancla de una sección sin confinamiento del ala de la viga.



Figura V-22: Caída de costaneras (dallas) por falla en conexión a vigas de techo.

Conclusión: Se debe mejorar el anclaje a la viga, asegurando una conexión fuerte, en la cual los espesores tanto de la dallas como de la viga permitan un anclaje adecuado en una sección confinada.

5.4.2. Vigas principales – Vigas secundarias.

Caso 12

Diagnóstico: Volcamiento de vigas secundarias apoyadas en vigas principales de techo.

Causa: Las deformaciones de la estructura general de pórticos puede producir fuerzas de inercia laterales locales y el volcamiento de las vigas secundarias debido a su esbeltez en el apoyo, falta de anclajes y/o arriostramientos inadecuados.

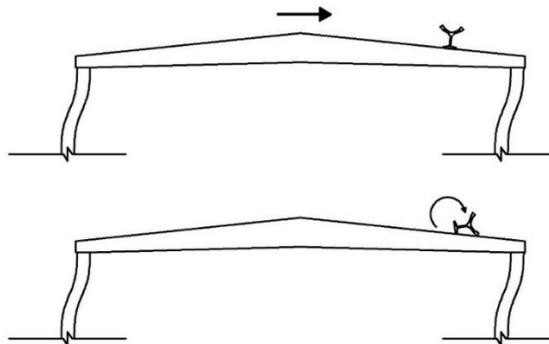


Figura V-23: Corte esquemático de volcamiento y caída de vigas secundarias tipo Tau.



Figura V-24: Volcamiento y caída de vigas secundarias tipo Tau.

Conclusión: Mejorar la conexión entre vigas de forma que resista el momento en la base producto del giro lateral del elemento. Esto, acompañado con un sistema de control de deformaciones adecuado.

5.5. Arriostramientos horizontales.

5.5.1. Por viga puntal de hormigón.



Figura V-25: Arriostramiento de hormigón por viga puntal.

Diagnóstico: Para casos en que las deformaciones fueron excesivas, los arriostramientos de hormigón destruyeron la conexión, arrancando el hormigón de la viga produciendo que estos elementos cayeran en una sola pieza al suelo

Causa: Existe una amplificación de la fuerza por la deformación local de las piezas que se conectan. El anclaje resulta insuficiente en los volúmenes de los elementos que se conectan; en este caso en secciones o volúmenes no confinados.



Figura V-26: Desprendimiento de hormigón y fallo de conexión de riostras de hormigón a vigas de techo.

Conclusión: A pesar de que los arriostramientos de techo son los “fusibles” de la estructura, y en el peor de los casos es mejor que los daños se concentren en ellos, para el caso de los arriostramientos de hormigón prefabricado cambia ya que estos al caer producen daños graves debido a su considerable peso.



Figura V-27: Daños severo producto de la caída de arriostramientos de techo.

Para evitar estos problemas al futuro se recomienda asegurar que se conecten las riostras a un sector confinado de la viga y que a la fuerza determinada para la conexión se le aplique un coeficiente de mayoración o que la conexión se diseñe como conexión fuerte.

5.5.2. Por tubos de acero.

Diagnóstico: Se pandearon los perfiles metálicos y fallaron en la conexión a la estructura sismo resistente.



Figura V-28: Falla en conexión de arriostramiento de perfiles tubulares.

Causa: En el caso de perfiles esbeltos que permiten el pandeo global del elemento se produce un efecto en el cual al momento resistir a compresión estos se doblan, luego, en el ciclo siguiente de oscilación del sismo el perfil se estira produciendo una carga brusca de tracción que destruye la conexión.



Figura V-29: Fallas de conexiones por soldadura in situ y perfiles sub dimensionados.



Figura V-30: Desprendimiento del anclaje por ejecución en zona no confinada de la viga.

Conclusión: Para evitar estos problemas al futuro, se recomienda asegurar que se conecten las riostras a un sector confinado de la viga y que a la fuerza determinada para la conexión se le aplique un coeficiente de mayoración o que la conexión se diseñe como conexión fuerte.

Se considera como aceptable el comportamiento de los arriostramientos horizontales mediante tubo estructural que sea capaz de trabajar en compresión y tracción tomando en consideración las solicitaciones excesivas que éste ejerce sobre las piezas de cubierta, generando en algunos casos, daños de consideración en sus encuentros. Estos elementos no generaron grandes daños sobre las estructuras en comparación a arriostramientos de hormigón mucho más pesados y peligrosos en el momento del colapso.

5.5.3. Por cables



Figura V-31: Arriostramientos de cables en X, vista general.

Diagnóstico: Las cruces de cables trabajan en conjunto con las vigas secundarias (costaneras) anchas que trabajan como puntales, constituyendo el diafragma de cubierta para reducir las deformaciones laterales de las vigas principales.



Figura V-32: Arriostramientos de cables en X.



Figura V-33: Conexión de arriostramientos de cables en X.

Conclusión: Los arriostramientos con cables bien ejecutados, registran un buen desempeño.

Nota: De los 4 casos que se tiene información con cables para los arriostramientos de techo en conjunto con costaneras trabajando como puntales no se presentó daño en ninguno de ellos. Las estructuras que presentan daños en las costaneras que se utilizaron como puntales no tenían cables.

Una Empresa informa que de 344 unidades sólo registran el 0,2% con daños. Lo consideran, un comportamiento excelente, incluyendo sus conexiones a las vigas. Luego indican: "... han quedado destensados y únicamente ha sido preciso volver a tensarlos para dejarlos nuevamente en servicio...".

5.6. Estructura sísmica – Elementos no estructurales

5.6.1. Paneles verticales – Vigas entre pilares

Las fallas para estos elementos se concentraron principalmente en las estructuras de Naves Industriales, especialmente las de Pórticos con pilares empotrados en la base y rotulados con vigas (estructuras de pilares en voladizo), ubicados en tipos de suelos III en donde las deformaciones fueron mayores a lo esperado. Gran parte de los problemas se encontraron en las conexiones de los paneles, causando la caída de estos.



Figura V-34: Caída de paneles por fallo de la conexión.

Diagnóstico: La articulación superior diseñada como barras libres permitía la deformación en la dirección de los paneles y en la dirección perpendicular el giro estaba permitido por la separación entre el panel y la viga de apoyo, esta separación insuficiente produjo el arrancamiento de las barras de sujeción por la palanca entre la barra y el apoyo del panel contra la viga.



Figura V-35: Caída de paneles que arrastraron a las vigas a las cuales estaban anclados.

En este caso los paneles de gran formato, con su peso, arrancaron de sus anclajes a las vigas “H” a las que estaban fijados.



Figura V-36: Paneles colapsados con sus anclajes en buen estado.

Aunque uno de los herrajes está corrido, se puede afirmar que la caída de los paneles no se debió a la falla de estos.

Se producen diferentes comportamientos en conexiones, según la ubicación de un mismo sistema de fijación.

Una empresa informa haber analizado conexiones de paneles a vigas mediante pletina en Z fijada en distintos lugares de costaneras de borde tipo H:

- A la parte superior de la costanera: Registran un 11,18 % de conexiones con daño sobre el total de 1.161 paneles analizados.
- A la parte inferior de la costanera: 0% de daños, de un total de 64 paneles analizados.

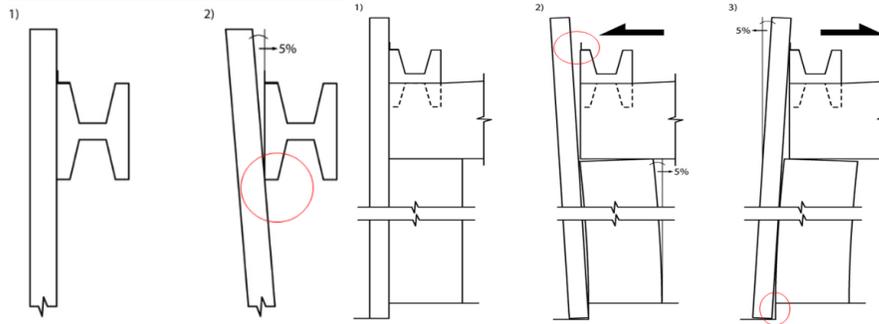


Figura V-37: Esquema de movimiento del panel vertical respecto a la viga de borde, se indican los posibles lugares de conexión.

Causas: Se considera que los paneles presentan 3 tipos de problemas:

- 1) Incompatibilidad de la conexión para soportar la gran dimensión y peso del elemento.
- 2) Los paneles se suponen como elementos que cuelgan de la estructura, por lo tanto no aportan rigidez sísmica a ésta. Esta condición en algunos casos no se cumple al 100%, restringiendo las deformaciones y produciendo sobre esfuerzos no calculados en los elementos.
- 3) Se consideran como elementos secundarios no estructurales, por lo tanto no se le da gran énfasis al cálculo de su falla, lo cual trae un problema debido a la tremenda masa de estos y el potencial daño que pueden producir.

Conclusión: Si no hay separación suficiente, se debería considerar en el diseño de la conexión el caso en que dejen de girar libres y se apoyen en la estructura. Para esto demostrar que la conexión es más fuerte que el esfuerzo causado por el apoyo en la estructura.

5.7 Conclusiones del capítulo.

Salvo algunas excepciones en pilares, todas las fallas de los proyectos con daños corresponden a conexiones entre elementos estructurales que no sufrieron daños.

Por lo tanto, en todos los casos, no se cumplió el principio básico de integridad de las estructuras prefabricadas: que deben fallar las piezas antes de las conexiones.

Resumiendo para cada familia de casos:

Conexión columna a fundación

- 0 % de falla. Se observan agrietamientos leves en la base de los pilares que indican que el pilar estuvo cerca de su capacidad sin falla en la conexión.

Conexión pilar – viga.

- Conexiones secas muestran fallas y en ellas hay que controlar las deformaciones de mejor manera.
- Conexiones húmedas en las que se observa un buen manejo de los nudos registran un comportamiento estructural adecuado

Vigas de entre piso y columnas

- Daño por movimiento principalmente en suelos malos
- Agrietamientos severos en la unión

Viga techo y columna

- Cabeza llena conexión seca sin daños
- Unión sólo a un ala la destruye en muchos casos
- Falla del anclaje de barras en nudos hormigonados en sitio.

Viga principal con viga secundaria:

- Colapsos locales de piezas inestables lateralmente.

Esta situación se agrava cuando están apoyados sobre otros elementos que aumentan el movimiento, como el caso de apoyos sobre vigas de luces importantes.

Costanera de cubierta con viga de techo

- Dalias con pines en obra con mayores daños

Vigas de borde

- Sin paneles prefabricados sólo daños en la conexión sin caída
- Cuando debían soportar paneles de gran peso (panel prefabricado de hormigón, panel no estructural) la conexión fallo en gran medida, se destruyó y/o cayó la viga completa.
- No sirve como elemento para soportar grandes cargas

Paneles de fachada

Se consideran como masas sujetas a la estructura que no necesariamente se calculan para solidarizar con el movimiento de la estructura.

- Paneles de fachada horizontales conectados a columnas lograron un comportamiento más solidario con la estructura.
- Paneles de fachada verticales conectados a vigas (por arriba y/o por abajo) se desprendieron con mayor facilidad
- Apertura del dispositivo de sujeción
- Paneles de fachada cayeron cambiando el periodo calculado para la estructura.

Arriostramientos en X de acero:

- Arrancamiento del anclaje de la placa del hormigón de la viga.
- Falla de soldadura entre la placa de anclaje y el perfil de arriostramiento.

Arriostramientos en V de hormigón:

- Arrancamiento del anclaje de las barras del arriostramiento en el nudo de conexión.

5.7.1. Conclusiones generales.

Daños:

1. No se observó daño en la estructura principal en ninguno de los casos.

Nota: En algunos casos observó un daño incipiente en la base de los pilares. Fisuras y desprendimiento del recubrimiento.

2. Colapsos locales de piezas inestables lateralmente.

Comentario: Esta situación se agrava cuando están apoyados sobre otros elementos que aumentan el movimiento, como el caso de apoyos sobre vigas de luces importantes.

3. Fallas en conexiones.

- a) Falla del anclaje de barras en nudos hormigonados en sitio.
- b) Falla de anclaje de placas de conexión con perfiles de acero de arriostramientos rígidos en X.
- c) Conexiones diseñadas como articulaciones que fallan debido a las mayores deformaciones resultantes:
 - Vigas de techo en estructuras de pilares en voladizo.
 - Vigas intermedias de entrepiso “semi articuladas”.
 - Paneles apoyados en vigas de techo.

Causas:

Los daños observados correspondieron a alguna de las siguientes causas:

- Intervención no integrada de diferentes profesionales o empresas en el diseño y la construcción.
- Falta de detalles de las conexiones en los planos.
- Choque entre estructuras vecinas por insuficiente separación entre ellas.
- Intervención de elementos no considerados en la estructura principal y que modificaron el comportamiento de la misma, difiriendo del modelo de cálculo.
Elementos como:
 - Paneles de hormigón.
 - Divisiones interiores.
 - Estanterías.
 - Materiales apilados contra la estructura.
- No se han considerado correctamente las deformaciones debidas al sismo, en especial en los terrenos blandos y estructuras flexibles.
- Diseño incorrecto de las conexiones:
 - Falta de detalles en los planos y especificaciones.
 - Incorrecta previsión de las deformaciones en nudos diseñados como articulados.
 - Anclajes en nudos hormigonados.
 - Grouting de barras pasadores.
- Mala ejecución de las conexiones y deficiencia o inexistencia de la inspección.

5.7.2. Correcciones propuestas:

En el diseño:

- I. Establecer claramente las responsabilidades del ingeniero estructural y de otros ingenieros que pueden participar en el diseño de partes de la obra (ver ACI 318 – 14).
- II. Corregir el cálculo de las deformaciones esperadas, considerando un margen o coeficiente de seguridad adicional por la posibilidad de sismos mayores al de cálculo según la norma.
- III. Corregir la clasificación de las conexiones y sus componentes, y establecer requisitos de diseño, fabricación, colocación o construcción e inspección.
- IV. Revisar y mejorar los requisitos que deben cumplir los elementos que se apoyan y no están considerados en la estructura.
- V. Incorporar reglas de integridad estructural.
- VI. Revisar la adopción de los requisitos establecidos en ACI 318 – 2014.

En la construcción:

- I. Protocolos de ejecución que consideren la aprobación del ingeniero estructural durante la obra.
- II. Establecer los requisitos de la inspección.

CAPÍTULO VI : ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CASOS SELECCIONADOS

Se hace un análisis de 3 casos de estructuras con daños y de las cuales se tienen los planos y memorias de cálculo, para los cuales se realizó una investigación más a fondo, se recopiló mayor cantidad de antecedentes y se consultó a ingenieros especialistas que participaron de las inspecciones o reparaciones de dichas estructuras, con el fin de determinar las razones de las fallas observadas.

Para los 3 primeros casos presentados en la Tabla II-1:

- Se presentan las características generales de la estructura (dimensiones como altura de hombro, distancia entre pilares y elementos utilizados para su construcción con sus medidas relevantes) y los daños observados luego del terremoto del Maule del 2010.
- Se les realiza un análisis estructural en el cual se da especial énfasis al cálculo de las deformaciones. Luego, se evalúa el cumplimiento de los requisitos de la norma NCh 2369 Of.2003, sobre todo los del capítulo 9.2 y 9.3 que hacen referencia a las estructuras prefabricadas y las de pilares en voladizo.
- Finalmente, se analizan los daños y se comparan con los resultados obtenidos con el fin de determinar las razones de la falla, si las fallas corresponden a la aplicación de la norma en los cálculos, y las conclusiones útiles que sirvan para el cometido de esta memoria.

6.1. Caso 1: Bodega de un piso, Colina.

Características generales de la estructura:

- Tipo de estructuración: Estructura de marcos.
- Niveles: 1.
- Altura de apoyo de vigas: 8,8 metros desde el radier o pavimento interior.
- Sección de pilares: 70 cm x 70 cm
- Distancia entre pilares: 21 x 16,5 metros.
- Vigas: Pretensadas de hormigón.
- Costaneras de techo: Sección T de hormigón pretensado.
- Arriostramiento vertical: Marcos formados por los pilares y vigas en ambas direcciones.
- Arrostramiento Horizontal: Arrostramientos de hormigón en V*.
- Cerramiento exterior: Paneles prefabricados verticales empotrados abajo a la viga de fundación y fijados arriba a las vigas de techo.

*En el proyecto original se consideraron perfiles de acero para el sistema de arriostramientos de techo, el prefabricador cambió por secciones canales de hormigón, la cual quedo como solución definitiva.

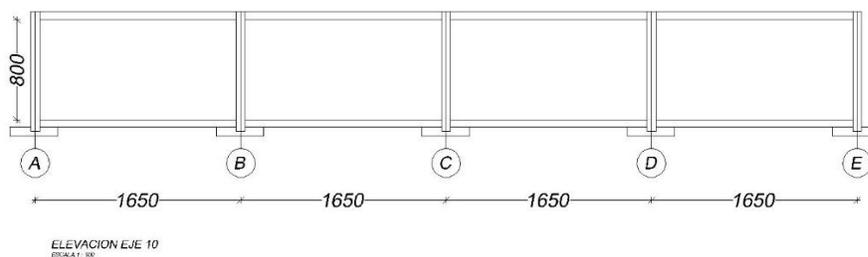


Figura VI-1: Elevación eje 10, caso 1.

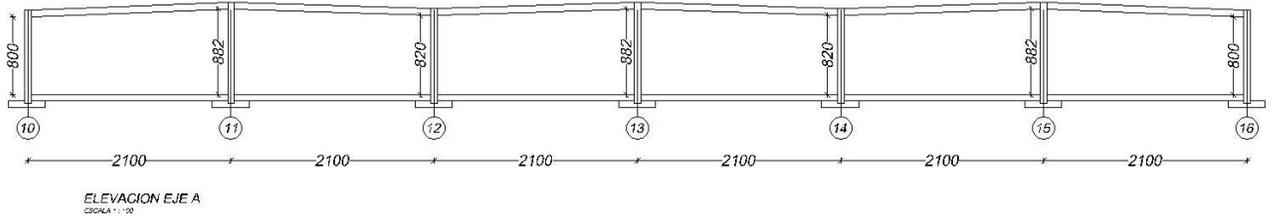


Figura VI-2: Elevación eje A, caso 1.

