



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

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN
LA REVISIÓN DEL CAPÍTULO 9.2 y 9.3 DE LA NORMA NCH 2369 Of.2003
EN EL DISEÑO DE NAVES INDUSTRIALES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL

DANIELA CAMILA ARELLANO ANTIGUAY

PROFESOR GUÍA:

DAVID CAMPUSANO BROWN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

MAGNO MERY GUTIÉRREZ

SANTIAGO DE CHILE

2018

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE: Ingeniero Civil con mención
en Estructuras, Construcción y Geotécnica
POR: Daniela Camila Arellano Antiguay
FECHA: Marzo 2018
PROFESOR GUÍA: David Campusano Brown

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LAS MODIFICACIONES PROPUESTAS EN LA REVISIÓN DEL CAPÍTULO 9.2 y 9.3 DE LA NORMA NCH 2369 OF.2003 EN EL DISEÑO DE NAVES INDUSTRIALES

En el periodo 2015 – 2016, a raíz de un convenio del Ministerio de la Vivienda y Urbanismo MINVU y el Instituto de la Construcción IC, se realizó una revisión de la norma NCh 2369. Of. 2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.” Los textos finales propuestos aún se deben someter al proceso de validación del Instituto Nacional de Normalización INN. La siguiente memoria aborda las modificaciones en el Capítulo 9: Disposiciones especiales para estructuras de hormigón.

El objetivo del Trabajo de Título es verificar con ejemplos y una comparación teórica, la aplicación de los nuevos requisitos en estructuras industriales típicas construidas con prefabricados de hormigón, como se resuelven los problemas observados durante el sismo del 27 F, y en algunos casos si los límites para las nuevas deformaciones son posibles de cumplir en la práctica. Se incluirán en el estudio las naves estructuradas con sistemas de: Pilares en voladizo y Pilares con vigas que forman marcos de momento. También se incluirán los sistemas de arriostramiento y los paneles de cerramiento exterior y de divisiones interiores.

Con las modificaciones propuestas los resultados más importantes obtenidos consisten en que las estructuras tipo pilar en voladizo con estructura de techo de acero (estructuras mixtas) y sólo algunas estructuras livianas de hormigón prefabricado, podrán construirse en suelo tipo II y III. Mientras que, en el caso de estructuras tipo marco rígido fundadas sobre suelos tipo II y III, se obtiene un aumento de la deformación considerable de casi el doble.

La conclusión principal es que las estructuras tipo marco rígido serán preferidas en la práctica por sobre las de tipo pilar en voladizo. Además, se propone un amortiguamiento unificado para ambos tipos de estructuras de 3% y un nuevo límite sobre la cantidad de momento traspasado en la cabeza de los pilares para poder diferenciar cuantitativamente las estructuras tipo marco rígido de las pilar en voladizo. Se deja planteado que es necesario realizar un nuevo análisis en los límites de deformación ahora que las deformaciones calculadas son más cercanas a las deformaciones reales de las estructuras.

*Quiero dedicarles este trabajo a mis
padres Liliana y Remigio, hermanos
Claudia y Sebastián por su continuo
apoyo y fe en mí a lo largo de toda mi
carrera universitaria.*

AGRADECIMIENTOS

Para mí esta memoria significa mucho más que mi trabajo para alcanzar el título de Ingeniero Civil. Significa un cierre de ciclo, un cierre de una de las etapas más importantes, difíciles y bonitas de mi vida, por esta razón he querido dejar plasmado mi gratitud a cada una de las personas que de una u otra forma aportó en mi vida.

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia; a mis padres Remigio y Liliana, a mis hermanos Claudia y Sebastián, a mis otras dos mamás y abuelas mi mami Mary (María) y mi mami Maty (Matilde) y en especial a mi tata (Víctor) quien nos acompaña siempre en espíritu. Todos ellos son las personas más importantes en mi vida y que han estado siempre para mí, me han dado lo mejor de ellos mismos, su cariño incondicional, su ayuda, su dedicación, su tiempo para escucharme y mucho más. Muchas gracias por todo.

Quiero agradecer a mis mejores amigas; Milly (Camila), Muriel, Mai (Magdalena) y Coni (Constanza), a quienes conocí durante nuestro paso por el colegio. Nunca había conocido otras personas que se entendieran y la pasaran tan bien como nosotras. Tengo incontables y gratos recuerdos con ellas, nuestros cambios de personalidad, la historia que escribimos en conjunto de “Meridia y la Resistencia” una de las historias más inconsistentes, absurda y por sobre todo chistosa que jamás verá la luz del día, el comic otra historia muy divertida cuyos personajes principales no se basan en nosotras (cualquier relación o alcance de nombres es sólo coincidencia), nuestros periodos de gimnastas, de cheerleader, cantantes, nuestra obra de teatro de artes sobre cómo se hizo la mona lisa y así podría seguir hablando páginas y páginas de nuestras locuras juntas. Gracias por su amistad y cariño niñas lindas.

Dentro de mis agradecimientos no podían faltar mi grupo de amigos de carrera; llamados de muchas formas, entre ellas: “Los monos con TI” o “Los de Cartón”, con quienes pasamos por los altos y bajos de la especialidad, e hicieron más amena nuestra estancia en la universidad, mis amigos: El mákina (Carlos), El maestro splinter (Santiago), la carga unitaria (Pablo), el perro Pizza (Lucho), El abuelo (Diego), El rey de Talca (Gana), la Isi, zaboomafoo (Campos) y Javierao (Javier).

Por último, quiero agradecer a mis maestros de violín, el profesor Fernando Arévalo y Claudio Arévalo y a mi entrenadora de patinaje artístico Erika Blanco, quienes aportaron a mi desarrollo espiritual y físico durante todo este periodo.

Mi infinita gratitud por cada momento. Gracias a todos ellos soy quien soy hoy en día.

Gracias.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: Introducción y Generalidades	9
1.1. Introducción.....	9
1.1. Objetivos y Alcances	10
1.1.1. Objetivo General	10
1.1.2. Objetivo específico:.....	10
1.3. Metodología.....	11
1.4. Simbología.....	12
1.5. Formulario	13
CAPÍTULO 2: Análisis Comparativo de la Normativa Vigente y la Revisión de la Norma NCh2369 Of.2003	16
2.1. Comparación del capítulo 6.....	16
2.2. Comparación del capítulo 9.2.....	21
2.3. Comparación del capítulo 9.3.....	42
2.4. Tabla de resumen comparativo.....	51
2.5. Comparación de espectros de deformación de las normas NCh2369 vigente y NCh2745 vigente.....	56
CAPÍTULO 3: Análisis Comparativo Numérico con ejemplos reales y existentes	63
3.3. Ejemplo 1: Nave industrial 1	63
3.3.1. Ficha técnica.....	63
3.3.2. Deformaciones obtenidas	68
3.3.3. Arriostramientos.....	70
3.4. Ejemplo 2: Nave Industrial 2.....	73
3.4.1. Ficha técnica.....	73
3.4.2. Deformaciones máximas en cabezas de pilares	76
3.4.3. Arriostramientos.....	76
3.5. Ejemplo 3: Nave industrial 3	78
3.5.1. Ficha técnica.....	78
3.3.2. Deformaciones máximas en cabezas de pilares	83
3.3.3. Arriostramientos.....	83
3.4. Resumen	85
3.4.1. Deformaciones sísmicas máximas.....	85
3.4.2. Deformación de sistemas arriostantes no convencionales	88
CAPÍTULO 4: Análisis Comparativo Numérico mediante Sistemas parametrizados	89