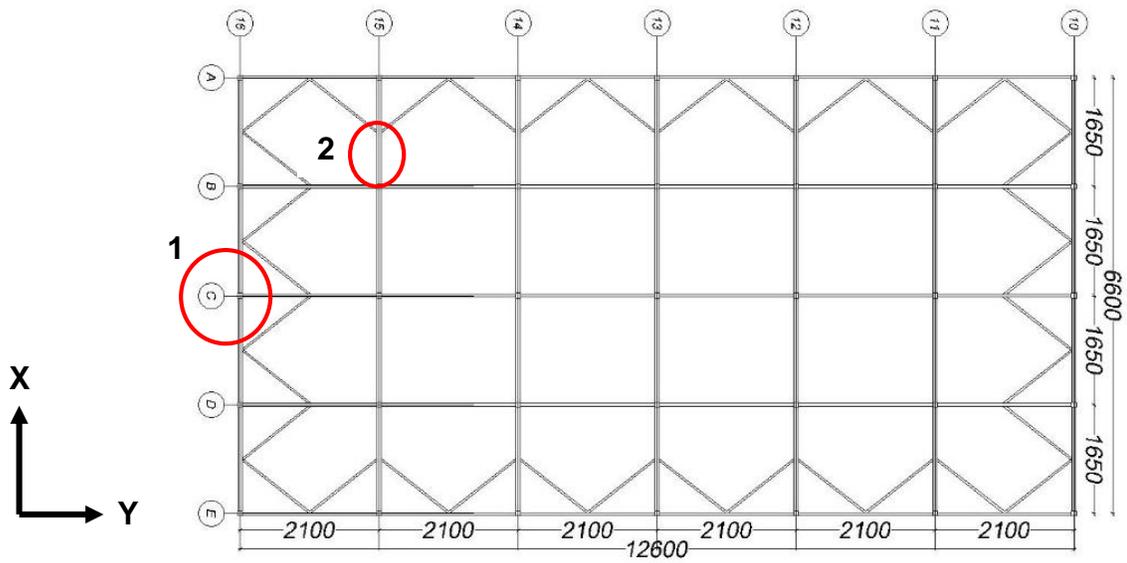


Figura VI-3: Planta de techo de edificación con indicaciones de zonas con fallas, caso 1.

Ubicación: Colina, Región Metropolitana.

Zona sísmica 2

Tipo de suelo III

Conexiones

- Conexiones entre vigas y columnas se diseñan como uniones húmedas, para generar el traspaso de momento.
- Costaneras de techo se conectan a través de pasadores a las vigas principales.
- Arriostramientos de techo van fijos, apernados a las vigas de techo.
- Paneles de fachada verticales se conectan tanto a las vigas superiores como a las vigas de fundación y se consideran como elementos gravitacionales que sólo aportan carga al sistema estructural.



Figura VI-4: Vista interior del galpón, caso 1.

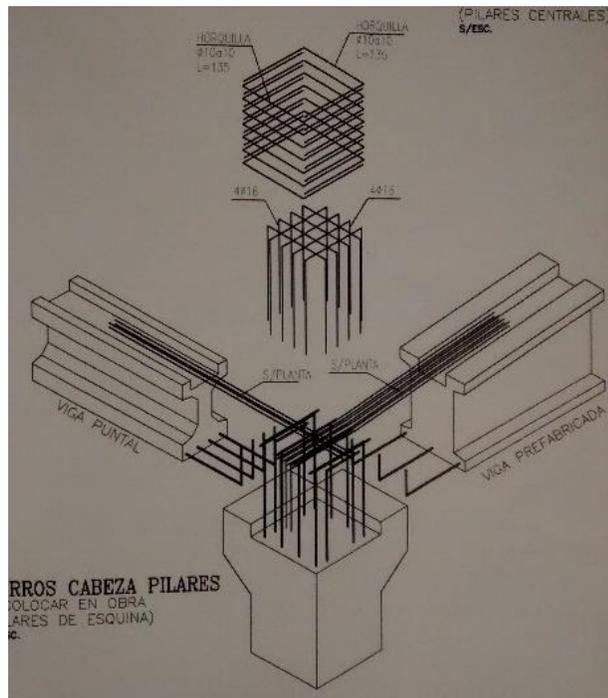


Figura VI-5: *Detalle de conexión pilar – viga.*

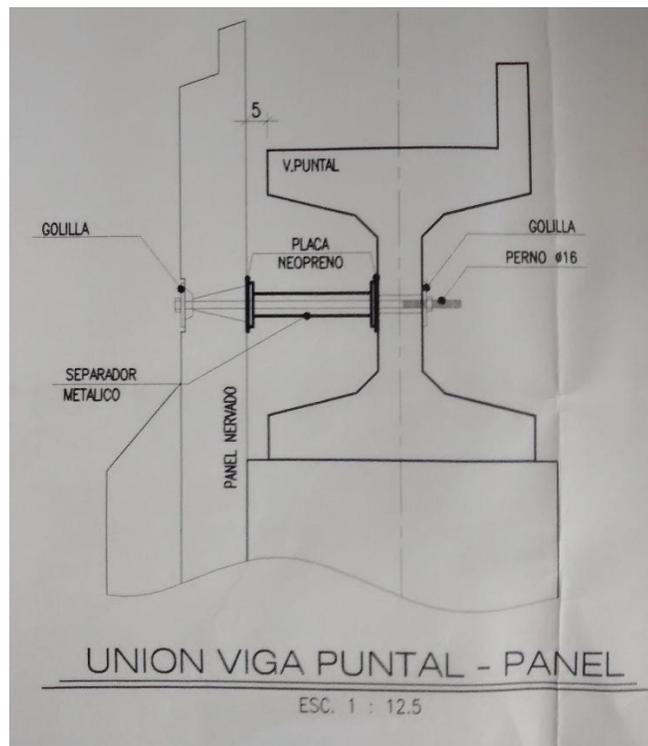


Figura VI-6: *Detalle de conexión viga perimetral – panel.*

Daños observados

El sistema estructural sufrió deformaciones más allá de lo calculado en la dirección Y, según la Figura VI-3. Esto produjo el desplome de gran cantidad de arriostramientos de techo y de la viga del marco central (Indicación 1, Figura VI-3) de la estructura sismo resistente, además del desprendimiento de paneles prefabricados (Indicación 2, Figura VI-3)



Figura VI-7: Daño severo por desplome de viga en conexión a pilar (Indicación 1, Figura VI-3).

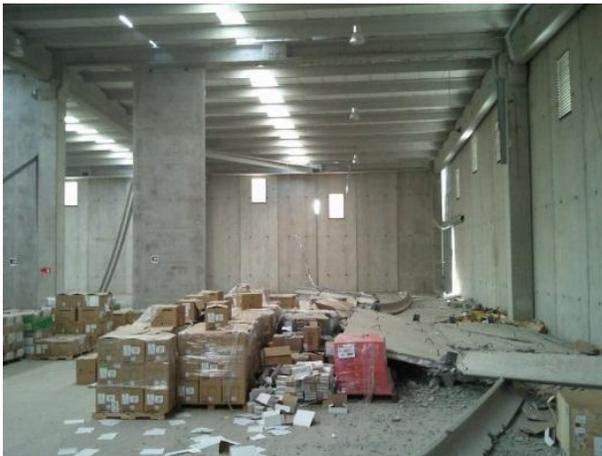


Figura VI-8: Daño severo por caída de paneles interiores verticales de hormigón (Indicación 2, Figura VI-3).



Figura VI-9: Daño severo por derrumbe de arriostramientos de techo de hormigón.

6.1.1. Análisis estructural

Modelo estructural

Se utiliza el programa de modelación estructural SAP2000 para modelar el edificio. Se analizan 4 condiciones de la estructura.

1. Modelo del cálculo original de la estructura, donde se incorporan los muros de cierre sólo como la mitad de su peso, como masa sísmica equivalente sobre las vigas perimetrales.

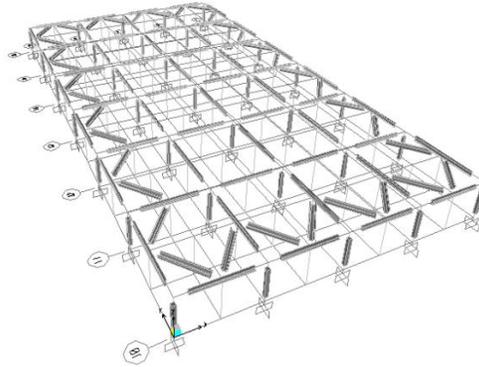


Figura VI-10: Modelo 1, caso 1.

2. Modelo con los muros en el modelo, unidos a las vigas perimetrales superiores donde se apoya y empotrados en la base simulando la unión a la viga de fundación.

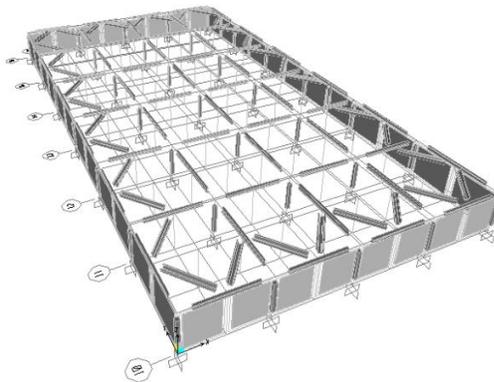


Figura VI-11: Modelo 2, caso 1.

3. Modelo de la situación posterior al colapso de los arriostramientos de techo, con los muros y sin las riostras de techo.

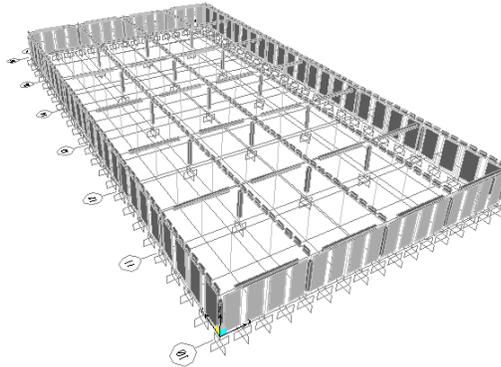


Figura VI-12: Modelo 3, caso 1.

4. Modelo de la condición final de la estructura, idéntico al caso 3, pero en donde se modelan las conexiones entre viga y columna como rotuladas.

Supuestos para el análisis.

En este caso la estructura del edificio cambia en la medida que transcurre la parte fuerte del sismo. El modelo original de diseño (modelo 1) en que los paneles perimetrales no intervenían se cumple solamente para las primeras deformaciones de menor grado al comienzo del sismo.

Debido al diseño de las conexiones, al aumentar las deformaciones, los paneles rigidizan los ejes perimetrales, manteniendo la geometría rectangular por la acción de los arriostramientos de techo (modelo 2).

Aunque los anclajes de los arriostramientos debieron resistir, debido a las fuerzas no consideradas por la acción de los paneles en la estructura y el la falta de diseño de las conexiones, fallan los anclajes de las barras y son arrancadas del nudo hormigonado en sitio, y los arriostramientos caen.

La estructura sin arriostramientos de techo (Modelo 3) oscila libremente dañando las conexiones entre la viga y el pilar generando una unión rotulada entre ambos elementos (Modelo 4), condición para la cual se producen las deformaciones máximas y la caída de la viga principal por falla de anclaje de las barras en el nudo en sitio.

Se estudiará el eje 16 de la estructura. Se obtendrán los valores en esta zona, entre los ejes A, B y C, para el efecto del sismo en la dirección Y.

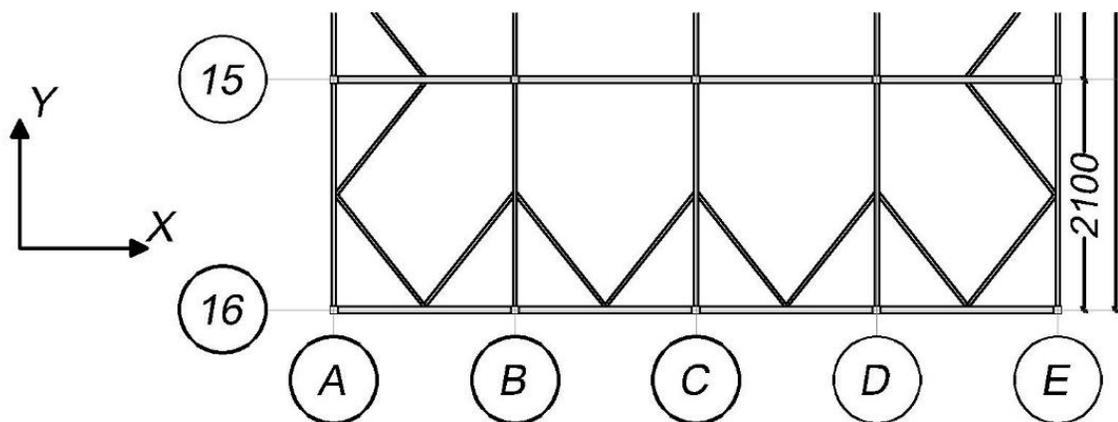


Figura VI-13: Ubicación de datos obtenidos para análisis, caso 1.

Diseño sísmico

El modelo 1 corresponde a estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales, el 2 y 3 a edificios con muros de corte. Según la ubicación de la estructura y las tablas 5.5 y 5.6 de la NCh 2369 of.2003, se considerará para las 3 modelaciones lo siguiente:

Tabla VI-1: Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 1.

Datos del edificio	
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	III
Factor de importancia	1
R	5
ξ	3%

Se utiliza el factor C máximo de $0,23 \times 0,75$,

$$C = C_{\max} = 0,18.$$

Tabla VI-2: Peso de la estructura, caso 1.

Elemento	Peso [Ton]
Pilar H.A	452,8
VT1	449,8
VT2	227,2
Riostras H.A	181,4
Paneles prefab	633,6
Costaneras + Techo	11,5
PESO TOTAL	1956,3

En la masa sísmica se considera sólo la mitad superior de los paneles prefabricados.

$$Q_0 = 0,18 \times 1956,3 \text{ ton} = 352,1 \text{ ton.}$$

Modelo	Periodo	
	1	Tx
Ty		0,53
2	Tx	0,68
	Ty	0,56
3	Tx	0,76
	Ty	0,56
4	Tx	0,95
	Ty	0,89

Deformaciones

La deformación se calcula según 6.1 de la NCh 2369 Of.2003, fórmula (6-1) modificada según el capítulo 9, fórmula (9-4)

$$d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_d$$

$$S_0 = 1,5 \text{ para suelo III.}$$

$$R_1 = R \cdot Q_0 / Q_{\min}$$

$$Q_{\min} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P / g = 316,8$$

$$Q_0 / Q_{\min} > 1$$

$$R_1 = 5$$

Considerando $d_0 = 0$ se tiene que,

$$d = 7,5 d_d$$

Por lo tanto, las deformaciones elásticas entregadas por el modelo se amplifican por 7,5.

Entonces, se obtienen los valores entregados por los modelos en los puntos de interés a analizar mostrados en la Figura VI-13 y se comparan en la Tabla VI-3.

Tabla VI-3: Resumen comparativo de deformaciones entre los modelos del caso 1.

Deformaciones				
	Modelo			
	1	2	3	4
Δy Pilar eje	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
A, 16	9,0	0,0	0,0	0,0
B, 16	9,0	6,5	7,8	12,5
C, 16	9,0	11,3	11,6	17,8

Se calculan las deformaciones de la estructura producto del giro de la fundación, según lo dispuesto en el punto 9.3.13 de la NCh 2369 Of 2003.

Se considera un coeficiente de balasto aproximado de 4 kg/cm^3 .

La fundación recibe una carga de:

$N = 165,1 \text{ ton.}$

$M = 52,8 \text{ ton x m.}$

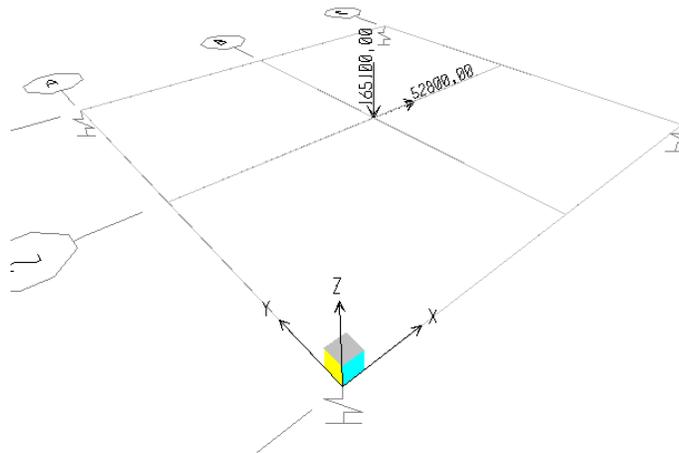


Figura VI-14: Modelo para cálculo de giro de fundación.

Esto produce deformaciones de 0,86 y 1,08 cm en cada extremo.

$$\Delta x = h \cdot \text{sena} \alpha = 880 \text{ cm} \times \frac{1,08 - 0,86 \text{ cm}}{460 \text{ cm}} = 0,42 \text{ cm}$$

Deformación que no se considera al ser muy pequeña.

6.1.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003

Se analizan los parámetros de la norma para los casos

Deformación sísmica máxima

Punto 6.3, fórmula (6-7)

d) Otras estructuras

$$d^{\text{máx}} = 0,015 h$$

$$h = 8,8 \text{ m}$$

$$\text{Deformación máxima admisible} = 13,2 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Cumplimiento de especificaciones en capítulo 9.

El esfuerzo de corte basal no puede ser menor que

$$Q_{\text{mín}} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P/g = 316,8 \quad \text{OK}$$

Las deformaciones máximas se deben calcular con la fórmula (9-4), $d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_d$, con $S_0 = 1,5$ para suelo III. OK

Además, se verifica el punto 9.3.6. La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{2 \cdot 880 \text{ cm}}{20,2 \text{ cm}} = 87,1 \leq 100 \quad \text{OK}$$

*donde para secciones cuadradas r se calcula como: $a / \sqrt{12}$, en que "a" es el lado.

Se presenta una tabla que resume el análisis por elementos de la estructura. Esta tabla fue obtenida de la memoria de cálculo oficial realizada por los ingenieros que diseñaron la estructura en estudio.

ÍTEM	Elemento	Tensiones de Terreno		Cumple	Volcamiento		
		Diseño	Norma		Diseño	Norma	Cumple
Fundación	F1	$\sigma_e = 0,61$ Kg/cm ²	$\sigma_e = 0,8$ Kg/cm ²	Si	82%	80%	Si
		$\sigma_s = 1,16$ Kg/cm ²	$\sigma_s = 1,2$ Kg/cm ²	Si			
	F2	$\sigma_e = 0,70$ Kg/cm ²	$\sigma_e = 0,8$ Kg/cm ²	Si	100%	80%	Si
		$\sigma_s = 1,20$ Kg/cm ²	$\sigma_s = 1,2$ Kg/cm ²	Si			
	F3	$\sigma_e = 0,71$ Kg/cm ²	$\sigma_e = 0,8$ Kg/cm ²	Si	100%	80%	Si
		$\sigma_s = 1,17$ Kg/cm ²	$\sigma_s = 1,2$ Kg/cm ²	Si			
Pilar	Armadura Longitudinal		Armadura transversal				
		Diseño	Norma		Diseño	Norma	
	PA sup	$A_0 = 63,74$ cm ²	$49 \text{ cm}^2 < A_0 < 392 \text{ cm}^2$	Si	$\phi 10@15$	$\phi 10@20$	Si
	PA inf	$A_0 = 121,35$ cm ²	$49 \text{ cm}^2 < A_0 < 392 \text{ cm}^2$	Si	$\phi 10@20$	$\phi 10@20$	Si
	PB sup	$A_0 = 115,99$ cm ²	$49 \text{ cm}^2 < A_0 < 392 \text{ cm}^2$	Si	$\phi 10@15$	$\phi 10@20$	Si
	PB inf	$A_0 = 172,27$ cm ²	$49 \text{ cm}^2 < A_0 < 392 \text{ cm}^2$	Si	$\phi 10@15$	$\phi 10@20$	Si
	Deformaciones						
		Diseño	Norma				
	PA	1,48 cms	2,4 cms	Si			
	PB	1,78 cms	2,4 cms	Si			
Viga	Armadura						
		Diseño	Dispuesta				
	VP1	$A_0 = 15,3$ cm ²	$A_0 = 17,8$ cm ²	Si			
	VP2	$A_0 = 23,8$ cm ²	$A_0 = 25,4$ cm ²	Si			

6.1.3. Análisis de daños y resultados.

**Los cálculos originales para la estructura (modelo 1) cumplen con todas las disposiciones verificadas que dicta la norma NCh 2369 Of 2003*

Razones de falla

Para el modelo 1, los marcos A, B y C tienen la misma deformación en Y, a diferencia de los otros modelos, en los cuales los muros perimetrales restringen la deformación del marco A y E, concentrándose las deformaciones en el marco central C.

A pesar de que la deformación máxima es similar en los modelos 2 y 3, se observa que la deformación comparativa entre marcos aumenta enormemente.

Por esta razón, las riostras de techo comienzan a trabajar intentando mantener la estructura en su posición, por lo cual transmiten cargas axiales elevadas desde las vigas centrales hasta los muros perimetrales, cargas que disminuyen una vez caídas las riostras.

Conclusión

Los paneles se consideran como elementos gravitacionales que cuelgan de la estructura principal, por lo cual no aportan rigidez al sistema. Para este edificio, al estar sujetos tanto a la viga superior como a la de fundación, rigidizaron el sistema y produjeron un aumento de la deformación relativa entre los bordes (ejes A y E) y el centro (eje C), con concentración de cargas en la viga central. Esta carga extra la trataron de tomar los arriostamientos de techo, los cuales, como consecuencia de lo anterior, colapsaron ya que no estaban diseñados para soportar tal esfuerzo.

La estructura sin arriostamientos de techo (Modelo 3) oscila libremente dañando las conexiones entre la viga y el pilar generando una unión rotulada entre ambos elementos (Modelo 4), condición para la cual se producen las deformaciones máximas y la caída de la viga principal del eje C.

6.2. Caso 2: Bodega de un piso, Pudahuel.

Características generales de la estructura:

- Tipo de estructuración: Estructura de marcos.
- Niveles: 1.
- Altura de apoyo de vigas: variable entre 6,40 y 7,96 metros.
- Sección de pilares: 80 cm x 80 cm
- Distancia entre pilares: 29,75 x 15 metros.
- Vigas: Pretensadas de hormigón.
- Costaneras de techo: Sección T de hormigón pretensado.
- Arriostamiento vertical: Marcos formados por los pilares y vigas en ambas direcciones.
- Arriostamiento Horizontal: Arriostamientos de hormigón en V*.
- Cerramiento exterior: Paneles livianos.

*En el proyecto original se consideraron perfiles de acero para el sistema de arriostamientos de techo, el prefabricador cambió por secciones canales de hormigón, la cual quedó como solución definitiva.

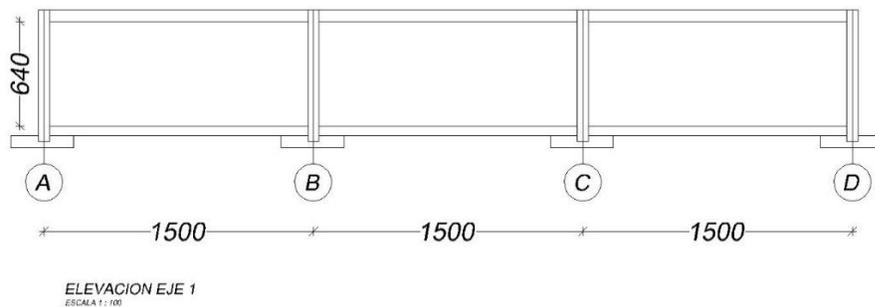


Figura VI-15: Elevación eje 1, caso 2.

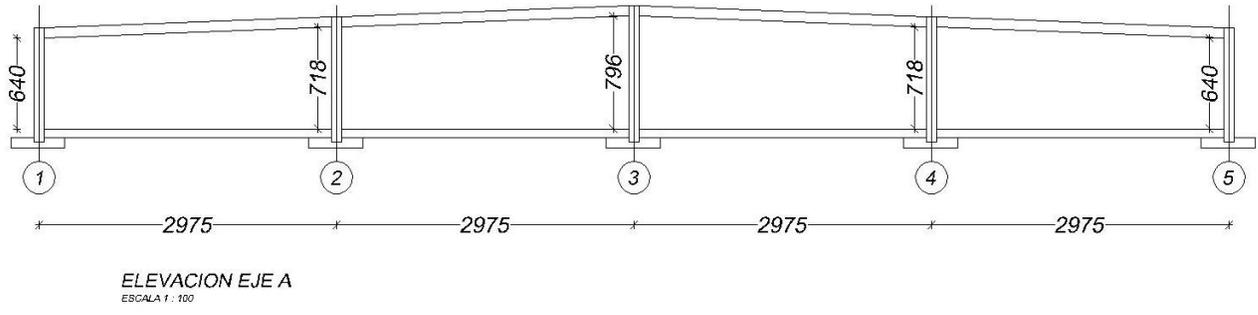


Figura VI-16: Elevación eje A, Caso 2.

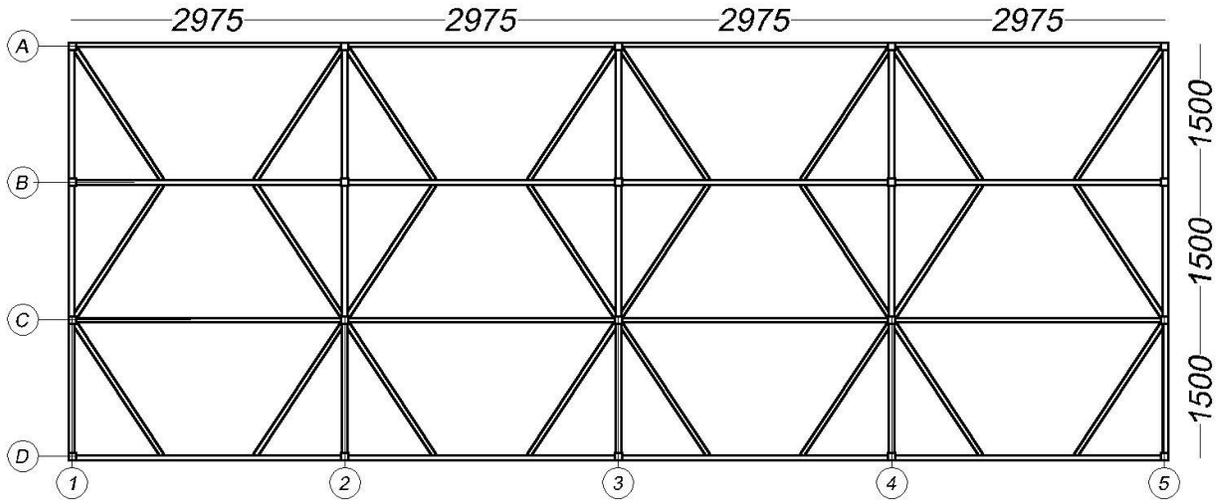


Figura VI-17: Planta de techo, estructura caso 2.

Ubicación: Pudahuel, Región Metropolitana.

Zona sísmica 2

Tipo de suelo III

Conexiones

- Conexiones entre vigas y columnas se diseñan como uniones húmedas, para generar el traspaso de momento.
- Costaneras de techo se conectan a través de pasadores a las vigas principales.
- Arriostramientos de techo van fijos, apernados a las vigas de techo.



Figura VI-18: Vista interior general de la estructura del caso 2.

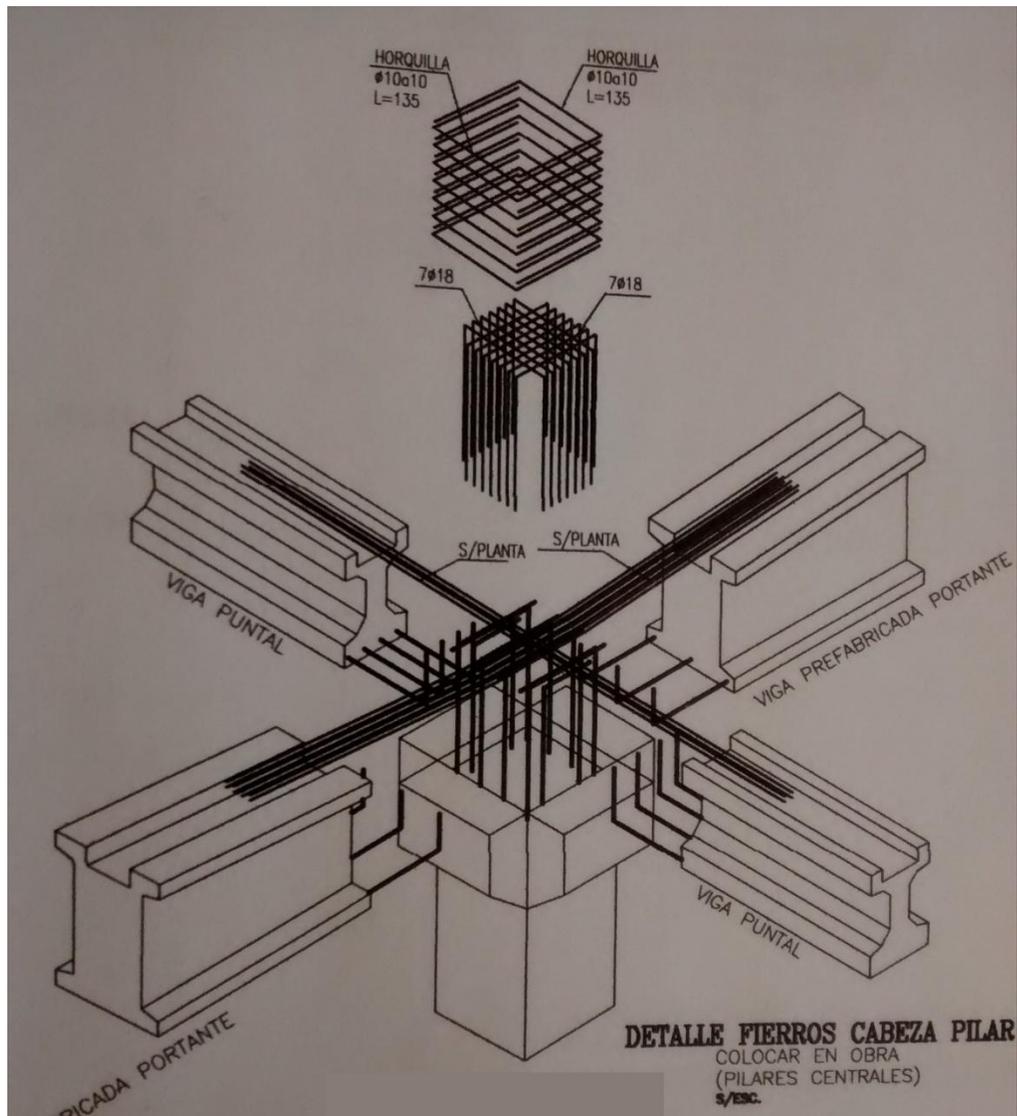


Figura VI-19: Detalle conexión pilar – viga.

Daños observados

Los daños en elementos estructurales se centran principalmente en la caída de los arriostramientos de hormigón prefabricado y al fisuración y/o agrietamiento de los nudos rígidos de la conexión de los pilares a las vigas.



Figura VI-20: Daño en conexión húmeda entre viga y pilar.



Figura VI-21: Caída de arriostramientos de techo

Se observan fisuras de trabajo en la base de los pilares, estas fisuras tienen una separación que coincide con los estribos de los pilares.

Se constata una deformación del galpón de 25 cm, ya que éste golpeó al edificio de oficinas adyacente, separado por esta distancia.



Figura VI-22: Daños en edificio de oficinas por choque con galpón, separación de 25 cm.

6.2.1. Análisis estructural

Modelo estructural

Se utiliza el programa de modelación estructural SAP2000 para modelar los edificios.

1. Se analiza 2 condiciones de la estructura del galpón, con y sin arriostramientos de techo.

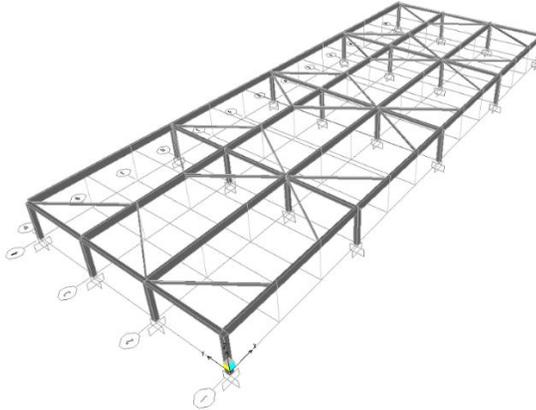


Figura VI-23: Modelo estructural galpón, caso 2.

2. Se analiza el edificio de oficinas, en base a estructuras metálicas, con el fin de obtener su período de oscilación y su deformación. Esto de forma aproximada ya que no se conoce con exactitud su estructuración.

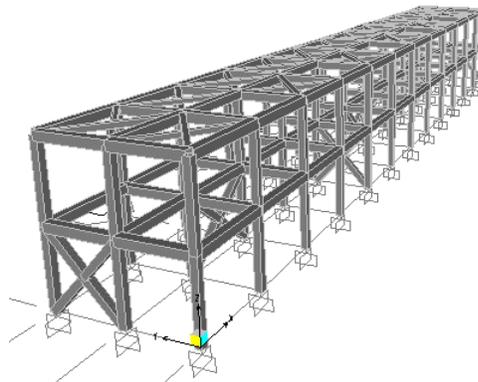


Figura VI-24: Modelo estructural oficinas, caso 2.

Diseño sísmico

Según la ubicación de la estructura y las tablas 5.5 y 5.6, para estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales se tiene:

Tabla VI-4: Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 2.

Datos del edificio	
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	III
Factor de importancia	1
R	5
ξ	3%

El factor C máximo es de $0,23 \times 0,75 = 0,18$

Tabla VI-5: Masa de la estructura, caso 2.

Elemento	Peso [Ton]
PHA80x80	270,3
VT1	493,1
VT2	143,4
Riostra H.A	213,7
Cost + techo	267,8
Panel de fachada	42,3
TOTAL	1430,6

$$Q_0 = 0,18 \times 1430,6 \text{ ton} = 257,52 \text{ ton.}$$

Tabla VI-6: Periodos y corte basal, caso 2.

Modelo	Periodo [seg]	
1.1. Con riostras	Tx	0,40
	Ty	0,50
1.2. Sin riostras	Tx	0,40
	Ty	0,85
2.1. Oficinas	Tx	0,12
	Ty	0,12

Deformaciones

La deformación sufrida por el galpón se calcula según 6.1 de la NCh 2360 Of.2003, fórmula (6-1) modificada según el capítulo 9, fórmula (9-4)

$$d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_d$$

$$S_0 = 1,5 \text{ para suelo III.}$$

$$R_1 = R \cdot Q_0 / Q_{\min}$$

$$Q_{\min} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P/g = 171,7 \text{ ton}$$

$$Q_0 / Q_{\min} > 1$$

$$R_1 = 5$$

Considerando $d_0 = 0$ se tiene que,

$$d = 7,5 d_d$$

Por lo tanto, las deformaciones entregadas por el modelo se amplifican por 7,5.

Tabla VI-7: Resumen de deformaciones de pilares calculadas, caso 2.

Deformaciones			
	Modelo		
	1.1. con riostras	1.2. sin riostras	2.1. Oficinas
Eje	[cm]	[cm]	[cm]
X	4,95	4,88	1,00
Y	7,20	8,85	1,00

*Donde Y es el lado corto del galpón y X el lado largo.

Verificación de Pilares.

P.H.A 80x80

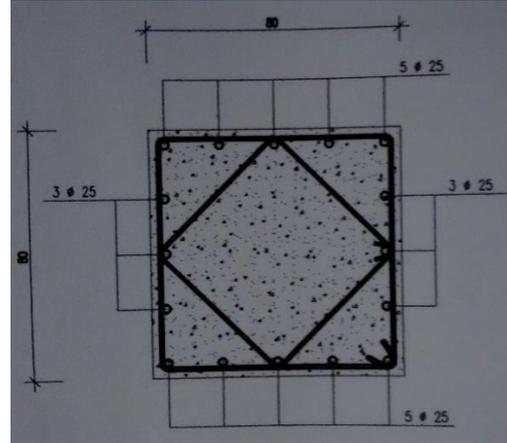
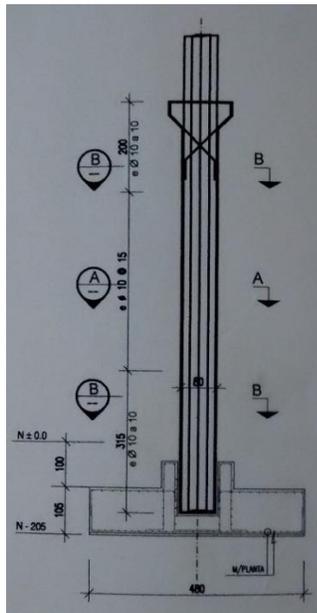


Figura VI-25: Elevación Pilar tipo, caso 2. Figura VI-26: Sección pilar tipo, caso 2.

$$A_{mín} = 80 \times 80 \times 0,01 = 64 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima al 1% del área

$$\text{Se colocan } 16\Phi 25 = 78,5 \text{ cm}^2 \quad \text{OK.}$$

Estáticamente, considerando el peso de elementos secundarios de techo, costaneras, riostras y vigas la carga máxima sobre cada pilar es de:

$$P = 64.825 \text{ kg}$$

Resistencia a compresión:

$$P_n = 0,85 \times 250 \text{ kg/cm}^2 \times 80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 1.360.000 \text{ kg}$$

Se verifica que los pilares queden bajo el 25% de su capacidad, para asegurar ductilidad.

$$P_n \times 25\% = 1.360.000 \text{ kg} / 4 = 340.000 \text{ kg} > 64.825 \text{ kg Máxima compresión estática } \checkmark \text{OK}$$

6.2.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003

Deformación sísmica máxima

Punto 6.3, fórmula (6-7)

d) Otras estructuras

$$d^{\text{máx}} = 0,015 h$$

$$h = 7,96 \text{ m}$$

$$\text{Deformación máxima admisible} = 11,9 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Separación entre edificios

Punto 6-2, fórmula (6-2)

$$S = \sqrt{\left((R_{ii}d_{di})^2 + (R_{ij}d_{dj})^2\right)} = \sqrt{7,96^2 + 1^2} = 8,0 \text{ cm}$$

Estas están separadas a 25 cm OK

Cumplimiento de especificaciones en capítulo 9.