4.1. Análisis según amortiguamiento exigido en la norma	89
4.2. Modificaciones de la norma propuestas	99
4.3. Pseudo-espectros de Deformaciones	105
CAPÍTULO 5: Análisis comparativo de sistemas arriostrantes con sistemas de estructuras parametrizadas	110
CAPÍTULO 6: Comentarios y Conclusiones	113
6.1. Modificaciones en el cálculo de las deformaciones.....	113
6.2. Modificaciones en el cálculo de sistemas de arriostramiento no convencionales	117
CAPÍTULO 7: Bibliografía	118
7.1. Bibliografía y Referencias	118
CAPÍTULO 8: Anexos	119
Anexo A: Método de cálculo de espectros NCh2369 Of.2003 y NCh2745.....	119
Anexo B: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 1	128
Anexo C: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 2	136
Anexo D: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 3	142
Anexo E: Desarrollo de cálculo de deformaciones de estructuras parametrizadas	147
Anexo F: Razón de momento en los extremos de pilares para estructuras parametrizadas	162

Tabla 1 – Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.3 de la norma NCh2369.....	17
Tabla 2 - Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.2 de la norma NCh2369.....	21
Tabla 3 – Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.3 de la norma NCh2369.....	42
Tabla 4– Resumen comparativo de capítulo 9.3 de la norma NCh2369.....	51
Tabla 5 – Características del ejemplo 1 necesarias para análisis sísmico.....	63
Tabla 6 – Características generales de la estructura ejemplo 1.....	63
Tabla 7 – Resultados de deformaciones del ejemplo 1 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.....	69
Tabla 8 – Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 1.....	70
Tabla 9 – Resultados de deformaciones de arriostramientos del ejemplo 1 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.....	72
Tabla 10– Características del ejemplo 2 necesarias para análisis sísmico.....	73
Tabla 11 – Características generales de la estructura ejemplo 2.....	73
Tabla 12 – Resultados de deformaciones del ejemplo 2 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.....	76
Tabla 13– Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 2.....	77
Tabla 14 – Características del ejemplo 3 necesarias para análisis sísmico.....	78

Tabla 15 – Características generales de la estructura ejemplo 3.	78
Tabla 16 – Resultados de deformaciones del ejemplo 3 calculadas a partir de norma vigente y su revisión, estructura tipo pilar en voladizo.	83
Tabla 17 – Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 3.	84
Tabla 18 – Periodos de estructuras pilar en voladizo en función de su altura.	97
Tabla 19 - Definición de los tipos de suelos de fundación, NCh2369 Of.2003.	120
Tabla 20 - Razones de Amortiguamiento (Fragmento), NCh2369 Of.2003.	121
Tabla 21 – Valores máximos del factor de modificación de la respuesta (Fragmento), NCh2369 Of.2003.	121
Tabla 22– Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento.	123
Tabla 23 – Propiedades Pilares.	128
Tabla 24 – Propiedades Viga Maestra.	128
Tabla 25 – Propiedades Viga Secundaria.	129
Tabla 26 – Propiedades de canalones.	129
Tabla 27 – Pesos unitarios de elementos, ejemplo 1.	129
Tabla 28 – Pesos totales y sísmicos del ejemplo 1.	130
Tabla 29 – Pesos de elementos estructurales, ejemplo 1.	130
Tabla 30. Cálculo de esbeltez para casos de marcos y pilares en voladizo.	131
Tabla 31. Periodos y rigideces asociadas a cada caso, ejemplo 1.	132
Tabla 32. Parámetros de suelos.	133
Tabla 33. Parámetros sísmicos.	133
Tabla 34 – Corte mínimo asociado al tipo de estructura.	133
Tabla 35 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 2%	133
Tabla 36 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%	134
Tabla 37 – Deformaciones Estructura compuesta de Marcos, amortiguamiento 2%	134
Tabla 38 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%	134
Tabla 39 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 5%	134
Tabla 40. Periodos de la estructura para secciones de pilares variables.	135
Tabla 41 – Sección de pilar mínima para el cumplimiento de límite de deformaciones utilizando la revisión de la norma caso marco rígido.	135
Tabla 42– Pesos totales y sísmicos, ejemplo 2.	137
Tabla 43. Períodos calculados por Franco Mancini.	138
Tabla 44. Deformaciones calculadas por Franco Mancini.	140
Tabla 45 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.	140
Tabla 46 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, ejemplo 2.	140
Tabla 47 – Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.	141
Tabla 48– Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.	141
Tabla 49 – Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 3%, ejemplo 2.	141
Tabla 50– Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 5%, ejemplo 2.	141
Tabla 51 – Pesos unitarios de ejemplo 3.	142
Tabla 52 – Pesos totales y sísmicos de ejemplo 3.	142

Tabla 53 – Propiedades de la sección del pilar.....	143
Tabla 54 – Esbelteces según altura condición del elemento.	144
Tabla 55 – Parámetros de suelos.	145
Tabla 56 – Parámetros sísmicos.	145
Tabla 57. Deformaciones máximas de la Estructura con pilares en voladizo.	146
Tabla 58 – Cálculo de esbeltez para distintas secciones transversales de los pilares.....	150
Tabla 59 – Cubicación por elementos de la estructura teórica caso 1.....	151
Tabla 60. Pesos totales y sísmicos de todos los pilares de la estructura.....	151
Tabla 61 – Cálculo de periodos fundamentales de pilares en voladizo de forma manual..	152
Tabla 62 – Periodos obtenidos mediante modelos computacionales.	152
Tabla 63 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 2%.	154
Tabla 64– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 3%.	155
Tabla 65 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 2%.	156
Tabla 66 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 3%.	156
Tabla 67 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 5%.	157
Tabla 68 - Períodos en función del ancho de pilares y tipo de estructura.	158
Tabla 69 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 2%.	159
Tabla 70 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 3%.	159
Tabla 71– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 2%.	160
Tabla 72– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 3%.	160
Tabla 73– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 5%.	161
Tabla 74 – Distribución de momento en pilares caso 1a (12x25 m de luz, estructuras pesadas) de estructuras parametrizadas.....	162
Tabla 75 – Distribución de momento en pilares caso 1b (12x25 m de luz, estructuras de fachadas livianas) de estructuras parametrizadas.	162
Tabla 76 – Distribución de momento en pilares caso 2a (15x30 m de luz, estructuras pesadas) de estructuras parametrizadas.....	163
Tabla 77 – Distribución de momento en pilares caso 2b (15x30 m de luz, estructuras de fachadas livianas) de estructuras parametrizadas.	163
Tabla 78 - Variación de periodo en función del traspaso de momento en las conexiones, caso 12 x25 m estructura pesada.	163
Tabla 79- Variación de periodo en función del traspaso de momento en las conexiones, caso 12 x25 m estructura con fachada liviana.	164

CAPÍTULO 1: Introducción y Generalidades

1.1. Introducción

El terremoto del 27 de febrero de 2010 puso a prueba las estructuras industriales estructuradas con pilares construidas por montaje, de las que había una cantidad importante en el área de gran intensidad del sismo.

Hubo daños importantes en algunas naves emplazadas en suelos blandos que mostró que las deformaciones calculadas con la norma actual eran inferiores a las observadas, especialmente en estos suelos, en que llegaban a ser 2 a 3 veces mayores a las calculadas.

Si bien la deformación excesiva se puede considerar, mayoritariamente, la causa de los daños, éstas provocaron en algunos casos fallas consecuenciales de conexiones que según la condición básica del diseño deben fallar después de los elementos estructurales sísmicos y que no alcanzaron la falla.

Los casos más importantes fueron en algunas naves la caída de vigas, de arriostramientos de perfiles de acero y de hormigón y paneles de cerramiento.

Debido a que el terremoto ocurrió a las 3:30 AM y en un día en que la mayoría de las instalaciones terminaban las vacaciones de febrero, estos colapsos significaron cuantiosos daños materiales, pero no afortunadamente víctimas fatales.

La revisión del capítulo 9 de estructuras de hormigón, y especialmente de los subcapítulos 9.2 y 9.3 de estructuras prefabricadas diseñadas y construidas como tipo marco rígido o pilares en voladizo, donde se intenta proponer modificaciones y nuevos requisitos que resuelvan los problemas observados.

En el presente Trabajo de Título se pretende verificar numéricamente, mediante análisis de estructuras típicas definidas paramétricamente y en algunos ejemplos de estructuras que sufrieron daños y otras proyectadas y construidas con posterioridad, la efectividad de las modificaciones propuestas en la revisión.

1.1. Objetivos y Alcances

1.1.1. Objetivo General

Aportar al diseño sísmico seguro de las estructuras industriales construidas por montaje de elementos prefabricados de hormigón armado, verificando con análisis estructural de estructuras típicas, teóricas y reales, la eficacia y factibilidad de las modificaciones propuestas al Capítulo 9 de la norma 2369 en la revisión recién desarrollada en convenio entre el Ministerio de la Vivienda y Urbanismo (MINVU) y el Instituto de la Construcción (IC).

1.1.2. Objetivo específico:

Analizar modelos estructurales de estructuras típicas generadas teóricamente y de dos ejemplos de estructuras que resultaron dañadas en el terremoto del 27 F de 2010, y de dos estructuras diseñadas con posterioridad, para comprobar numéricamente las modificaciones al diseño y los resultados de esfuerzos y deformaciones que resultan de la aplicación de los nuevos requisitos de la revisión propuesta.

Se analizará en cada estructura:

- La estructura principal de pilares y vigas.
- Los sistemas de arriostramientos de techo.
- Los cerramientos o divisiones interiores de paneles de hormigón.

1.3. Metodología

1. Estudio de la bibliografía. El fin de este punto es recopilar la mayor cantidad de información útil relacionada con el tema. Se investigan proyectos, se leen estudios sobre estructuras prefabricadas y se estudian las normas que son aludidas en este trabajo: NCh2369 Of. 2003 y NCh2745 Of. 2013.
2. Análisis comparativo del capítulo 9 de la actual NCh 2369 Of. 2003 y de la revisión efectuada en el convenio MINVU – IC. Se analizan y comparan en detalle los capítulos 6, 9.2 y 9.3, estos capítulos tienen las modificaciones con mayor incidencia en el tema de más relevante del presente trabajo; el cálculo de deformaciones de las estructuras prefabricadas. Además, se grafican y comparan los espectros de aceleración y deformaciones indicados en la norma vigente y su revisión.
3. Análisis numérico de las modificaciones en tres estructuras relativamente representativas de naves industriales tipo. Se seleccionan tres proyectos reales construidos en la actualidad que se consideren representativos para una gama de naves industriales, con distintas características y pesos propios, con el fin de comparar y analizar las deformaciones calculadas siguiendo ambas normativas.
4. Análisis numérico de las modificaciones en estructuras simples definidas paramétricamente. Primero se definen parámetros típicos utilizados en la construcción de naves industriales estructuradas por pilares y elementos prefabricados; dimensiones de luces, alturas de una cuadrícula y el tipo de material utilizado para las vigas arriostramientos, costaneras y fachadas, los cuales, definirán el peso de la estructura. Con las alturas definidas se puede establecer la sección mínima que deben tener estas estructuras calculando la esbeltez de los pilares, utilizando $\lambda < 100$, esta sección de pilares definirá la rigidez de la estructura y con esto el período. Así es que se calculan las deformaciones asociadas a las estructuras variando el ancho de la sección de los pilares y con esto, aumentando su rigidez y por ende, disminuyendo su periodo y deformaciones. Finalmente, se comparan y analizan los resultados.
5. Con los resultados obtenidos se establece una relación entre el tipo de estructura y su periodo, con esto, de forma transitiva se llega un espectro de deformación versus tipo de estructura. De este modo, para una altura dada se establece cuales serán las estructuras que cumplirán con las modificaciones propuestas para cada tipo de suelo y zona sísmica.

6. En paralelo, se calculan, analizan y comparan las deformaciones adicionales asociadas a una falla de una franja de pilares para arriostramientos no convencionales, específicamente arriostramientos con costaneras de hormigón sección omega.
7. Comentarios y Conclusiones finales.

1.4. Simbología

a	=	Ancho de un pilar de sección cuadrada
A	=	Área genérica
A_0	=	Aceleración efectiva
A_s	=	Área de acero
C	=	Coefficiente sísmico para la acción sísmica horizontal
$C_{m\acute{a}x}$	=	Valor máximo del coeficiente sísmico
$C_{m\acute{i}n}$	=	Valor mínimo del coeficiente sísmico
d	=	Ubicación de la armadura a tracción con respecto a la zona de máxima compresión en la sección transversal // Deformación máxima en la cabeza de pilares.
d_0	=	La deformación producto de cargas no sísmicas
d_d	=	La deformación debida a cargas sísmicas
E	=	Módulo de Young
F	=	Fuerza genérica
FS_s	=	Factor de seguridad del acero, se utiliza 0,6
f_{sy}	=	Tensión de fluencia del acero
g	=	Aceleración de gravedad
h	=	Altura total de la estructura o pilar
I	=	Coefficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla de una estructura o Equipo // Inercia
I_i	=	Inercia con respecto al eje i.
K	=	coeficiente de longitud de pandeo
k_i	=	Rigidez del elemento o estructura
l	=	Luz entre pilares
L	=	Largo del elemento
m	=	Masa
n	=	Parámetro que depende del tipo del suelo
P	=	Masa Sísmica total de la estructura
q	=	Masa sísmica por superficie de planta
Q_0	=	Esfuerzo de corte basal del edificio o estructura
$Q_{m\acute{a}x}$	=	Valor máximo del esfuerzo de corte basal
$Q_{m\acute{i}n}$	=	Valor mínimo del esfuerzo de corte basal
R	=	Factor de modificación de la respuesta estructural

r	=	Radio de Giro.
S_a	=	Aceleración espectral de diseño para acción sísmica horizontal
S_d	=	Deformación espectral de diseño para acción sísmica horizontal
S_e	=	Cuociente entre la resistencia nominal de la conexión y la resistencia del elemento conectado en el punto de conexión
S_{pr}	=	Resistencia probable
S_0	=	Factor modificador de deformaciones que depende del tipo de suelo.
T_i	=	Período de vibración del modo i de la estructura.
T'	=	Parámetro que depende del tipo de suelo.
η	=	Parámetro que depende de la posición y geometría de los arriostramientos de techo
θ	=	Ángulo medido en planta entre un arriostramiento en X y una viga
λ_i	=	Esbeltez en el eje i.
ξ	=	Razón de amortiguamiento
ω_i	=	Frecuencia del modo i de la estructura
ϕ	=	Factor de minoración normalmente equivale a 0,9
Δ	=	Deformación horizontal en la cabeza del pilar // La deformación final o total a considerar
Δ_{adm}	=	Deformación horizontal admisible
Δ_f	=	Deformación horizontal debido la falla de una franja de pilares
Δ_{Riost}	=	Deformación máxima relativa adicional en las cabezas de los pilares del eje en falla prematura (dependiente del sistema arriostante).