El esfuerzo de corte basal no puede ser menor que

$$Q_{\text{mín}} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P/g = 171,7 \quad \text{OK}$$

Las deformaciones máximas se deben calcular con la fórmula (9-4), $d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_d$, con $S_0 = 1,5$ para suelo III. OK

La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{2 \cdot 796 \text{ cm}}{23,1 \text{ cm}} = 68,9 \leq 100 \quad \text{OK}$$

*donde para secciones cuadradas r se calcula como: $a / \sqrt{12}$, en que "a" es el lado.

6.2.3. Análisis de los daños y resultados.

**Los cálculos para la estructura cumplen con todas las disposiciones verificadas que dicta la norma NCh 2369 Of 2003*

De la comparación entre las deformaciones entregadas por el análisis estructural y el medido en terreno identificado en la Figura VI-21 se puede determinar que las deformaciones fueron 3 veces superiores a lo calculado a partir de los parámetros de diseño que entrega la normativa NCh 2369 Of 2003.

Razones de falla

En este caso los arriostramientos de techo trabajaron hasta la falla. Su ruptura y caída produjeron graves problemas en las estructuras secundarias, al ser de hormigón prefabricado con un peso de aproximadamente 2 toneladas cada uno. En el diseño original de la estructura se contemplaban arriostramientos metálicos, los que no hubiesen producido tanto daño, en caso de falla.

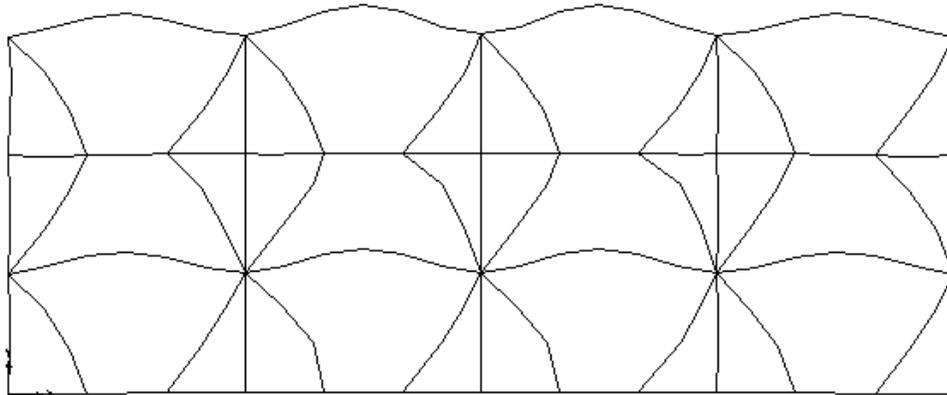


Figura VI-27: Deformada de la estructura por la acción del sismo en Y, Vista superior de planta de techo.

La falla de estos arriostramientos se produjo por una tracción de los pernos que mantenían en posición los bujes de conexión entre la viga y el arriostramiento, dado que el elemento era más fuerte que la conexión. Esta tracción en la conexión se amplificó dado que los arriostramientos de techo intentaron restringir la deformación lateral de las vigas de techo, esto producto de que se encontraban conectados a una parte intermedia de las vigas.

Una vez fallado los arriostramientos, los nudos comenzaron a trabajar de forma no convencional y debido a las grandes deformaciones fuera del plano de las vigas estas “molieron” el hormigón de las conexiones entre las vigas y los nudos.

6.3. Caso 3: Bodega de dos pisos, Huechuraba.

Características generales de la estructura:

- Tipo de estructuración: Estructura de pilares en voladizo.
- Niveles: 2.
- Altura de apoyo de vigas: 4,20 m en nivel 1 y 7,70 m en nivel 2.
- Sección de pilares: 35 cm x 35 cm
- Distancia entre pilares: (8,5 m o 10) x (5,5 o 6,6) metros
- Vigas: Pretensadas de hormigón.
- Costaneras de techo: Sección T de hormigón pretensado.
- Arriostramiento vertical: Pilares en voladizo
- Cerramiento exterior: Paneles metálicos livianos.

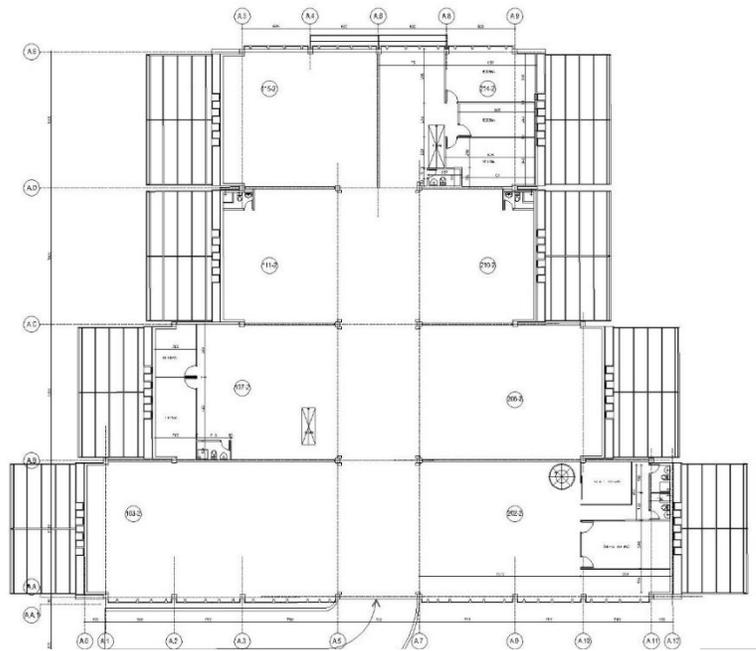


Figura VI-28: Planta segundo piso, caso 3.

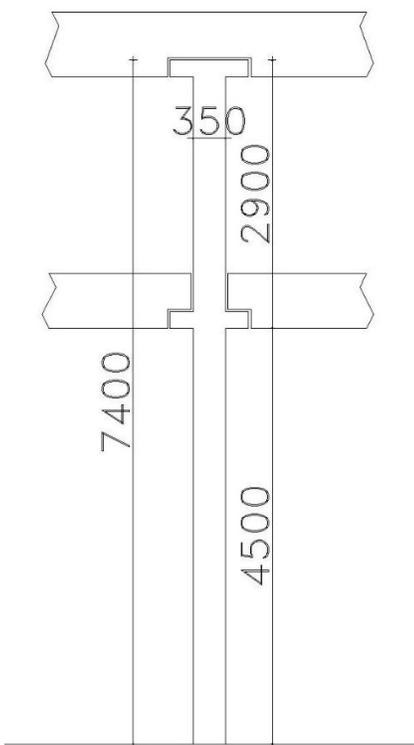


Figura VI-30: Elevación pilar tipo, caso 3.

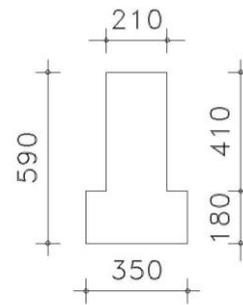


Figura VI-29: Sección viga 1^{er} piso, caso 3

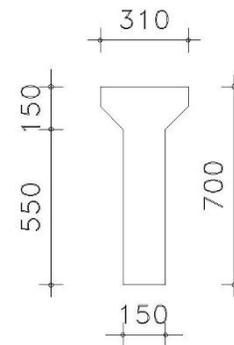


Figura VI-31: Sección viga 2^o piso, caso 3

Ubicación: Huechuraba, Región Metropolitana.

Zona sísmica 2, Tipo de suelo III

Edificio prefabricado de 2 niveles, constituidos por pilares prefabricados de hormigón armado de altura 8 m que reciben las vigas premoldeadas del 2do nivel (+ 4,50 m) y de la cubierta (+ 8,30 m).

Las vigas del 2do nivel reciben losas pretensadas TT de 8,50 m ó 10 m de luz entre ejes y ancho hasta 2,5 m, y las vigas de cubierta reciben una nervada tipo casetón de la luz x 2,5 m de ancho, con espesor de losa superior de 3,5 cm.

Los pilares están dispuestos en la dirección de las fachadas a 8,5 m ó 10 m. En la dirección perpendicular están dispuestos entre 5,5 m y 6,6 m.

Los pilares son de sección 35 x 35 cm y están empotrados a la zapata de fundación en una caja de empotramiento o cáliz inmediatamente bajo el nivel de radier.

El pilar premoldeado se encaja en este cáliz que lo recibe en una altura mínima de 1,5 veces la dimensión del pilar más una tolerancia (60 cm en este caso), y se rellena el espacio entre pilar y cáliz con mortero de grouting para lograr el empotramiento.

Las vigas se apoyan en consolas de la misma dimensión que el talón de las vigas para que se disimule la consola, disminuyendo la altura de la viga sobre el apoyo.

La estructura resistente del edificio son los pilares empotrados en la base, tanto a las cargas verticales como a las sollicitaciones sísmicas.

Los cerramientos exteriores son cortinas metálicas de rollos, paneles plegados de acero delgado, y paneles nervados premoldeados de hormigón apoyados en el piso, o sobre dinteles. Se consideran estructuras apoyadas o secundarias, y no intervienen en la resistencia del edificio.

En el proyecto existían algunas vigas dintel premoldeadas de hormigón entre pilares de fachada.

Daños observados

Conexión pilar – fundación: No se observan daños.

Pilares: No se observan daños (fisuración, agrietamiento o desaplome).

Conexión pilar viga del nivel + 4,50 m: Daños generalizados, severos. Con grietas en la sección disminuida de la viga en el apoyo y desprendimiento de hormigón en los bordes de las consolas en contacto con las vigas.



Figura VI-32: Daños en la conexión pilar – viga. Caso 3.

Conexión pilar – viga soporte de casetones de cubierta: No se observan daños.

Conexión casetones de cubierta – vigas: no se observan daños.

Paneles premoldeados: Agrietamiento de las conexiones y caída de un número importante de paneles.

Cerramientos en sitio: Daños importantes por el movimiento de las estructuras.

Vigas dintel premoldeadas: Giro o desplazamiento en los apoyos y caída de algunas vigas.

6.3.1. Análisis estructural

Modelo estructural

Se realizan modelos en el programa de análisis estructural SAP2000.

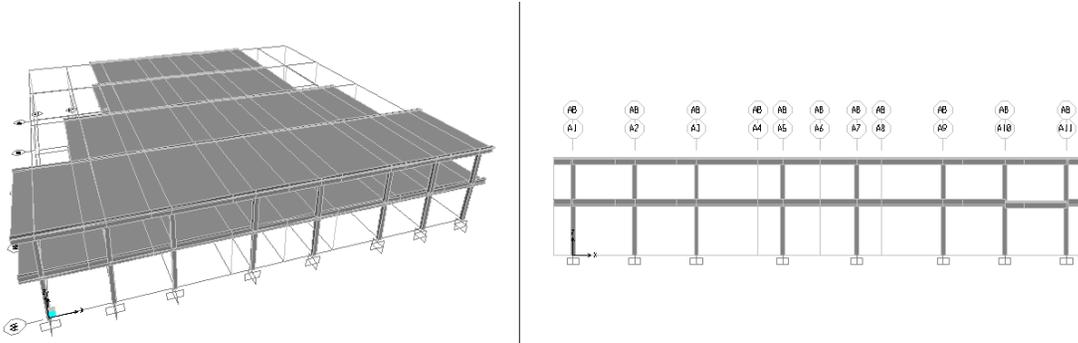


Figura VI-33: Modelo estructural 3D, caso 3.

Las cargas aplicadas sobre el modelo son:

Piso	Carga	kg/m ²
1	PP losa (e = 8 cm)	200
	Sobre losa (e = 4 cm)	100
	Tabiques y terminaciones	50
	SC (50%)	250
	Total	600
2	PP losa (e = 6 cm)	150
	Sobre losa (e = 4 cm)	100
	Total	250

El peso propio de vigas y pilares son considerados por el programa de acuerdo a la geometría modelada.

La sobre carga de uso de la losa de cielo del primer piso se considera según la norma NCh1537.Of1986, donde se considera el tipo de edificio estacionamiento, los edificios con áreas de estacionamiento y reparación de vehículos, incluyendo las vías de circulación.

Diseño sísmico

Según el punto 9.3.3 para naves industriales compuestas por columnas en voladizo el diseño sísmico se debe hacer con $R = 3$ y con una razón de amortiguamiento de 0,02.

Tabla VI-8 Datos para el diseño sísmico del edificio, caso 3.

Datos del edificio	
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	III
Factor de importancia	1
R	3
ξ	2%

$$C_{\min} = 0.08.$$

$$C_{\max} = 0,30.$$

Luego, del modelo se tienen los siguientes períodos para la estructura y se calcula el corte basal.

Tabla VI-9: Períodos y corte basal, caso 3.

Períodos		C	Peso sísmico [kg]	Corte Basal [kg]
Ty	1,1441	0,06	1227008	74672
Tx	0,8780	0,10	1227008	120255

Deformaciones

La deformación se calcula según 6.1 de la NCh 2360 Of.2003 , fórmula (6-1) modificada según el capítulo 9, fórmula (9-4)

$$d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_d$$

$$S_0 = 1,5 \text{ para suelo III.}$$

$$R_1 = R \cdot Q_0 / Q_{\min}$$

$$Q_{\min} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P / g = 147,2 \text{ ton}$$

$$Q_0 / Q_{\min} < 1$$

$$R_{1x} = 0,8 \cdot 3 = 2,4$$

$$R_{1y} = 0,5 \cdot 3 = 1,5$$

Considerando $d_0 = 0$ se tiene que,

$$d_x = 3,6 d_d$$

$$d_y = 2,3 d_d$$

Por lo tanto, las deformaciones entregadas por el modelo se amplifican por 3,6 y 2,3.

Tabla VI-10: Resumen de deformaciones de pilares calculadas, caso 3.

Deformaciones		
Nivel	Δ modelo	
	Eje X	Eje Y
[cm]	[cm]	[cm]
420	8,5	5,7
770	22,0	14,9

6.3.2. Cumplimiento norma NCh 2369 Of 2003

Deformación sísmica máxima

Punto 6.3, fórmula (6-7)

d) Otras estructuras

$$d^{\text{máx}} = 0,015 h$$

$$h_1 = 4,2 \text{ m}$$

$$\text{Deformación máxima admisible} = 6,3 \text{ cm} \quad \text{NO}$$

$$H_2 = 7,7 \text{ m}$$

$$\text{Deformación máxima admisible} = 11,6 \text{ cm} \quad \text{NO}$$

Cumplimiento de especificaciones en capítulo 9.

El esfuerzo de corte basal no puede ser menor que

$$Q_{\text{mín}} = 0,4 \cdot I \cdot A_0 \cdot P/g = 316,8 \quad \text{OK}$$

Las deformaciones máximas se deben calcular con la fórmula (9-4), $d = d_0 + S_0 \cdot R_1 \cdot d_a$, con $S_0 = 1,5$ para suelo III. **OK**

Además, se verifica el punto 9.3.6. La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{2 \cdot 770 \text{ cm}}{10,1 \text{ cm}} = 152,5 \leq 100 \quad \text{NO}$$

*donde para secciones cuadradas r se calcula como: $a / \sqrt{12}$, en que "a" es el lado.

Flexión de pilares

El momento máximo en pilares = 33.000 kg m

Carga axial típica = 42.000 kg

Para determinar la armadura necesaria se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = M / (0,90 \times d \times f_{adm}) - N / f_{adm}$$

Dónde:

A_s : área de refuerzo positivo o negativo según indique el signo, [cm²]

M : Momento máximo en la sección, [kg m]

N : Compresión en el pilar, [kg]

d : Brazo de momento que es la distancia entre la barra y la fibra extrema, [m].

f_{adm} : Tensión admisible para casos sísmico, para A63-42H = 4.200 x 0,6 = 2.520 kg/cm².

$$A_s = \frac{33.000 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0,85 \cdot 0,32 \cdot 2.520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} - \frac{42.000 \text{ kg}}{2.520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 28,8 \text{ cm}^2$$

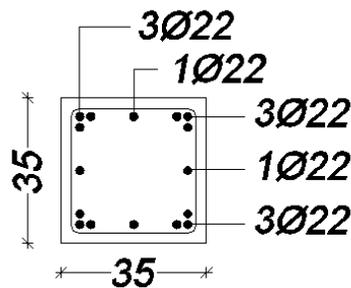


Figura VI-34: Sección típica de pilares

A_s necesaria = 28,8 cm²

A_s colocada = 7 Φ 22 = 7 x 3,8 cm² = 26,6 cm²

% faltante = 26,6 / 28,8 x 100 = 7%.

6.3.3. Análisis de daños y resultados.

**Los cálculos no cumplen con las disposiciones que dicta la norma NCh 2369 Of 2003.*

Razones de falla

Este un sistema diseñado inicialmente en zonas de baja sismicidad, y se adaptó para los requerimientos sísmicos de Chile.

En este sistema constructivo, las vigas son simplemente apoyadas y se conectan mediante un pasador en la consola, la viga lleva una tubería corrugada para recibir este pasador y que luego se rellena con grouting. No se observan un sistema de conexión que produzca continuidad con los pilares para tomar en los nudos momentos de flexión consecuencia del sismo, sin embargo la sobre losa superior es continua, por lo que la condición de apoyo de las vigas resulta ambigua, ya que constituye una articulación o continuidad a medias que permite el movimiento relativo de la viga en el apoyo.

Los pilares no se muestran agrietados, por lo tanto no llegaron a su capacidad límite de trabajo, como se mostró en 6.3.2 estos contaban con armadura aceptable. En cambio, éstos no cumplían con los requisitos de esbeltez y la estructura no cumplía con los requisitos de deformación máximos, por lo tanto se puede deducir que la falla se debe al exceso de deformaciones en la estructura.

Esto explica lo severo de los daños en las conexiones viga – columna, ya que el movimiento de la viga provoca daños importantes en la sección disminuida de la viga sobre la consola y en la consola misma.

Los elementos que no son parte de la estructura principal sufrieron severos daños a consecuencia de las deformaciones exageradas que tuvo esa estructura por el movimiento sísmico del suelo.