1.5. Formulario

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \quad (1)$$

Donde $K = \begin{cases} 2 & \text{pilares en voladizo} \\ 1,2 & \text{pilares de sistemas de marcos rígidos} \end{cases}$

Rigidez de elemento biempotrado:

$$k = \frac{12 \cdot EI}{L^3} \quad (2)$$

Rigidez de elemento rotulado en un extremo:

$$k = \frac{3 \cdot EI}{L^3} \quad (3)$$

Corte Basal:

$$Q_0 = I \cdot C \cdot P \quad (4)$$

Corte mínimo, para estructuras tipo marcos:

$$Q_{\min} = 0.25 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g} \quad (5)$$

Corte mínimo, para estructuras tipo Pilares en voladizo:

$$Q_{\min} = 0.4 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g} \quad (6)$$

Deformación final o total para Pilares en voladizo:

$$\Delta = d_0 + S_0 R_1 d_d \quad (7)$$

Deformación a partir de la carga sísmica:

$$\Delta = \frac{Q_0}{k} \quad (8)$$

Relación entre el espectro de aceleración y el espectro de deformación:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (9)$$

Frecuencia en función de la rigidez y la masa:

$$\omega = \sqrt{\frac{k \cdot g}{m}} \quad (10)$$

Periodo en función de la frecuencia:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (11)$$

Se deduce de las ecuaciones (10) y (11):

$$\sqrt{\frac{k \cdot g}{m}} = \frac{2\pi}{T} \quad (12)$$

Cálculo de deformación general:

$$\Delta = \frac{F \cdot L}{A \cdot E} \quad (13)$$

Método de cálculo de área mínima de acero en función de la carga sísmica de una franja de pilares en falla, siguiendo el concepto básico de tensión axial igual a fuerza dividido por área:

$$A_{s\min} = \frac{\left(1,4 \cdot \frac{Q_0}{2 \cdot \sin(\theta)}\right)}{\phi \cdot f_{sy}} \quad (14)$$

Deformación lateral de una viga para el caso de falla de franja de pilares, con un área de acero mínima de arriostramientos:

$$\Delta_f = \eta \cdot \frac{FS_s \cdot f_{sy} \cdot L_{riostra}}{E_s} \quad (15)$$

Relación para el cálculo de factor que relaciona la deformación de un arriostramiento en la dirección del mismo versus la deformación en una dirección principal de la estructura:

$$\eta = \frac{n^{\circ}_{riostras}}{\sqrt{(l_x/n^{\circ}_{riostras})^2 + (l_y + 1)^2} - L} ; \quad l_x > l_y \quad (16)$$

Momento resistente aproximado para una sección rectangular:

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{sy} \cdot (0,9 \cdot d) \quad (17)$$

CAPÍTULO 2: Análisis Comparativo de la Normativa Vigente y la Revisión de la Norma NCh2369 Of.2003

2.1. Comparación del capítulo 6

El capítulo 6 de la norma define cómo debe ser el cálculo de deformaciones sísmicas en las estructuras. Este capítulo contiene una de las principales modificaciones realizadas en la revisión de la norma, la cual consiste en el uso del espectro de la norma NCh2745 para el cálculo de las deformaciones del tipo d_a definida por la norma. Además, es clave que los límites de deformaciones no fueron modificados.

Se realiza una comparación en detalle de las normas extrayendo textualmente los capítulos 6 de cada una.

Tabla 1 – Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.3 de la norma NCh2369.

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>6 Deformaciones sísmicas</p> <p>6.1 Cálculo de deformaciones Las deformaciones se deben determinar de:</p> $d = d_0 + d_d \quad (6-1)$ <p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d = deformación sísmica; - d₀ = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas; - d_d = deformación calculada con el espectro elástico de la norma NCh2745, para el sismo de diseño (SDI), o mediante análisis de respuesta en el tiempo, de acuerdo a las cláusulas 5.8.1 y 5.8.2, respectivamente. <p>EXCEPCIÓN: Para el suelo tipo IV se debe desarrollar un espectro de sitio de acuerdo a la cláusula 5.8.1.1.</p>	<p>Se elimina en el cálculo de deformaciones el factor R₁ debido a la modificación que sufre la deformación d_d; pasa de ser calculado por solicitaciones sísmicas definidas en el capítulo anterior, a ser calculadas a partir del espectro definido en la norma NCh2745.</p>	<p>6 Deformaciones sísmicas</p> <p>6.1 Cálculo de deformaciones Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, las deformaciones se deben determinar de:</p> $d = d_0 + R_1 d_d \quad (6-1)$ <p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d = deformación sísmica; - d₀ = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas; - R₁ = factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido de Tabla 5.6 por el cociente Q₀/Q_{min}, siempre que Q₀/Q_{min} sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, para el cociente Q₀/Q_{min} no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso que este cociente sea mayor a 1,0, se debe usar R = R₁; - d_d = deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R . <p>Si se usan los métodos analíticos, la deformación d se debe obtener directamente del análisis.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>El espectro vertical, para efectos de determinar las deformaciones, se debe obtener a partir del espectro horizontal de la norma NCh2745 utilizando la fórmula (6-9) para una razón de amortiguamiento igual a 0,03. Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.</p> $S_{aV}(T_V) = 0,7 \cdot S_{aH}(T_H) \quad (6-9)$ <p>En que: $T_V = \frac{T_H}{1,7}$ S_{aV} = espectro de aceleración vertical, derivado a partir del espectro de aceleración horizontal; S_{aH} = espectro de aceleración horizontal;</p> <p>6.2 Separación entre estructuras 6.2.1 Con el objeto de evitar choques entre estructuras adyacentes, la separación entre ellas debe ser superior al más alto de los valores siguientes:</p> $S = \sqrt{(d_{ai})^2 + (d_{dj})^2} + d_{oi} + d_{oj} \quad (6-2)$ $S = 0,002 \cdot (h_i + h_j) \quad (6-3)$ $S = 30 \text{ mm}$	<p>Se añade el espectro vertical.</p> <p>Para ser consistentes, se eliminan los factores R_{1i} y R_{1j}.</p>	<p>6.2 Separación entre estructuras 6.2.1 Con el objeto de evitar choques entre estructuras adyacentes, la separación entre ellas debe ser superior al más alto de los valores siguientes:</p> $S = \sqrt{(R_{1i}d_{ai})^2 + (R_{1j}d_{dj})^2} + d_{oi} + d_{oj} \quad (6-2)$ $S = 0,002 \cdot (h_i + h_j) \quad (6-3)$ $S = 30 \text{ mm}$