CAPÍTULO VII : ANÁLISIS DE NORMATIVAS EN BASE LAS ESTRUCTURAS ESTUDIADAS.

El objetivo del siguiente capítulo es realizar una comparación de los tipos de suelo según los parámetros de diseño sísmico estipulados en las normas chilenas NCh 2369 Of.2003, NCh 433 Of.1996 modificada el 2012 y NCh 2745 Of.2013.

Este análisis se basa en los espectros de respuesta para cada tipo de suelo que establecen estas normativas. Si bien, estos son distintos en su formulación, se proponen ciertas correcciones para poder analizarlos comparativamente en función de su descripción numérica, más allá de las consideraciones respecto a los factores de adecuación por tipo de estructura ya que el objetivo del análisis es comparar la descripción del tipo de suelo para cada normativa con los valores obtenidos en los capítulos anteriores.

Por ejemplo, la NCh 433 considera un factor $R = 7$ para pórticos de hormigón armado, en cambio la NCh 2369 indica un $R = 5$ para esta misma estructuración. Para simplificar el análisis se comparan los espectros elásticos de aceleraciones y desplazamientos, por lo tanto sólo deja en consideración el amortiguamiento, además del tipo de suelo y en 7.1.3 se considerarán los valores de R entregados por la NCh 2369 con el fin de comparar esta norma con las otras 2 que se estudian en el capítulo.

Se debe considerar que los espectros de desplazamiento y velocidad se obtienen del espectro de aceleración aplicando la fórmula del movimiento (demostración en 7.1.2), por lo que los resultados pueden diferir de los desplazamientos y velocidades reales. Por este motivo se designan como espectros de pseudo velocidad y de desplazamiento.

A partir de $\ddot{x} + \frac{\xi}{m}\dot{x} + \frac{k}{m}x = 0$, se obtiene

$$Sa \approx \omega \cdot PSv = \omega^2 \cdot Sd$$

Las fórmulas que relacionan las aceleraciones con las velocidades y desplazamientos son válidas si ξ es pequeño, menor a 5%.

7.1. Comparación de espectros de diseño por tipo de suelo entre NCh 2369 Of.2003 y NCh 433 Of 1996 Mod 2012.

La clasificación para cada tipo de suelo entregada por las normativas es la siguiente.

Tabla VII-1: Clasificación de suelos NCh 433

	Suelo tipo	Vs30 (m/s)	RQD	qu (MPa)	(N1) (golpes/ pie)	Su (Mpa)
A	Roca, Suelo Cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0,40	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0,30	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0,05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	< 0,05

Tabla VII-2: Clasificación de suelos NCh 2369

	Suelo tipo	Vs30 (m/s)	RQD	qu (MPa)	(N1) (golpes/ pie)	Su (Mpa)
I	Roca	≥ 900	≥ 50%	≥ 10		
II	Grava densa, Arena densa o suelo cohesivo duro	≥ 400		≥ 0,20	≥ 40	≥ 0,10
III	Arena permanente no saturada, grava o arena no saturada, suelo cohesivo o arena saturada	≥ 350		≥ 0,05	≥ 20	≥ 0,025
IV	Suelo medianamente denso, o firme			≤ 0,05		≤ 0,025

* Esta tabla fue elaborada a partir de los valores descritos en la tabla 5.3 de la NCh 2369 Of.2003.

Tabla VII-3: Comparación de parámetros de suelo entregados en las normativas para el diseño de los espectros.

NCh 433 Of 1996 Mod 2012.					
Tipo de Suelo	S	To (s)	T' (s)	n	p
A	0,9	0,15	0,2	1	2
B	1	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,4	1,6
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1
E	1,3	1,2	1,35	1,8	1

NCh 2369 Of.2003		
Tipo de suelo	T' (s)	n
I	0,2	1
II	0,35	1,33
III	0,62	1,8
IV	1,35	1,8

Se observa que; el suelo tipo I y A tienen la misma clasificación, el suelo II y B una clasificación similar, y el suelo III abarca a suelos desde el C hasta el E. En base a esto, se compararán los espectros.

7.1.1. Espectros de aceleración

Comparación de espectros elásticos de aceleración (S_a) para distintos tipos de suelo. Zona sísmica 2 y Amortiguamiento del 5%.

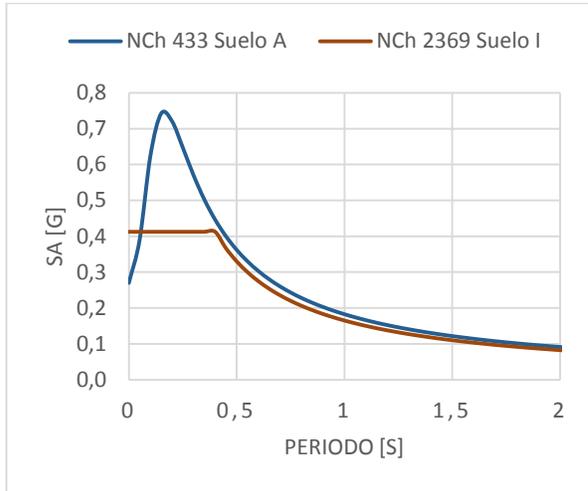


Figura VII-1: S_a , Suelo I vs Suelo A

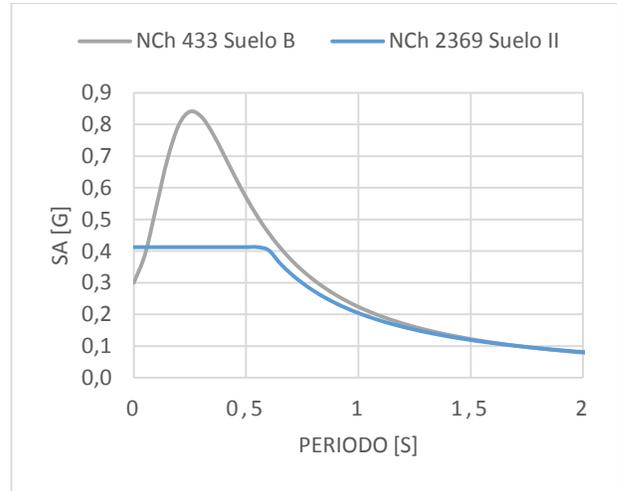


Figura VII-2: S_a , Suelo II vs Suelo B.

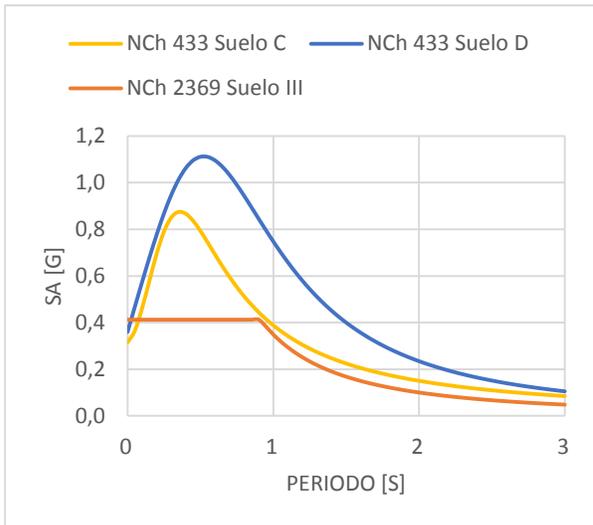


Figura VII-3: S_a , Suelo III vs Suelo C y D.

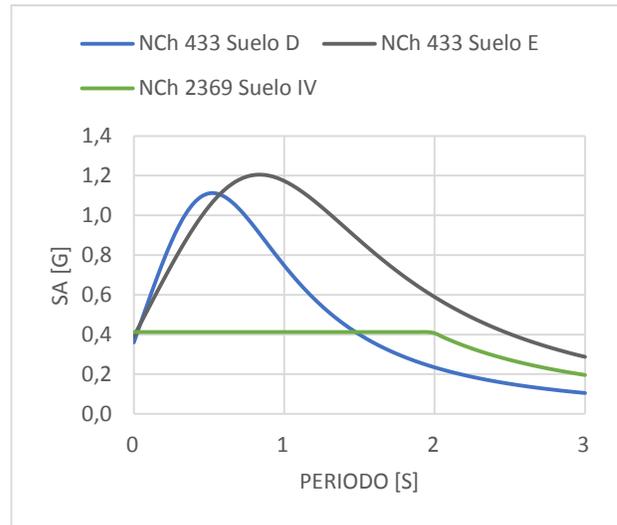


Figura VII-4: S_a , Suelo IV vs Suelo D y E.

La Figura VII-3 indica que las aceleraciones entregadas para el suelo tipo C y tipo III son similares, en cambio, las para el suelo D son bastante mayores.

7.1.2. Espectros de desplazamiento.

En la Figura VII-5 se comparan los espectros de desplazamiento obtenidos a partir de los espectros de aceleraciones, estos se obtuvieron a partir de las siguientes ecuaciones.

$$m\ddot{x} + \xi\dot{x} + kx = 0$$

$$\ddot{x} + \frac{\xi}{m}\dot{x} + \frac{k}{m}x = 0$$

$$\xi \approx 0 \quad y \quad \frac{k}{m} = \omega^2$$

$$\ddot{x} = -\frac{k}{m}x = -\omega^2 x$$

Considerando, $Sa = \ddot{x}$ y $Sd = x$, se tiene,

$$Sa = \omega^2 Sd \quad \text{Ref [15]}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$\omega^2 = \frac{4\pi^2}{T^2}$$

Entonces,

$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa$$

El pseudo espectro de velocidades se define como

$$PSv = \omega \cdot Sd$$

De manera que,

$$Sa \approx \omega \cdot PSv = \omega^2 \cdot Sd$$

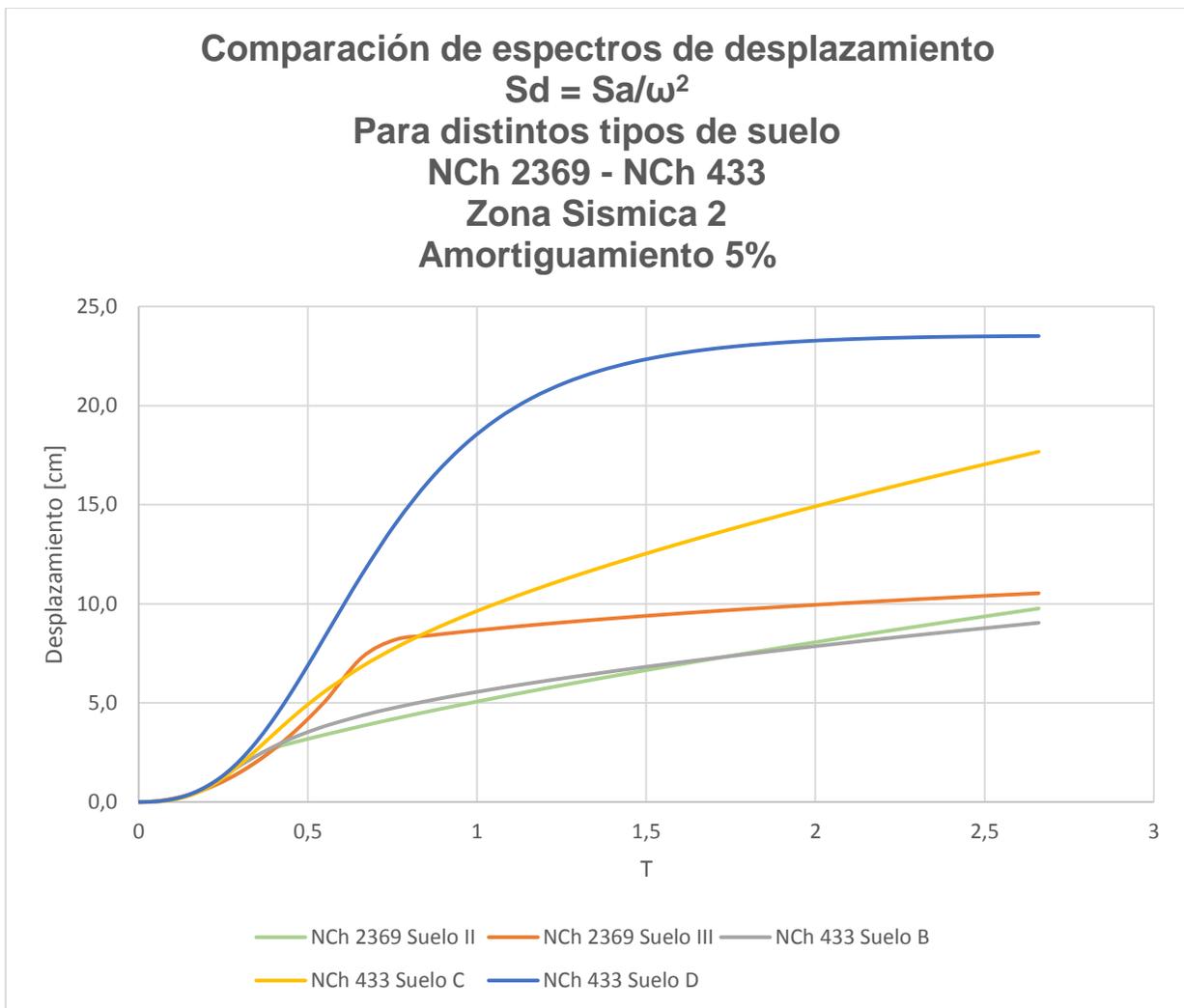


Figura VII-5: Comparación de espectros de desplazamiento entre la NCh 433 y NCh 2369 para distintos tipos de suelos.

**Para el cálculo de los espectros de desplazamiento no se considera el factor de reducción R.*

En el grafico se puede apreciar que para periodos altos las curvas entre el suelo III de la NCh 2369 y el suelo C y D de la NCh 433 se separan, no así comparando los suelos II y B.

7.1.3. Comparación de espectros para estructuras industriales.

La gran mayoría de los casos estudiados corresponde a estructuras industriales en suelos blandos. Para la mayoría de estos casos corresponde un amortiguamiento del 2% y un factor de reducción $R = 3$ según indica la norma NCh 2369 en el punto 9.3.3.

Para lograr la comparación se obtiene el espectro de aceleración de la NCh 433 por el factor $\left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$ introducido en la NCh 2369.

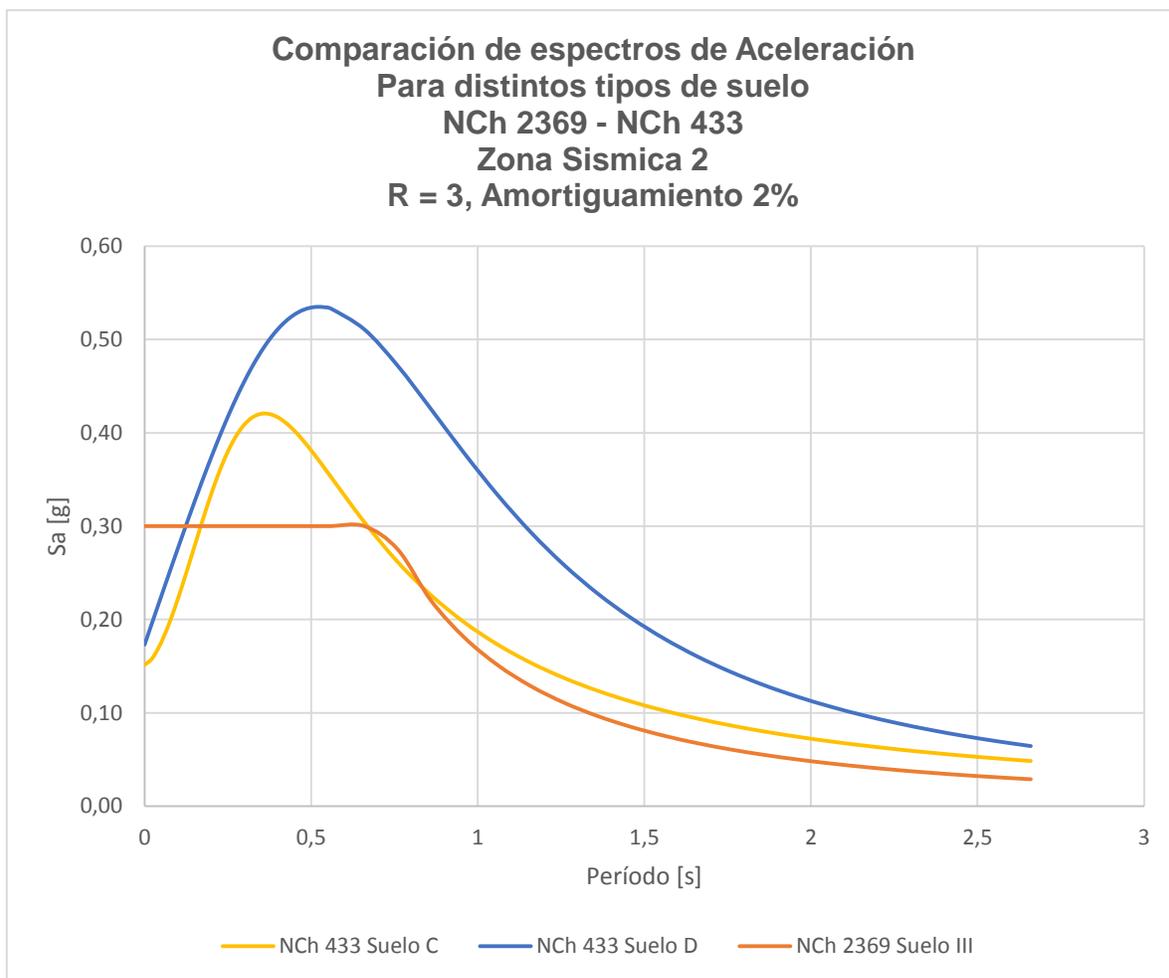


Figura VII-6: Comparación de espectros de aceleración entre NCh 433 y NCh 2369 para $R = 3$ y amortiguamiento del 2%.

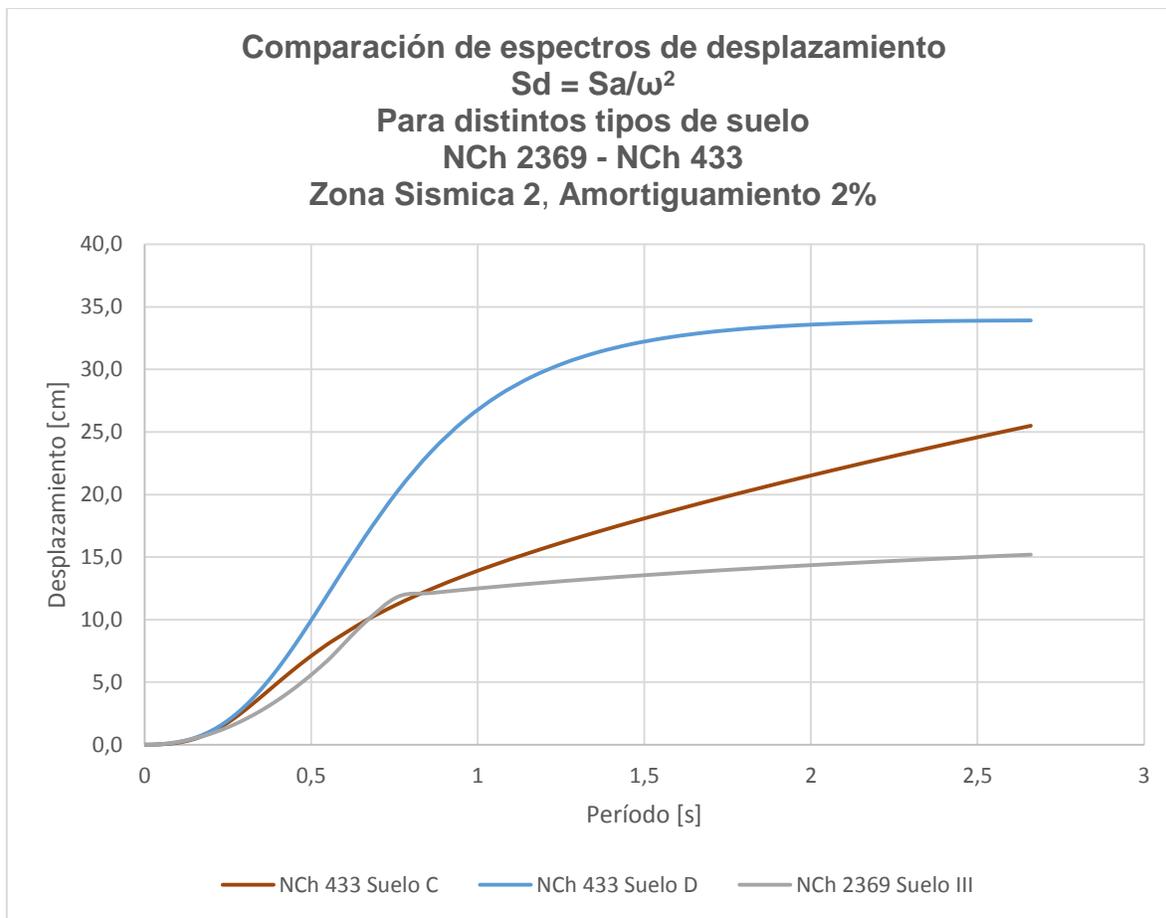


Figura VII-7: Comparación de espectros de desplazamiento entre NCh 433 y NCh 2369 para amortiguamiento del 2%.

Básicamente, los factores para R y el amortiguamiento amplifican o reducen los espectros de aceleraciones. Por lo tanto, al variar estos valores sólo se obtienen curvas de aceleraciones aumentadas o disminuidas a las presentadas en las Figuras VII-1 a VII-4.

Finalmente, se calcula un factor de comparación entre el desplazamiento según la NCh 2369 y la NCh 433 como $f = \frac{\text{Desplazamiento NCh 433}}{\text{Desplazamiento NCh 2369}}$ para cada tipo de suelo. Este factor indica que tanto mayor es el desplazamiento obtenido a partir del espectro de aceleraciones de la NCh 433 en comparación al de la NCh 2369.

7.1.4. Comparación de espectros de desplazamiento.

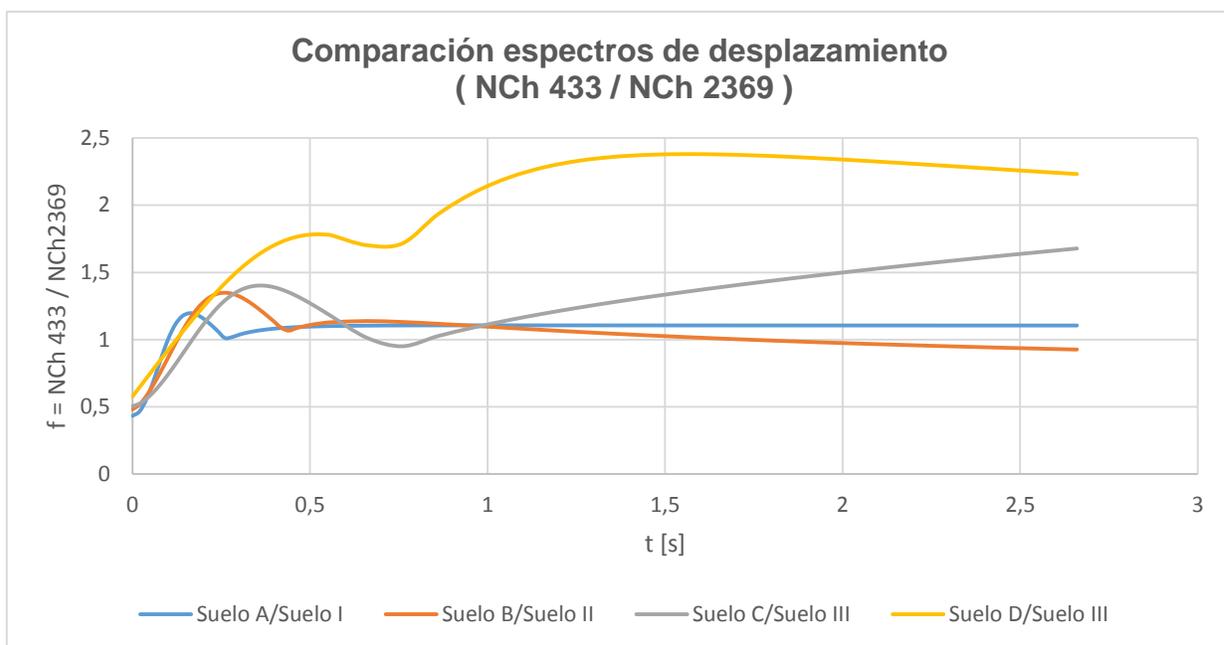


Figura VII-8: Factor de comparación entre la NCh 433 y NCh 2369 para desplazamientos en el mismo tipo de suelo.

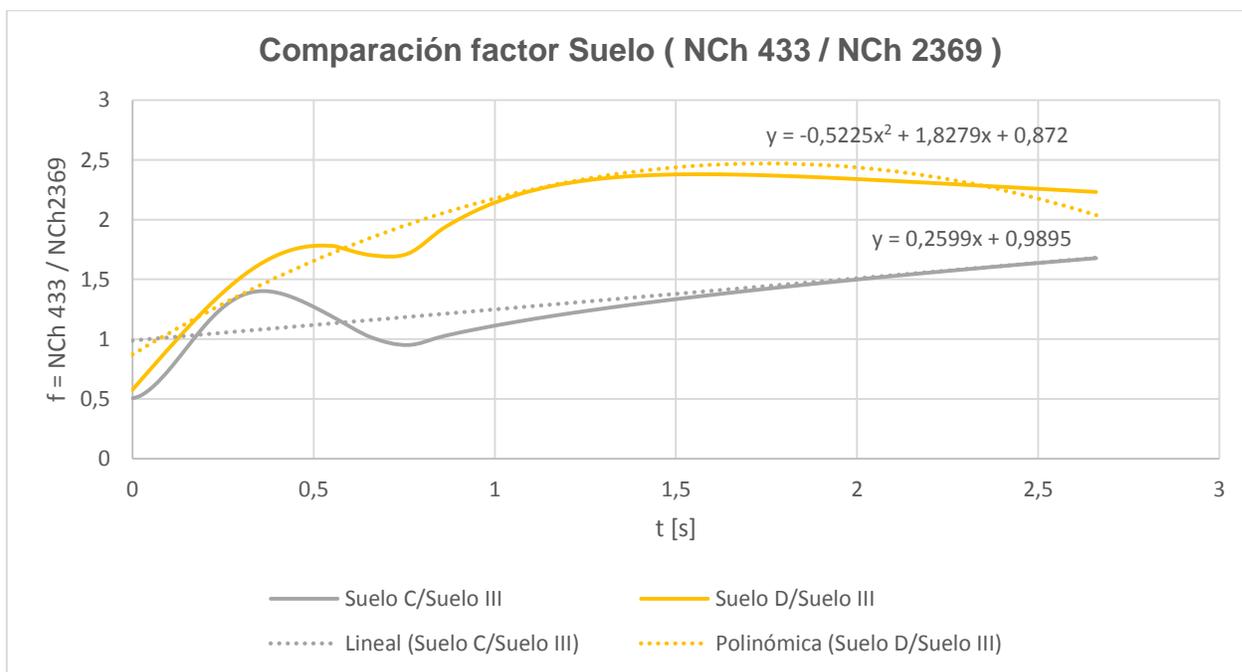


Figura VII-9: Líneas de tendencia para comparación de desplazamientos entre NCh 433 y NCh 2369 en suelo III vs Suelo C y D.

7.2. Comparación de espectros de diseño por tipo de suelo entre NCh 2369 Of.2003, NCh 433 Of 1996 Mod 2012 y NCh 2745 Of.2013.

El espectro de la en la norma de análisis de edificios con aislación sísmica NCh 2745 Of 2013 forma:

El espectro de diseño propuesto en la norma de análisis de edificios con aislación sísmica, NCh 2745 Of 2013, es un espectro de Newmark & Hall [Ref 19] cuya definición genérica se presenta en Figura VII-10 (ver Figura VII-11, Tabla 6).

El espectro base para el diseño de estructuras aisladas fue desarrollado para aceleraciones máximas del terreno de 0,4 g, 0,41 g, y 0,45 g para los suelos I, II y III, de NCh433 1996 respectivamente; velocidades máximas de 22 cm/s, 41 cm/s, y 57 cm/s, respectivamente; y desplazamientos máximos de 10 cm, 15 cm, y 17 cm, respectivamente. Estos desplazamientos de terreno fueron derivados asumiendo un factor de amplificación de desplazamiento igual a 2 que es consistente con el valor obtenido de los factores de amplificación promedio para los registros chilenos [Ref 20]. Este espectro debe ser modificado para el diseño de acuerdo a la Figura VII-11 con el factor Z de la tabla 5.

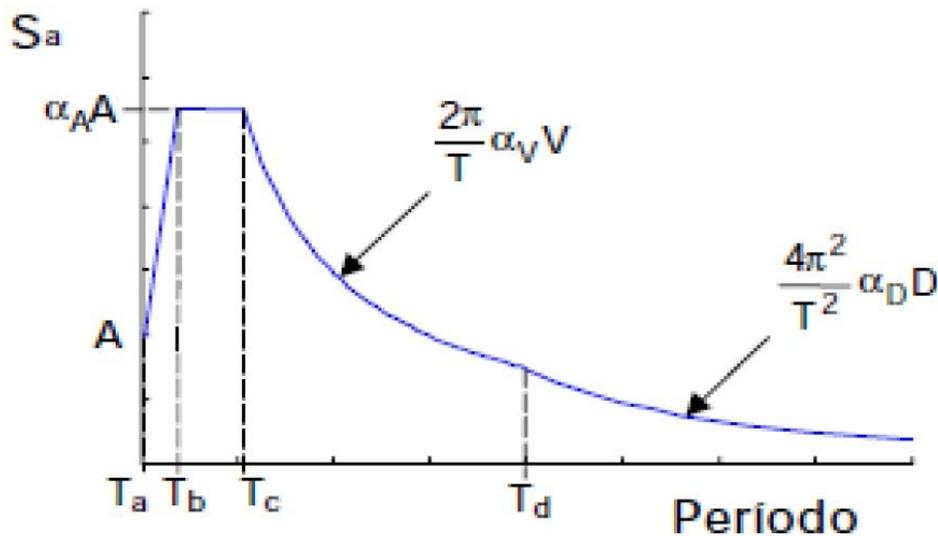


Figura VII-10: Espectro de aceleraciones NCh 2745.

Tabla 5 - Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433

Zona sísmica	Z
1	3/4
2	1
3	5/4

Tabla 6 - Definición del espectro de diseño, SDI

Suelo según NCh433	Suelo según NCh433:1996	T_a , s	T_b , s	T_c , s	T_d , s	T_e , s	T_f , s	$\alpha_A A$, cm/s ²	$\alpha_V V$, cm/s	$\alpha_D D$, cm
A	I	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1 085	50	20
B	II	0,03	0,20	0,54	2,00	10	33	1 100	94	30
C y D	III	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1 212	131	33

Para suelos tipo E y F (Tipo IV), se deberá desarrollar un espectro de sitio específico para el proyecto.

Figura VII-11: Tablas 5 y 6 NCh 2745 para zona sísmica y parámetros de suelo.

Esta norma considera un valor base de amortiguamiento del 5%. Por lo tanto para lograr la comparación a la 2369 se multiplica por el mismo factor que se utilizó anteriormente $(\frac{0,05}{\xi})^{0,4}$, donde ξ es el amortiguamiento.

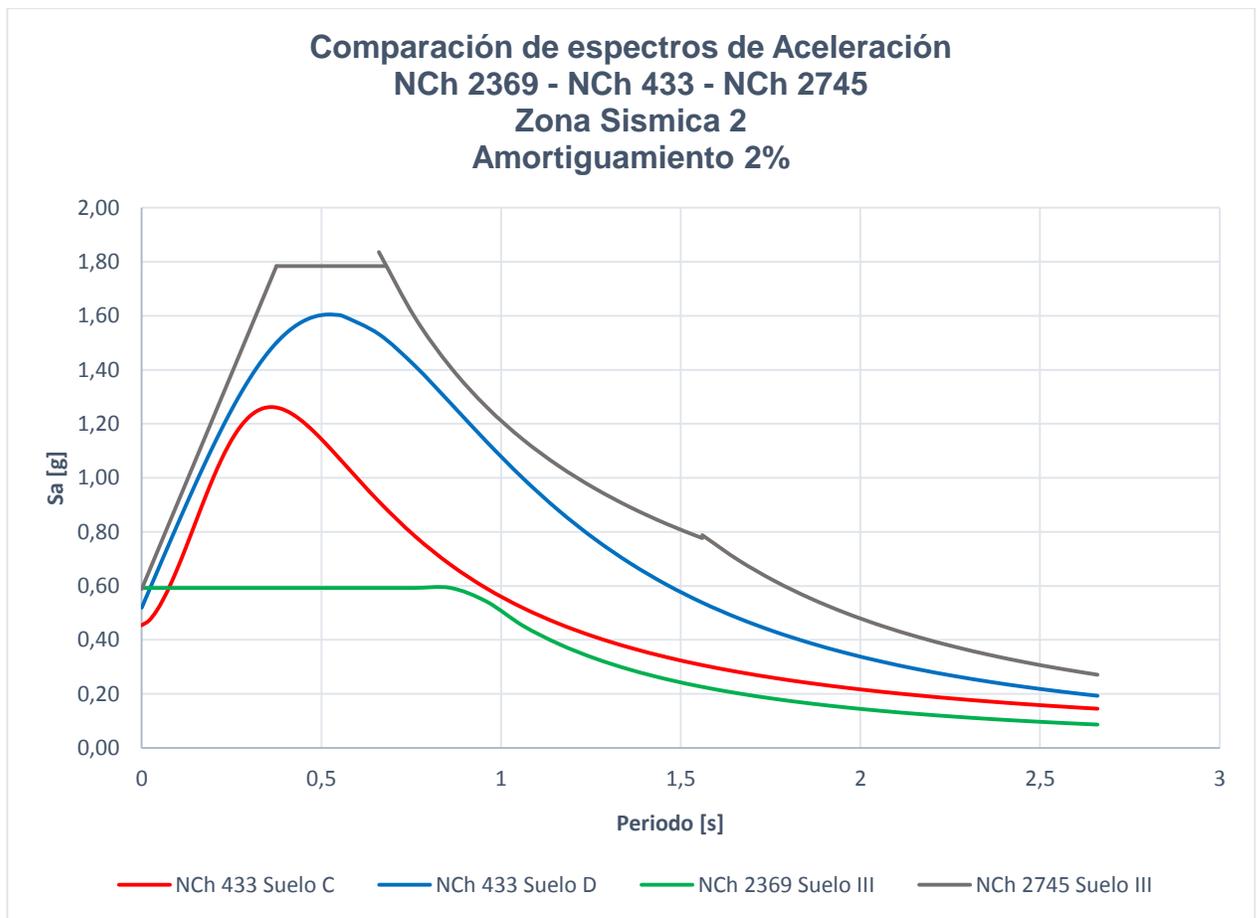


Figura VII-12: Comparación espectros de aceleración entre NCh 2369, NCh 433 y NCh 2745 para distintos tipos de suelo en zona 2, y con un 2% de amortiguamiento.

Luego, se calculan y comparan los espectros de desplazamiento entre la NCh 2369 y la NCh 2745.

El cálculo del espectro de desplazamiento de la NCh 2745 se elabora en 4 tramos, los mismos para el diseño del espectro de aceleraciones indicado en la Figura VII-, donde cada uno se multiplica por el factor $(T^2/4\pi^2)$ para obtener las curvas correspondientes.

7.2.1. Comparación de desplazamientos.

**Comparación de espectros de desplazamiento
Para distintos tipos de suelo
NCh 2369 - NCh 2745
Zona Sismica 2, Amortiguamiento 2%**

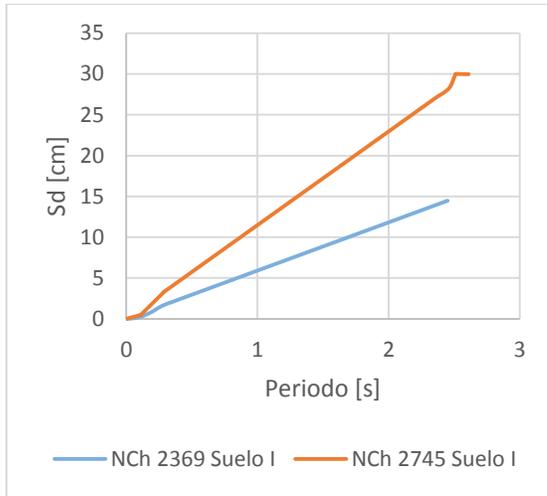


Figura VII-13: Espectros de desplazamiento para suelo I, NCh 2369 y NCh 2745.

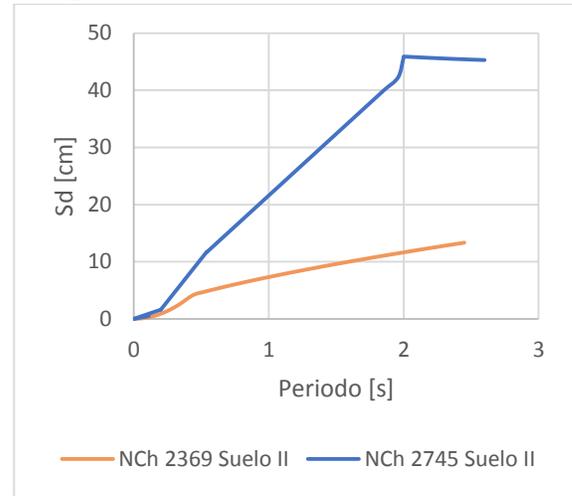


Figura VII-14: Espectros de desplazamiento para suelo II, NCh 2369 y NCh 2745.