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d_{di}, d_{dj} = deformaciones de las estructuras i y j, calculadas según cláusula 6.1; - h_i, h_j = alturas en el nivel considerado, de las estructuras i y j medidas desde sus respectivos niveles basales. <p>6.2.2 La separación entre la estructura y elementos no estructurales, rígidos o frágiles, cuyo impacto se desea evitar, debe ser superior a la deformación relativa entre los niveles en que está el elemento, calculada con los correspondientes valores de d, pero no menor que 0,005 veces la altura del elemento.</p> <p>6.3 Deformaciones sísmicas máximas Las deformaciones sísmicas que se presentan a continuación buscan evitar daños, tanto estructurales como no estructurales, que puedan comprometer la operación. Las deformaciones calculadas con la fórmula (6-1) no deben exceder los valores siguientes:</p>	<p style="text-align: center;">No hay modificaciones.</p> <p style="text-align: center;">No hay cambios en los límites de deformación.</p>	<p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d_{di}, d_{dj} = deformaciones de las estructuras i y j calculadas según 6.1; - R_{1i} R_{1j}, = factores de modificación R_1 de la respuesta usadas para diseñar las estructuras i y j; y - h_i, h_j = alturas en el nivel considerado, de las estructuras i y j medidas desde sus respectivos niveles basales. <p>6.2.2 La separación entre la estructura y elementos no estructurales, rígidos o frágiles, cuyo impacto se desea evitar, debe ser superior a la deformación relativa entre los niveles en que está el elemento, calculada con los correspondientes valores de d, pero no menor que 0,005 veces la altura del elemento.</p> <p>6.3 Deformaciones sísmicas máximas Las deformaciones sísmicas se deben limitar a valores que no causen daños a cañerías, sistemas eléctricos u otros elementos unidos a la estructura que es necesario proteger. En todo caso, las deformaciones calculadas con la expresión (6-1) no deben exceder los valores siguientes:</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>a) Estructuras en general. $d^{max} = 0,015 h$ (6-4)</p> <p>b) Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas. $d^{max} = 0,002 h$ (6-5)</p> <p>c) Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura. $d^{max} = 0,003 h$ (6-6)</p> <p>d) Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados. $d^{max} = 0,0075 h$ (6-7)</p> <p>en que: h = altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma línea vertical. EXCEPCIÓN: Las limitaciones anteriores no requieren ser aplicadas si se demuestra mediante el uso de análisis no lineal de respuesta en el tiempo, efectuado de acuerdo a la cláusula 5.8.2, que una deformación mayor no comprometa la operación de la industria.</p> <p>6.4 Efecto P-Delta El efecto P-Delta se debe considerar cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor: $d = 0,015 h$ (6-8)</p>	<p style="text-align: center;">No hay modificaciones.</p>	<p>a) Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas. $d^{max} = 0,002 h$ (6-4)</p> <p>b) Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura. $d^{max} = 0,003 h$ (6-5)</p> <p>c) Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados. d máx. = 0,0075 h (6-6)</p> <p>d) Otras estructuras. $d^{max} = 0,015 h$ (6-7)</p> <p>en que: h = altura del piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical.</p> <p>Las limitaciones anteriores pueden ser obviadas si se demuestra que una deformación mayor puede ser tolerada por los elementos estructurales y los no estructurales.</p> <p>6.4 Efecto P-Delta El efecto P-Delta se debe considerar cuando las deformaciones sísmicas excedan el valor: $d = 0,015 h$ (6-8)</p>

2.2. Comparación del capítulo 9.2

Se realiza una comparación punto a punto de las normas, para esto, se extrae textualmente el capítulo 9.2 de ambas normas y se realizan comentarios correspondientes. El orden de la normativa vigente fue modificado a favor de la comparación, manteniendo el orden de la revisión de la norma. La comparación se realiza con referencia a un documento Word *9.2_Rev. I (3 Columnas) Pilares en Voladizo*, generado durante la discusión de la revisión de la norma.

Tabla 2 - Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.2 de la norma NCh2369.