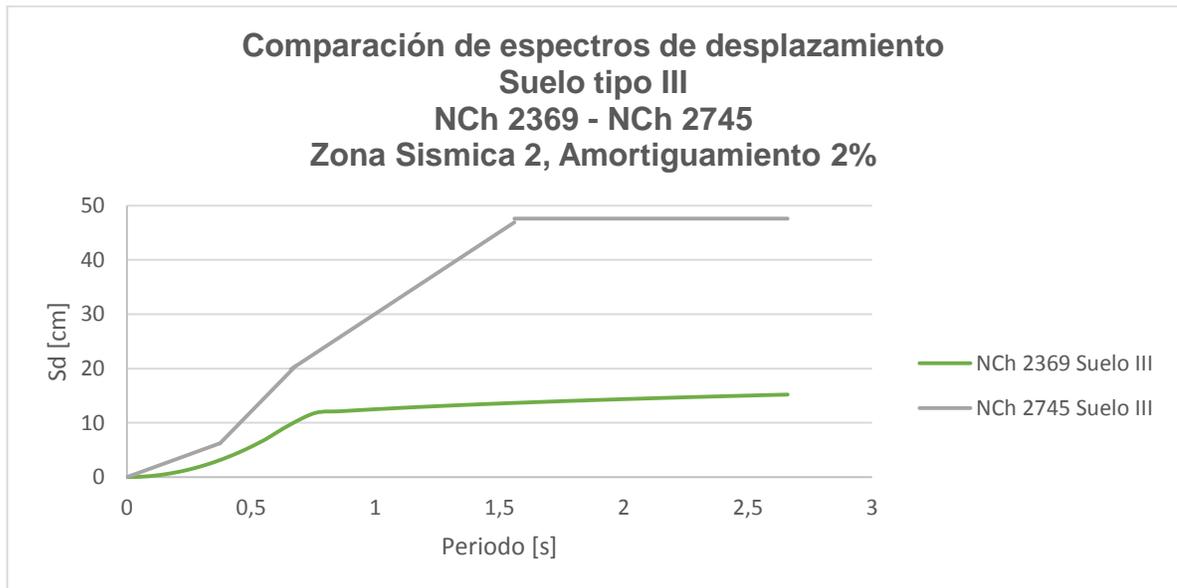


Figura VII-15: Espectros de desplazamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745.

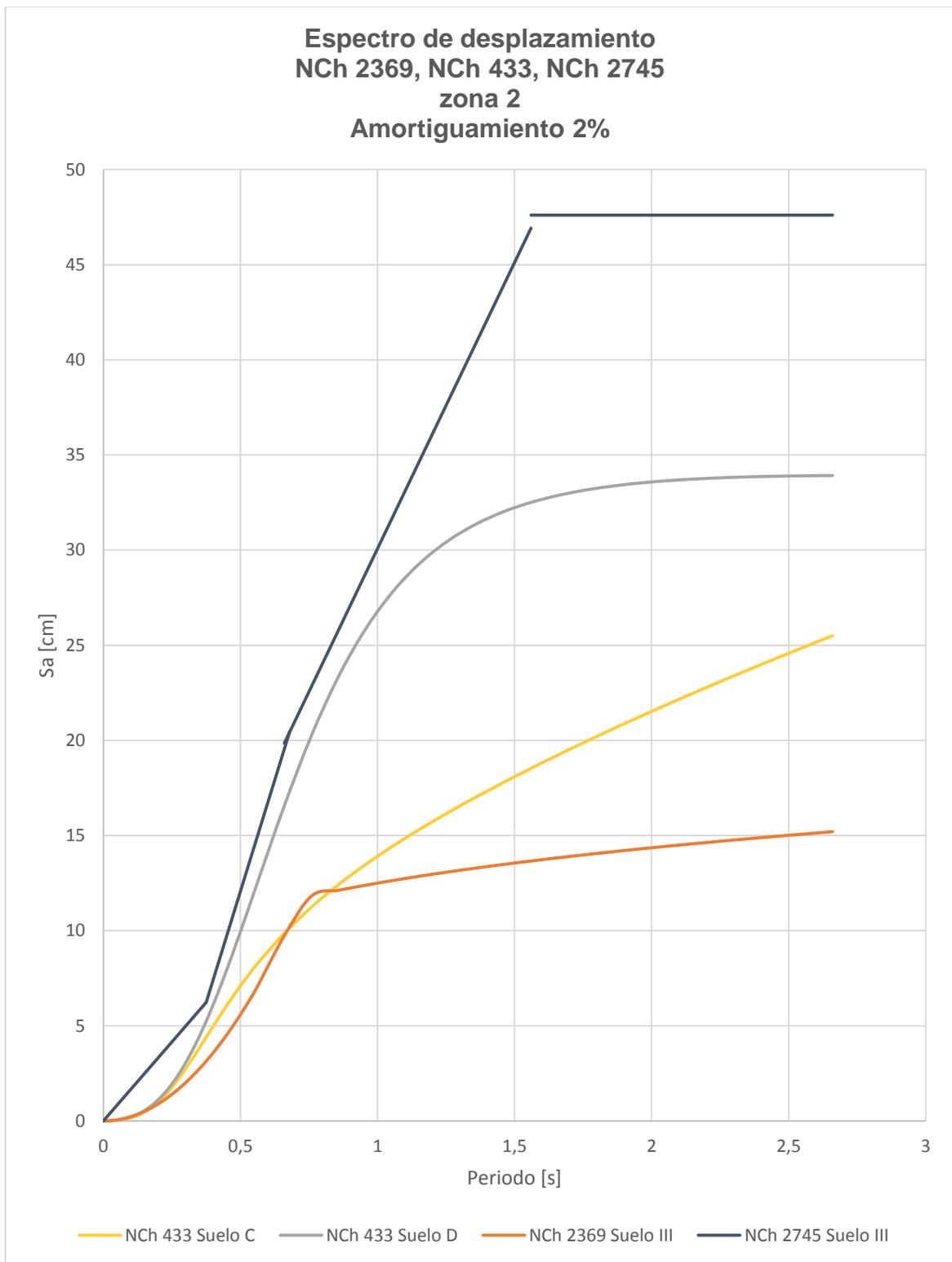


Figura VII-16: Espectros de desplazamiento con 2% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.

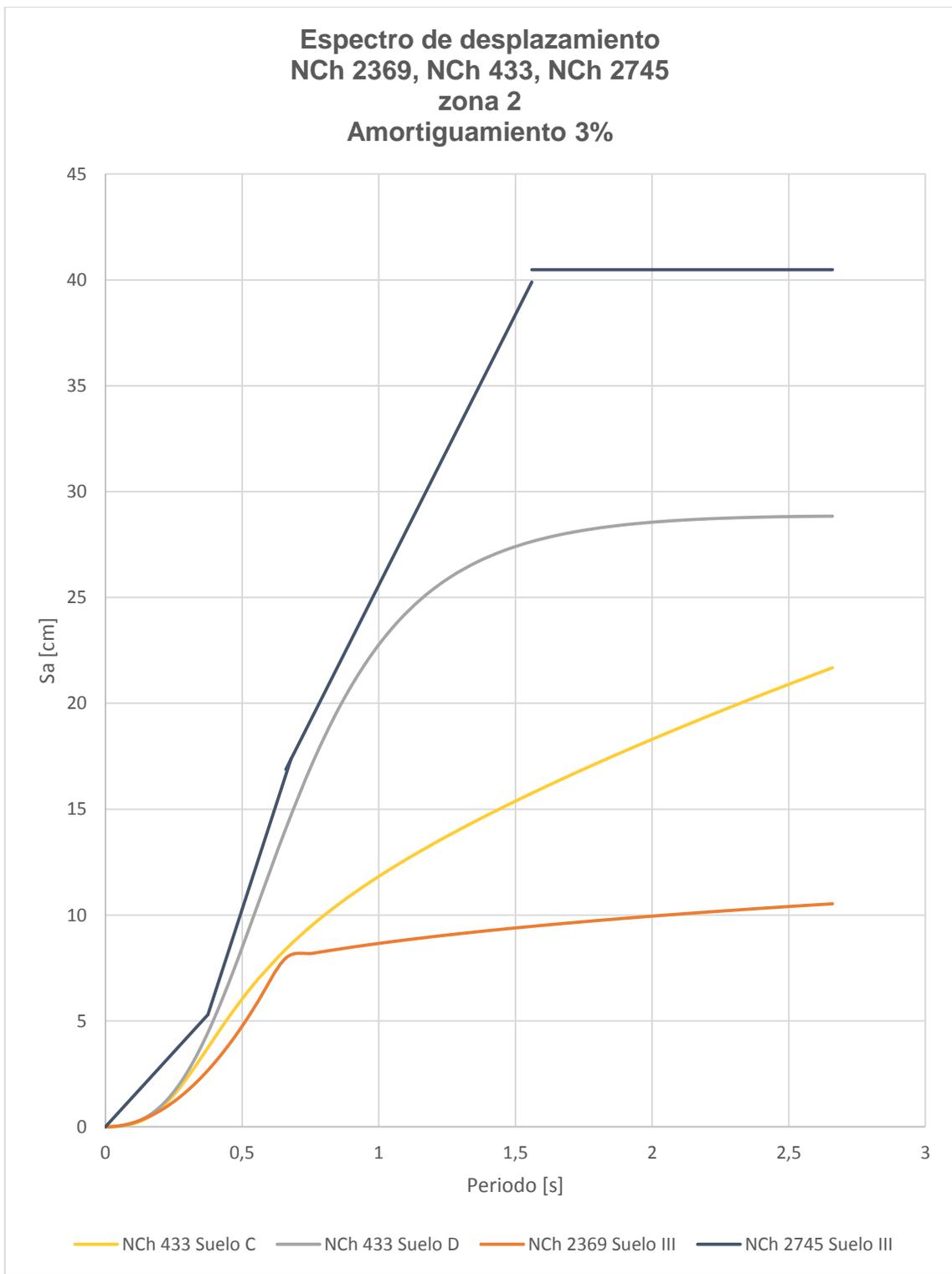


Figura VII-17: Espectros de desplazamiento con 3% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.

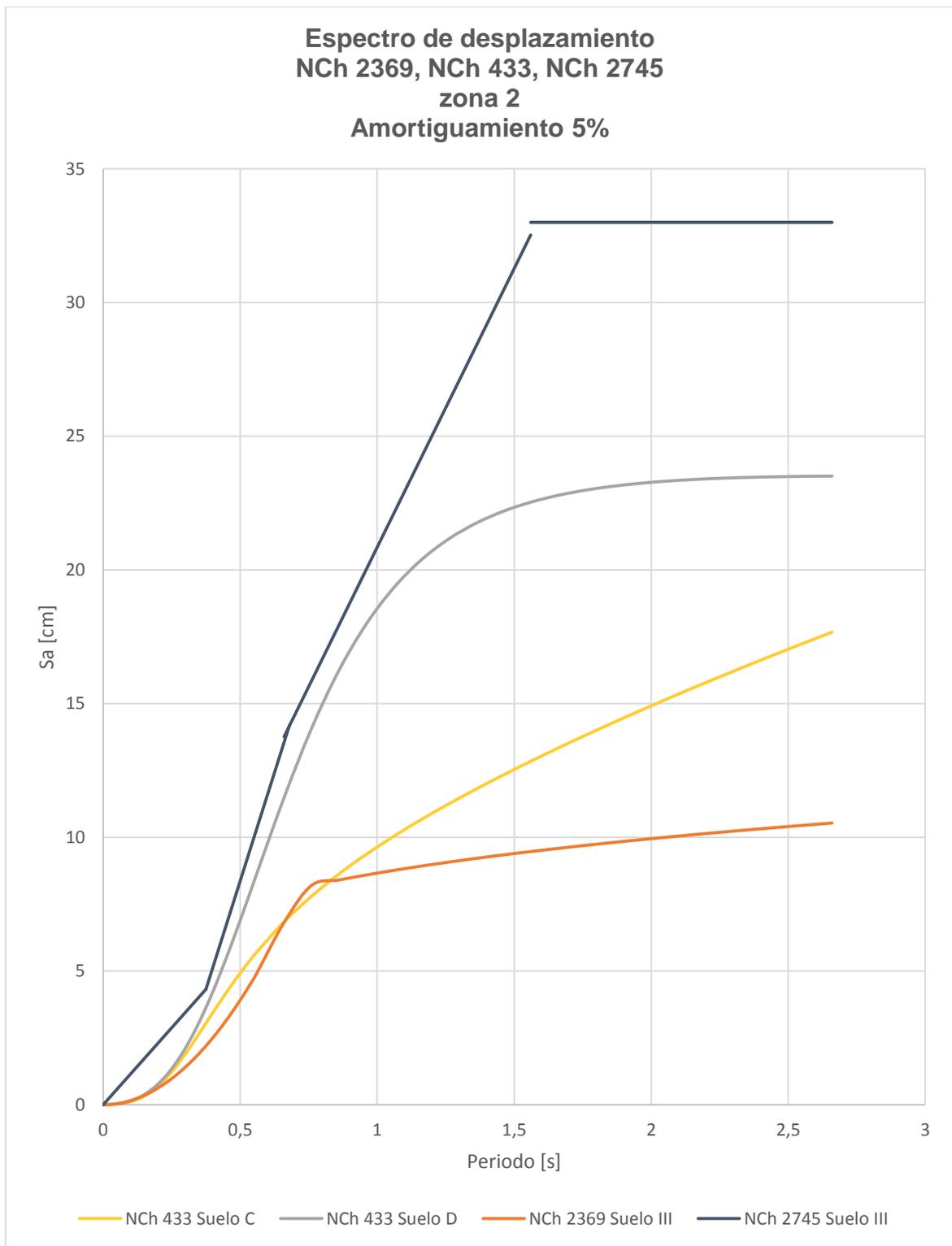


Figura VII-18: Espectros de desplazamiento con 5% de amortiguamiento para suelo III, NCh 2369 y NCh 2745 y suelo D y C según NCh 433.

Se expone un gráfico con un factor de comparación entre el desplazamiento según la NCh 2369 y la NCh 2745 como $f = \frac{\text{Desplazamiento NCh 2745}}{\text{Desplazamiento NCh 2369}}$ para cada tipo de suelo.

La comparación se hace a partir de períodos sobre 0,4 segundos, ya que para los períodos menores, al ser muy cercanos a 0, la división arroja valores poco razonables.

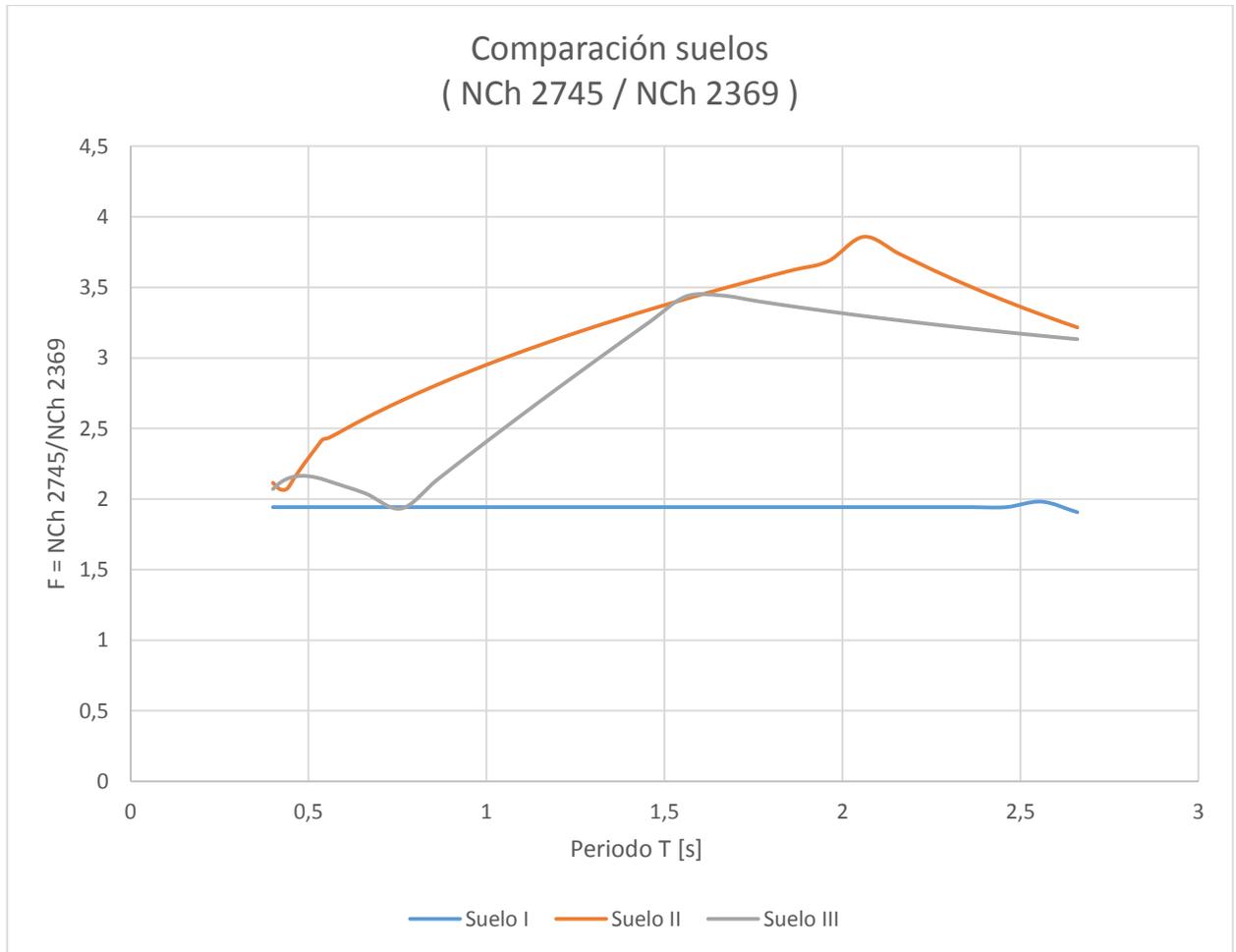


Figura VII-19: Factor de comparación entre la NCh 2745 y NCh 2369 para desplazamientos en el mismo tipo de suelo

Se analiza dos situaciones en zona sísmica 2 y suelo tipo III.

1. Estructura de pilares en voladizo.
 - a. Períodos de 0,7 [s] y 1,1 [s] agrietado.
 - b. $R = 3$, $\xi = 2\%$ y $\xi = 3\%$.

Tabla VII-4: Comparación de deformaciones. Estructura pilares en voladizo.

	NCh 2369 Suelo III		NCh 433 suelo D		NCh2745 Suelo III	
	Deformación [cm]		Deformación [cm]		Deformación [cm]	
T [s]	$\xi=2\%$	$\xi=3\%$	$\xi=2\%$	$\xi=3\%$	$\xi=2\%$	$\xi=3\%$
0,7	11,0	9,3	18,6	15,4	21,1	17,9
1,1	12,7	10,8	30,0	24,3	33,1	28,1

2. Estructura de marcos.
 - a. Períodos de 0,4 [s] y 0,6 [s] agrietado.
 - b. $R = 5$ y $\xi = 3\%$.

Tabla VII-5: Comparación de deformaciones. Estructura de marcos.

	NCh 2369 Suelo III	NCh 433 suelo D	NCh2745 Suelo III
	Deformación [cm]	Deformación [cm]	Deformación [cm]
T [s]	$\xi=3\%$	$\xi=3\%$	$\xi=3\%$
0,4	3,0	5,2	6,3
0,6	6,8	12,0	14,2

CAPÍTULO VIII : COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

8.1. Comentarios generales

Las estructuras sísmicas compuestas por elementos prefabricados de hormigón una vez conectadas, no difieren físicamente de las estructuras de similar estructuración construidas monolíticas mientras las conexiones funcionen y no fallen. Para que esto suceda se debe cumplir que se mantenga la integridad estructural de forma que las conexiones soporten deformaciones y no se desprendan las piezas con un diseño fuerte de la conexión entre las piezas sismo resistentes (que las piezas sigan unidas incluso en el caso que la estructura falle).

Las estructuras en base a marcos o pilares libres empotrados en la base tienen menos elementos estructurales resistentes y menos estructuras secundarias por lo que el amortiguamiento propio de los edificios industriales es inferior.

Estas características hacen que las estructuras definidas como flexibles respondan con deformaciones elevadas, especialmente si el sismo tiene un mayor contenido de frecuencias bajas, como es el caso del sismo del 27 F que se examina en este trabajo, y las estructuras están apoyadas en suelos blandos que amplifican estas frecuencias.

8.2. Comentarios a NCh 2369.

En la región metropolitana los daños observados en las edificaciones industriales construidas con prefabricados de hormigón fueron consecuencia de las mayores deformaciones registradas en las estructuras emplazadas en suelos blandos. En los suelos compactos no se observaron daños en las estructuras prefabricadas.

En los suelos blandos se observó daños severos en las estructuras flexibles, de periodos superiores a 0,4 segundos y en aumento con periodos en torno a 1 segundo.

Lo anterior debido a que las características del movimiento sísmico fueron de periodo mayor que lo habitual por que el foco fue lejano (más de 300 kilómetros) y a que los suelos blandos tienen una oscilación propia del mismo orden que el periodo de las estructuras flexibles, produciéndose un efecto de resonancia, que aumenta el efecto de la oscilación en la superficie en torno a 3 veces las oscilaciones de los suelos compactos [Ref 11].

Nota: De los estudios realizado por el Departamento de Geofísica de la U. de Chile [Ref 10], se indica que en la estación CRS Maipú, se obtuvo aceleraciones máximas de 0,56 [g] lo que representa casi esfuerzos tres veces mayores que los indicados en la norma NCh 2369 of 2003.

Para tipos de suelos flexibles, con los parámetros de la norma NCh 2369 resultan deformaciones máximas muy por debajo de las deformaciones registradas en las obras estudiadas. **Se determinar que las estructuras registraron deformaciones 3 veces mayores que las obtenidas del cálculo a partir de la norma NCh 2369.** Esto, considerando los parámetros de deformación por el módulo de Young significa esfuerzos 3 veces más grandes sobre los elementos.

Deformaciones cercanas a las observadas se obtienen con la aplicación de los parámetros entregados por la NCh 433 para suelo D o aplicando el espectro de la norma NCh 2745.

En cuanto a los elementos y conexiones:

Pilares

En general no se observaron daños en las columnas.

Bajo la condición $K L / r < 100$ de la norma NCh2369 para pilares en voladizo del punto 9.3 las columnas mostraron un buen desempeño.

Arriostamientos de techo

Se cuestiona la obligatoriedad normativa del uso de arriostamientos capaces de trabajar tanto en tracción como en compresión, pues esta condición obliga a un elemento de mayor sección para controlar el pandeo. El cable se ha mostrado como un elemento eficaz para disipar la energía sísmica y reducir las deformaciones transversales de las vigas de techo.

Se debe analizar nuevamente las prescripciones normativas en cuanto a los sistemas de arriostamiento y sus requisitos de esbeltez, y especialmente de anclajes a las estructuras de techo.

Es posible que sea necesario generar un capítulo más detallado de estructuras prefabricadas de hormigón en el que se incluya requerimientos y recomendaciones para el diseño de las conexiones.

8.3. Conclusiones sobre comportamiento estructural.

Se concluye que es importante un diseño por integridad de manera que la estructura sea capaz de aceptar deformaciones para sismos incluso más severos que los de la norma manteniendo sus partes conectadas, aun cuando resulte con daños importantes y debiera ser demolida.

Los diseños de estructuras por fuerzas funcionaron bien y los daños fueron consecuencia de las deformaciones excesivas, en donde el comportamiento de las conexiones discontinuas fue muy insatisfactorio para estructuras flexibles ubicadas en suelos blandos ya que no fueron capaces de funcionar para las deformaciones reales que se produjeron, con el resultado de piezas caídas que pudieron causar víctimas fatales.

Las conexiones articuladas fijadas con barras o pasadores, no estaban adecuadamente preparadas para las deformaciones excesivas producidas por el sismo, a diferencia de las conexiones continuas de hormigón armado.

Salvo algunas excepciones en pilares, en donde se observó un daño incipiente en la base, fisuras y desprendimiento del recubrimiento, todas las fallas de los proyectos con daños corresponden a conexiones entre elementos estructurales que no sufrieron daños.

Por lo tanto, en todos los casos, no se cumplió el principio básico de integridad de las estructuras prefabricadas en que se establece que deben fallar las piezas antes que las conexiones.

Resumiendo para cada familia de casos:

Conexión columna a fundación

- 0 % de falla. Se observan agrietamientos leves en la base de los pilares que indican que el pilar estuvo cerca de su capacidad sin falla en la conexión.

Conexión pilar – viga.

- Conexiones secas muestran fallas, en ellas hay que controlar las deformaciones de mejor manera.
- Conexiones húmedas en las que se observa un buen manejo de los nudos registran un comportamiento estructural adecuado

Vigas de entre piso y columnas

- Daño por movimiento principalmente en suelos malos
- Agrietamientos severos en la unión

Viga techo y columna

- Cabeza llena conexión seca sin daños
- Unión sólo a un ala la destruye en muchos casos
- Falla del anclaje de barras en nudos hormigonados en sitio.

Viga principal con viga secundaria:

- Colapsos locales de piezas inestables lateralmente.

Esta situación se agrava cuando están apoyados sobre otros elementos que aumentan el movimiento, como el caso de apoyos sobre vigas de luces importantes.

Costanera de cubierta con viga de techo

- Dallas con pines en obra con mayores daños

Vigas de borde

- Sin paneles prefabricados sólo daños en la conexión, sin caída.
- Cuando debían soportar paneles de gran peso (panel prefabricado de hormigón, panel no estructural) la conexión falló en gran medida, se destruyó y/o cayó la viga completa.
- No sirve como elemento para soportar grandes cargas

Paneles de fachada

Se consideran como masas sujetas a la estructura que no necesariamente se calculan para solidarizar con el movimiento de la estructura.

- Paneles de fachada horizontales conectados a columnas lograron un comportamiento más solidario con la estructura.
- Paneles de fachada verticales conectados a vigas (por arriba y/o por abajo) se desprendieron con mayor facilidad
- Apertura del dispositivo de sujeción
- Paneles de fachada cayeron cambiando el periodo calculado para la estructura.

Arriostramientos en X de acero:

- Arrancamiento del anclaje de la placa del hormigón de la viga.
- Falla de soldadura entre la placa de anclaje y el perfil de arriostramiento.

Arriostramientos en V hormigón:

- Arrancamiento del anclaje de las barras del arriostramiento en el nudo de conexión.

8.3.1. Causas:

Los daños observados correspondieron a alguna de las siguientes causas:

- Intervención no integrada de diferentes profesionales o empresas en el diseño y la construcción.
- Falta de detalles de las conexiones en los planos.
- Choque entre estructuras vecinas por insuficiente separación entre ellas.
- Intervención de elementos no considerados en la estructura principal y que modificaron el comportamiento de la misma, difiriendo del modelo de cálculo.
Elementos como:
 - a) Paneles de hormigón.
 - b) Divisiones interiores.
 - c) Estanterías.
 - d) Materiales apilados contra la estructura.
- No se han considerado correctamente las deformaciones debidas al sismo, en especial en los terrenos blandos y estructuras flexibles.
- Diseño incorrecto de las conexiones:
 - Falta de detalles en los planos y especificaciones.
 - Incorrecta previsión de las deformaciones en nudos diseñados como articulados.
 - Anclajes en nudos hormigonados.
 - Grouting de barras pasadores.
- Mala ejecución de las conexiones y deficiencia o inexistencia de la inspección.

8.3.2. Correcciones propuestas:

En el diseño:

- I. Establecer claramente las responsabilidades del ingeniero estructural y de otros ingenieros que pueden participar en el diseño de partes de la obra (ver ACI 318 – 14).
- II. Corregir el cálculo de las deformaciones esperadas, considerando un margen o coeficiente de seguridad adicional por la posibilidad de sismos mayores al de cálculo según la norma.
- III. Corregir la clasificación de las conexiones y sus componentes, y establecer requisitos de diseño, fabricación, colocación o construcción e inspección.
Se propone incorporar un requisito de separación entre pilar y viga de $1,5\% \times 3/2$ del ancho del pilar.
- IV. Revisar y mejorar los requisitos que deben cumplir los elementos que se apoyan y no están considerados en la estructura.
- V. Incorporar reglas de integridad estructural.
- VI. Revisar la adopción de los requisitos establecidos en ACI 318 – 2014.

En la construcción:

- VII. Protocolos de ejecución que consideren la aprobación del ingeniero estructural durante la obra.
- VIII. Establecer los requisitos de la inspección.

BIBLIOGRAFÍA

1. Departamento de Ingeniería civil de la FCFM de la U de Chile, Varios autores. Junio 2012. Mw = 8.8, Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010.
2. Ingenieros José Restrepo, Mario Rodríguez, Vladimir Urzúa y Magno Mery. Análisis realizados para diversas obras Post Terremoto. “Estudio del comportamiento de las estructuras prefabricadas en el terremoto del 27 de febrero de 2010”. Septiembre 2010.
3. Instituto Chileno del Cemento. Análisis del comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón para el terremoto del 27 F.
4. Israel Sebastián Garrido Rojas, memoria para optar al título de ingeniero civil. Estudio de daños en estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado a consecuencia del terremoto del 27 de febrero del 2010.
5. Inspecciones Post Terremoto realizadas por los ingenieros David Campusano B, Carl Lüders, Juan Carlos Canales y Jaime Rojas.
6. INN, 2003, NCh2369.Of2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
7. INN, 1996, NCh433.Of1996 MOD 2009, “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
8. INN, 2013, NCh2745.Of2013, “Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
9. Sergio Barrientos, Servicio sismológico Universidad de Chile, Mayo 2010. Informe Técnico terremoto cauquenes 27 febrero 2010.

10. R. Boroschek, P. Soto, R. Leon, Octubre 2010. Informe RENADIC 10/05 rev2, Registros del terremoto del Maule Mw = 8,8 27 de Febrero de 2010.
11. Mauricio Sarrazin, Marzo 2012. Informe diseño sísmico, luego del terremoto del 27-02-2010, Bodega condominio Los Libertadores – Colina.
12. Maximiliano Astroza I., Francisco Cabezas M., María Ofelia Moroni Y, Leonardo Massone S., Sergio Ruiz T., Elizabeth Parra, Felipe Cordero O., Anna Mottadelli S. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, 2010. Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de Febrero de 2010.
13. Yuan Yu Hsieh, Teoría elemental de estructuras.
14. Sergio Ruiz, Raúl Madariaga, Maximiliano Astroza, Rodolfo Saragoni, María Liencieri, Christophe Vigny, Jaime Campos, 2012. Short-Period Rupture Process of the 2010 Mw 8.8 Maule Earthquake in Chile.
15. Anil K. Chopra, Dynamics of Structures
16. Technology Development Division of the Building and Construction Authority, Singapore, May 2001. Structural Precast Concrete Handbook 2nd Edition
17. PCI Prestressed Concrete Institute, 1973. Manual on design of connections for precast prestressed concrete.
18. European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen, Paolo Negro and Giandomenico Toniolo, 2012. Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions
19. Newmark, N. M. and Hall, W. J., 1982, Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
20. Riddell, R., 1995, Inelastic Design Spectra Accounting for Soil Conditions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, p.p. 1491-1510.

ANEXO A: RESPALDO FOTOGRÁFICO

Caso 1



Daño en columna.



Caída de arriostramientos de techo.



Colapso de viga de techo.

Paneles prefabricados en el suelo.

Caso 2



Arriostramientos de techo dañados y colapsados.



Desplazamiento en consola para conexión pilar – viga.



Fisuración en la base del pilar

Caso 3



Daños en la conexión pilar – viga



Vigas dintel en el suelo



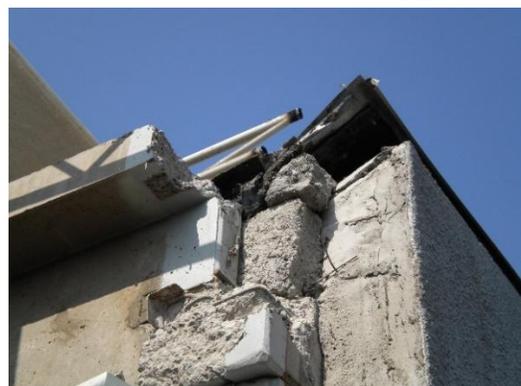
Paneles caídos



Daño en la unión entre el pilar y el muro



Daños en la conexión pilar – viga



Caso 4



Daños en conexión húmeda pilar - viga



Fisuración de pilar en la parte superior

Caso 5



Colapso de viga de techo.



Daños leves en paneles de fachada

Caso 6



Daños en muros sismo resistentes construidos en sitio



Daños conexión pilar – viga de entrepisos.



Fisuración en pilar



Albañilerías no estructurales colapsadas

Caso 7



Colapso de las costaneras (Dallas) en el Galpón de 2100 m².



Fisura de corte en pilar de Galpón de 2100 m².



Desprendimiento de paneles de cerramiento

Caso 8



Paneles desprendidos y caídos.

Caso 9



Colapso de dallas.



Daño en la unión de costaneras (dallas) a vigas.



Desplome en el panel de cerramiento.

Caso 10



Destrucción de la conexión viga – pilar.

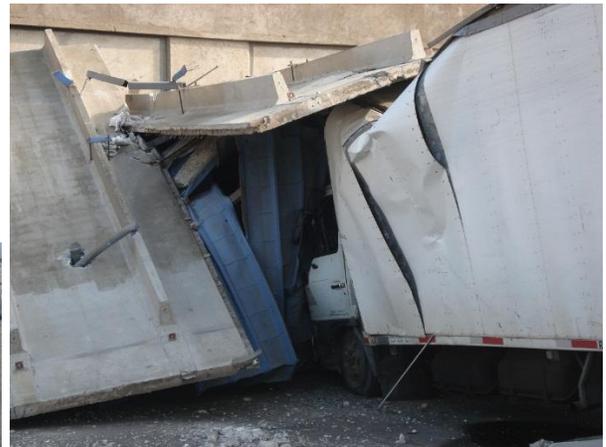


Daños en cerramiento exterior y destrucción de tabiquerías interiores.

Caso 11



Vista interior, desprendimiento de paneles de fachada



Colapso de paneles verticales de fachada.



Colapso en la base del pilar.



Daños en las conexiones de la viga al pilar.



Colapso de losetas prefabricadas.

Caso 12



Caída de vigas, destrucción de conexión al pilar. Colapso de conexión entre vigas.



Colapso de paneles de cierre.

Caso 13



Arriostamientos verticales de hormigón sin daños.



Desprendimiento de arriostamientos de techo de acero en la conexión a la viga



Daño en el pilar por golpes con la estructura.

Caso 14



Losas prefabricadas colapsadas.



Colapso de losas prefabricadas, sobre losa despegada de la superficie causó que no trabajara como diafragma rígido.

Caso 15



Daño y colapso de paneles de cierre.



Daños severos en elementos no estructurales.



Daño por golpe entre muros y colapso de viga



Daños en conexión húmeda entre viga y pilar

Caso 16



Caida de vigas por falla en la conexión al pilar.



Detalle conexión pilar – columna mediante pasadores.



Pandeo y caída de arriostramientos de techo.

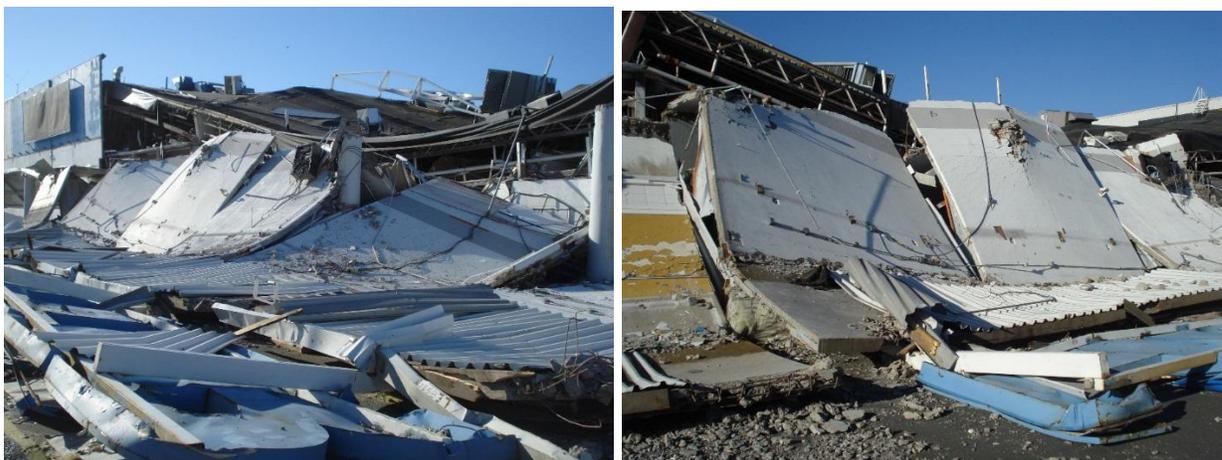


Desplome de vigas de techo arrastraron a costaneras.



Destrucción de apoyo en consola de viga a pilar.

Caso 17



Colapso de paneles verticales de fachada.