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2 ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN</p> <p>9.2.1 Requisitos generales de diseño para sistemas prefabricados</p> <p>9.2.1.1 Las estructuras prefabricadas de hormigón son aquellas estructuras construidas parcial o totalmente por montaje de elementos de hormigón moldeados fuera de la posición definitiva y conectados entre sí en el sitio definitivo de servicio, para formar la estructura resistente a las solicitaciones gravitacionales y sísmicas.</p> <p>9.2.1.2 Los elementos estructurales prefabricados de hormigón pueden ser de</p>	<p>Se incluye definición de estructuras prefabricadas.</p> <p>Se añade el punto 9.2.1.2</p>	<p>9.2 ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN</p> <p>9.2.1 Requisitos para sistemas prefabricados</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>hormigón armado y/o preesforzado con armaduras pasivas, pretesas y/o postesas.</p> <p>9.2.1.3 La estructura sismorresistente y los elementos no estructurales apoyados en ella, se deben diseñar para cumplir los objetivos de comportamiento enunciados en el punto 4.1.1 de la presente norma. El diseño debe asegurar como condición esencial la integridad estructural del conjunto constituido por la estructura y los elementos no estructurales apoyados en ella.</p> <p>9.2.1.4 El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir las condiciones de carga y deformación de todas las etapas de diferente modelo de análisis estructural, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desmolde, almacenamiento, transporte, montaje y el estado de servicio.</p> <p>9.2.1.5 El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir el efecto de las tolerancias de fabricación.</p> <p>9.2.2 Requisitos para el diseño de las conexiones</p>	<p>ARTÍCULO NUEVO. El concepto de elementos no estructurales apoyados en la estructura es clave, ya que posterior al terremoto del 27 de febrero del 2010, se vio que estos modifican las propiedades de los elementos estructurales, haciendo que la estructura trabaje de una forma para la cual no fue diseñada llevándola a fallas.</p> <p>Considerado en la norma vigente en el punto 9.2.2.1</p> <p>Considerado en la norma vigente en el punto 9.2.2.2</p>	<p>9.2.2 Disposiciones especiales</p> <p>9.2.2.1 El diseño de los elementos prefabricados y de las conexiones debe incluir las condiciones de carga y deformación, desde la fabricación inicial hasta completar la estructura, incluyendo el desmolde, almacenamiento, transporte y montaje.</p> <p>9.2.2.2 El diseño de los elementos prefabricados y sus conexiones debe incluir el efecto de las tolerancias de fabricación.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.2.1 La conexión entre elementos prefabricados o entre uno en sitio y otro prefabricado, se refiere al lugar de la estructura donde se unen los elementos y se transfieren los esfuerzos internos de uno al otro, con la restricción de movimiento relativo entre ellos que se ha establecido en el diseño.</p> <p>9.2.2.2 Se debe diseñar las conexiones de manera que la estructura en todas las etapas de construcción y de servicio cumpla con los supuestos del modelo estructural de análisis.</p> <p>9.2.2.3 La conexión comprende el conjunto y cada uno de los componentes estructurales que transmiten los esfuerzos de un elemento al otro y condicionan las deformaciones relativas entre éstos. Incluye las uniones entre dichos componentes y los anclajes a los elementos conectados.</p> <p>9.2.2.4 No se permite el uso de conexiones que se basen solamente en la estabilidad por la fricción provocada por las cargas gravitacionales.</p>	<p>Se añade la definición de conexiones en el punto 9.2.2.1</p> <p>Se añade el punto 9.2.2.2 como punto adicional, pero este tema sí es tratado en la norma vigente.</p> <p>Se modifica la redacción y grado de especificación del punto 9.2.2.4</p>	<p>9.2.2.4 No se permite el uso de conexiones que se basen solamente en la fricción provocada por las cargas gravitacionales.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Siempre se deberá disponer de elementos de conexión adecuadamente justificados que aseguren la integridad de la estructura.</p> <p>9.2.2.5 Las conexiones pueden ser continuas, de modo que las piezas conectadas tengan una deformación común en la conexión, o discontinuas, en que las piezas conectadas pueden tener una deformación diferente en el punto de unión.</p> <p>9.2.2.6 Las conexiones continuas deben corresponder a alguno de los siguientes tipos:</p> <p>a) Conexiones que emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio. Estas conexiones tienen un comportamiento equivalente en resistencia, rigidez y ductilidad a la de un elemento monolítico convencional de hormigón armado. Se considera en esta categoría aquellas construidas mediante conexiones húmedas que cumplen con todos los requisitos del código ACI 318 2014 aplicables a una estructura hormigonada en sitio,</p>	<p>Para establecer requisitos diferenciados, las conexiones se clasifican en:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Conexiones continuas - Conexiones discontinuas <p>Mantiene el concepto del texto actual. Se actualiza la referencia al código ACI 2014.</p>	<p>b) Sistemas prefabricados con conexiones húmedas</p> <p>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.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>especialmente los requisitos de anclaje y empalme de barras.</p> <p>Se considera también en esta categoría a la conexión del pilar a la fundación mediante una caja de empotramiento diseñada de acuerdo a lo indicado en el Anexo CP-1.</p> <p>Se considera también en esta categoría la conexión del pilar a la fundación mediante barras salientes del pilar embebidas en vainas corrugadas en la fundación, diseñadas de acuerdo a lo indicado en el Anexo CP-1.</p> <p>b) Conexiones especiales De igual forma, se considera como conexiones que emulan el comportamiento del hormigón en sitio aquellas conexiones para las que se haya demostrado, mediante análisis y ensayos cíclicos que alcancen el rango no lineal de éstas, que tienen resistencia y ductilidad mayores o iguales a las de una conexión que emula el comportamiento del hormigón armado colocado en sitio.</p>	<p>Estas conexiones diseñadas de acuerdo al Anexo CP-1, se pueden considerar como conexiones que emulan el comportamiento del hormigón armado en sitio.</p> <p>Mantiene el concepto del texto actual.</p> <p>Del texto actual se reemplazó: ensayos cíclicos no lineales → que alcancen el rango no lineal de éstas</p>	<p>c) Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles Utilizan estructuras formadas por elementos prefabricados unidos mediante conexiones para las que se haya demostrado, mediante análisis y ensayos <u>cíclicos no lineales</u>, que tienen resistencia y ductilidad mayores o iguales a las de uniones monolíticas de estructuras diseñadas según ACI 318-99. Estos ensayos deben satisfacer los requisitos del documento ACI ITG/T1.1-99 Acceptance</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>El comportamiento establecido anteriormente debe ser garantizado mediante ensayos que incluyan la naturaleza cíclica de la acción sísmica. Las probetas ensayadas deben ser representativas del sistema propuesto. Los ensayos deben cumplir las especificaciones ASTM de instrumentación y ejecución de ensayo cíclicos.</p> <p>Se puede utilizar antecedentes de ensayos realizados en laboratorios internacionales, siempre que los resultados hayan sido reportados en publicaciones reconocidas.</p> <p>c) Conexiones que no emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio.</p> <p>En estas conexiones los elementos prefabricados son conectados mediante pernos, soldadura u otros medios, y la rigidez de la conexión difiere significativamente de la rigidez de los elementos conectados.</p> <p>Deben ser diseñadas como conexiones fuertes respecto de la mayor capacidad de los elementos que se conectan.</p>	<p>Se trasladó aquí los requisitos de sobre resistencia y/o ductilidad de las conexiones fuertes que estaban asociados a los marcos prefabricados resistentes a momento.</p> <p>Se mantiene el texto actual para las conexiones secas (ahora fuertes) de estructuras de marcos prefabricados resistentes a momento.</p>	<p>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.</p> <p>d) Sistemas prefabricados con conexiones secas</p> <p>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.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Conexión fuerte es aquella que se mantiene elástica mientras que los elementos que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.</p> <p>El diseño de las conexiones fuertes debe asegurar que el posible comportamiento no lineal, ante sismos de mayor demanda que la considerada en esta norma, se produzca en secciones alejadas de la conexión fuerte. Las conexiones fuertes deben cumplir con los siguientes requisitos:</p> <p>c.1) En los sistemas prefabricados conectados por uniones fuertes, el cociente entre la resistencia nominal de la conexión y aquella del elemento conectado en el punto de conexión (Se) debe ser mayor o igual a 1,4.</p>	<p>En el anclaje de barras, placas o insertos de conexión; se deberá cumplir con los anclajes y empalmes de barras establecidos en la sección 25.4 - Desarrollo del refuerzo - y sección 25.5 - Empalmes - del Código ACI 318-2014. El anclaje deberá desarrollarse en un volumen debidamente dimensionado según capítulos 16 – Conexiones entre miembros- y Capítulo 17 – Anclaje al concreto - del Código ACI 318-2014.</p> <p>Se mantiene el punto 9.2.1.4</p>	<p>En estos sistemas prefabricados se acepta un sistema sismorresistente constituido exclusivamente por muros conectados con uniones secas, o uno constituido exclusivamente por marcos conectados con uniones secas.</p> <p>9.2.1.3 Los sistemas prefabricados con conexiones secas se deben diseñar con los valores indicados en Tabla 5.6 para las estructuras de hormigón armado vaciados en sitio. Sin embargo, el valor de R no debe ser mayor que 4 y la razón de amortiguamiento no debe ser mayor que 0,03 para conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno, ni mayor que 0,02 para conexiones soldadas.</p> <p>Para satisfacer los requisitos de comportamiento indicados en 9.2.1.1 c), las conexiones secas deben satisfacer las disposiciones 9.2.1.4 y 9.2.1.5.</p> <p>9.2.1.4 En los sistemas prefabricados conectados por uniones secas, el cociente entre la resistencia nominal de la conexión y aquella del elemento conectado en el punto de conexión (Se) debe ser mayor o igual a 1,4.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>c.2) El anclaje de la conexión en el elemento prefabricado en cualquier lado de la conexión debe ser diseñado para desarrollar una resistencia igual a 1,3 veces Spr.</p> <p>Se deberá además asegurar siempre un volumen de hormigón confinado en toda la zona de desarrollo del anclaje.</p> <p>c.3) Las conexiones fuertes de estructuras de marcos prefabricados resistentes a momento deben ser capaces de desarrollar, a la flexión, al corte o fuerza axial, o combinación de estas acciones actuando sobre la conexión, una resistencia probable Spr, determinada usando un valor $\Phi = 1$, que no sea inferior a 125% de la resistencia de fluencia de la conexión y deben ser capaces de desarrollar un desplazamiento a Spr, que no sea inferior a 4 veces el desplazamiento de fluencia.</p> <p>El comportamiento establecido anteriormente debe ser garantizado mediante ensayos que incluyan la naturaleza cíclica de la acción.</p> <p>Los ensayos deben cumplir con 9.2.2.6 b)</p>	<p>Se divide el punto 9.2.1.5 entre las especificaciones c.2) y c.3).</p> <p>Se podría resumir que las conexiones fuertes de marcos prefabricados resistentes a momento deben poseer adicionalmente una ductilidad igual a mayor a 4.</p> <p>Son las mismas características de los ensayos para las conexiones especiales.</p>	<p>9.2.1.5 Las conexiones secas de estructuras de marcos prefabricados deben ser capaces de desarrollar, a la flexión, al corte o fuerza axial, o combinación de estas acciones actuando sobre la conexión, una resistencia probable, determinada usando un valor $\Phi = 1$, que no sea inferior a 125% de la resistencia de fluencia de la conexión y deben ser capaces de desarrollar un desplazamiento a, que no sea inferior a 4 veces el desplazamiento de fluencia. El anclaje de la conexión en el elemento prefabricado en cualquier lado de la conexión debe ser diseñado para desarrollar una tensión igual a 1,3 veces.</p> <p>La conexión deberá cumplir además con los requerimientos de confinamiento si p_c es mayor que $0,7 f'c$.</p> <p>El comportamiento establecido anteriormente debe ser garantizado mediante ensayos que incluyan la naturaleza cíclica de la acción. Las probetas ensayadas deben ser representativas del sistema propuesto. Los ensayos deben cumplir las especificaciones</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.2.7 Conexiones discontinuas. Las conexiones discontinuas que tienen por objetivo permitir el movimiento relativo entre los elementos conectados deben disponer de armadura o dispositivos que aseguren la integridad de la estructura. Se deben diseñar como conexiones fuertes, incluyendo un análisis cinemático que asegure la capacidad de la conexión de compatibilizar las deformaciones traslacionales y rotacionales máximas posibles que el movimiento de la estructura induce en el punto conectado en cualquier dirección, amplificadas por un factor 1.4. Los requisitos se aplican a conexiones diseñadas para cualquier plano de giro o dirección del movimiento.</p>	<p>En las conexiones soldadas o apernadas esto debe conseguirse con una longitud libre de estirado de las barras de anclaje.</p> <p>Estas conexiones deben ser capaces de transmitir 1,4 veces el esfuerzo de corte a través de las barras o dispositivo de conexión, y permitir el giro libre del apoyo, para una deformación máxima debida al sismo amplificada = 1.4 d en cualquier dirección, en el punto de conexión.</p>	<p>ASTM de instrumentación y ejecución de ensayo cíclicos. Para satisfacer los requisitos de comportamiento indicados en 9.2.1.1 c), las conexiones secas deben satisfacer las disposiciones 9.2.1.4 y 9.2.1.5.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.2.7.1 Conexiones rotuladas Las conexiones rotuladas con barras de corte son conexiones que permiten el giro en el punto de apoyo, pueden estar diseñadas mediante barras de corte de menor rigidez que se doblan entre los elementos conectados y se anclan en ambos, o un dispositivo diseñado para permitir libremente el giro.</p> <p>9.2.2.7.2 Conexiones deslizantes El apoyo estático no debe ser menor a 1/100 del largo del elemento, con un mínimo de 10 cm, y debe permitir el desplazamiento libre del elemento apoyado hasta 1,4 veces la deformación máxima sísmica en el apoyo más 5 cm en la dirección del diseño del movimiento. Deben contar además con conectores o dispositivos que aseguren la integridad estructural.</p> <p>9.2.3 Requisitos de diseño de acuerdo al sistema estructural prefabricado. Las estructuras que incluyan elementos prefabricados de hormigón se deben</p>	<p>Los desplazamientos permitidos pueden ser horizontales, verticales o en una dirección cualquiera que exija el diseño.</p> <p>Se exige que exista una conexión adicional de seguridad, que evite el colapso parcial de la pieza conectada (2da línea de defensa).</p>	

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>diseñar para resistir las acciones sísmicas de acuerdo con algunos de los criterios siguientes o una combinación de ellos:</p> <p>9.2.3.1 Las deformaciones máximas de cualquier sistema estructural deben cumplir con los requisitos establecidos en el Capítulo 6.</p> <p>9.2.3.2 Sistemas gravitacionales En estos sistemas estructurales los elementos prefabricados no son parte del sistema sismorresistente y por lo tanto los elementos prefabricados sólo resisten las cargas verticales (gravitacionales).</p>	<p>Se establece para todos los tipos de estructuras prefabricadas cómo calcular sus deformaciones máximas.</p> <p>Punto 9.2.1.1 eliminado para mejorar redacción.</p> <p>Se modifican estos puntos para mejorar la redacción y la presentación de ideas en este capítulo.</p> <p>Se mantiene el concepto y se cambia la redacción.</p>	<p>9.2.1.1 Las estructuras que incluyan elementos prefabricados de hormigón se deben diseñar para resistir las acciones sísmicas de acuerdo con algunos de los criterios siguientes:</p> <p>9.2.1.2 Las estructuras que incluyan sistemas prefabricados gravitacionales se deben diseñar considerando las solicitaciones sísmicas correspondiente al sistema sismorresistente utilizado.</p> <p>a) 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.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>a) Los elementos prefabricados y las conexiones que no pertenecen al sistema sismorresistente deben ser capaces de aceptar la deformación sísmica d y resistir las cargas verticales para tal deformación.</p> <p>b) Los elementos prefabricados y las conexiones que no pertenecen al sistema sismorresistente deben cumplir con lo establecido en la sección 18.14 - Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas del código ACI 318-2014.</p> <p>c) Las conexiones entre el sistema prefabricado gravitacional y el sistema sismorresistente de la estructura se consideran parte de este último sistema, y deben corresponder a alguno de los tipos de conexión establecidos en la sección 9.2.2 de esta norma.</p> <p>d) Las estructuras que incluyan sistemas prefabricados gravitacionales se deben diseñar considerando las solicitaciones sísmicas correspondientes al sistema sismorresistente utilizado.</p>		<p>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.</p> <p>Los marcos pertenecientes al sistema prefabricado gravitacional se pueden diseñar de acuerdo a las disposiciones de sección 21.9 del código ACI 318-99.</p> <p>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).</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.3.3 Estructuras con conexiones que emulan el comportamiento del hormigón en sitio Las estructuras prefabricadas con conexiones que emulen el comportamiento del hormigón en sitio que cumplen con los requisitos de 9.2.2.6 a) pueden diseñarse de acuerdo a lo establecido en la sección 9.1</p> <p>9.2.3.4 Estructuras con conexiones especiales Las estructuras prefabricadas con conexiones especiales que cumplen con los requisitos de 9.2.2.6 b) se pueden diseñar de acuerdo a lo establecido en la sección 9.1</p> <p>9.2.3.5 Estructuras con conexiones que no emulan el comportamiento del hormigón en sitio. Las estructuras prefabricadas con conexiones que no emulen el comportamiento del hormigón en sitio deben diseñarse de acuerdo a lo establecido en las secciones 9.2.3.5.1, a 9.2.3.5.6</p> <p>9.2.3.5.1 El diseño sísmico de las estructuras descritas en 9.2.3.3 se debe hacer con los parámetros R y ξ obtenidos desde la Tabla 9.1.</p>	<p>Se establece y cambia la redacción de lo dicho en el segundo párrafo del punto 9.2.1.2</p> <p>Tabla 9.1 equivalente a las tablas 5.5 y 5.6 de la normativa vigente.</p>	<p>Los sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles se deben diseñar utilizando las solicitaciones sísmicas correspondientes a una estructura monolítica de hormigón armado.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Cuando se utilicen dispositivos especiales de disipación de energía se permite utilizar un valor de ξ mayor de acuerdo a las exigencias del punto 5.9 de la presente norma.</p> <p>9.2.3.5.2 El esfuerzo de corte basal Q_0, debe satisfacer lo siguiente:</p> $Q_0 > Q_{mín} = 0,4 \cdot I \cdot \left(\frac{A_0}{g}\right) \cdot P$ <p>Si el esfuerzo de corte basal Q_0 resulta ser menor que $Q_{mín}$, todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{mín} / Q_0$ para los efectos de diseño.</p> <p>9.2.3.5.3 Las estructuras cuyo sistema sismorresistente esté formado exclusivamente por un sistema prefabricado con conexiones que no</p>	<p>Se mantiene el valor del corte mínimo.</p> <p>En términos prácticos se mantienen las restricciones para los tipos de conexiones.</p> <p>Se modifica la restricción planteada en el segundo párrafo del punto 9.2.2.5.</p>	<p>9.2.1.7 Si el esfuerzo de corte basal resulta ser menor que el valor siguiente:</p> $Q_0 > Q_{mín} = 0,4 \cdot I \cdot \left(\frac{A_0}{g}\right) \cdot P \quad (9-1)$ <p>todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente $Q_{mín} / Q_0$ para los efectos de diseño.</p> <p>La disposición anterior no se aplica a las estructuras prefabricadas de hormigón que se clasifican en 9.2.1.1 como sistemas gravitacionales o sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles, las cuales deben satisfacer la disposición sobre el esfuerzo de corte basal mínimo establecida en 5.4.5.</p> <p>Las estructuras cuyo sistema sismorresistente esté formado exclusivamente por un sistema prefabricado con conexiones secas, sólo se</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>emulen el comportamiento del hormigón vaciado en sitio, sólo se pueden construir hasta 4 niveles con una altura máxima de 22m para las estructuras clasificadas en C2 y C3, y de 12m para las que se clasifican en C1, alturas medidas desde el nivel basal.</p> <p>Estas estructuras deben incluir criterios de redundancia estructural que aseguren la integridad parcial y global de la estructura.</p> <p>9.2.3.5.4 Muros prefabricados intermedios Son aquellas estructuras en que el sistema sismorresistente está formado por muros prefabricados. Pueden ser diseñados como muros prefabricados intermedios de acuerdo a la sección 18.5 de ACI 318-2014.</p> <p>9.2.3.5.5 Marcos prefabricados resistentes a momento Los marcos prefabricados resistentes a momento deben cumplir con la sección 18.9.2.2 del Código ACI 318-2014 para pórticos especiales resistentes a momento construidos con hormigón prefabricado.</p> <p>9.2.3.5.6 Marcos prefabricados, conectados por vigas con conexiones de</p>		<p>pueden construir hasta 4 niveles con una altura máxima de 18 m, medido desde el nivel basal.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>momento o rotuladas, arriostrados con diagonales de acero u hormigón. Estos sistemas pueden diseñarse considerando los criterios establecidos para muros intermedios.</p> <p>9.2.4 Diafragmas Para considerar como diafragma rígido a una losa formada por elementos prefabricados, se debe disponer de una sobrelosa que cumpla con las disposiciones de las secciones del Capítulo 12 y la sección 18.12 del Código ACI 318 2014.</p> <p>9.2.5 Elementos no estructurales apoyados en la estructura sismorresistente</p> <p>9.2.5.1 Los elementos no estructurales apoyados en la estructura sismorresistente sólo deben aportar masa sísmica en el modelo de análisis estructural, sin aportar rigidez ni resistencia al sistema al sistema estructural.</p> <p>9.2.5.2 Las conexiones se deben calcular considerando las fuerzas de inercia en cada apoyo del elemento no estructural en la dirección más desfavorable de acuerdo al</p>	<p>Se actualizan las disposiciones del punto 9.2.2.5.</p> <p>Se añade el punto 9.2.5.</p> <p>Se considera en esta sección cualquier elemento de peso significativo que se apoya en la estructura principal sin participar en el sistema estructural sismorresistente.</p> <p>Entre otros, se considera aquí los paneles de hormigón de fachada o interiores apoyados en la estructura.</p>	<p>9.2.2.5 Para considerar como diafragma rígido a una losa formada por elementos prefabricados, se debe disponer de una sobrelosa que cumpla con las disposiciones de las secciones 21.7.2, 21.7.3, 21.7.4 y 21.7.5 de ACI 318-99.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>punto 7.2.2 de la presente norma, en que $a_p = A_o$ y $K_p = 2,2$.</p> <p>9.2.5.3 Equipos y otros elementos apoyados deben cumplir con NCh 3357.</p> <p>9.2.5.4 Las conexiones de los elementos no estructurales a la estructura sismorresistente debe garantizar el cumplimiento de lo establecido en el punto 9.2.5.1, y permitir el movimiento de la conexión para una deformación de 1,4 d en el punto de conexión.</p> <p>9.2.6 Disposiciones especiales</p> <p>9.2.6.1 El acero y los electrodos usados en conexiones o partes de ellas que sean soldadas deben cumplir con los requisitos establecidos en los puntos 8.2.2 y 8.5.1 de la presente norma. Las soldaduras en sitio deben ser inspeccionadas y aprobadas por la inspección en la obra. Se debe controlar las tensiones inducidas en la soldadura por efecto de la contracción por enfriamiento de la soldadura entre piezas de hormigón.</p>	<p>Dicho en el punto 9.2.1.6.</p> <p>Se añade inspección y aprobación en obra.</p>	<p>9.2.1.6 El acero y los electrodos usando en conexiones soldados deben cumplir los requisitos establecidos en 8.2.2 y 8.5.1.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.6.2 Los planos de taller de los elementos prefabricados incluirán el detalle de armaduras, insertos y dispositivos de izado necesarios para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje, la resistencia del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas.</p> <p>9.2.6.3 El proyecto incluirá los requerimientos del capítulo 26 - Documentos de construcción e inspección -especialmente los requisitos de la sección 26.9 - Requisitos adicionales para hormigón prefabricado - del Código ACI 318-2014.</p> <p>9.2.6.4 En los planos y documentos del proyecto deben incluir la identificación y ubicación de todos los elementos prefabricados, el procedimiento de montaje y los tipos de conexión entre ellos.</p> <p>Deben indicar además las tolerancias permitidas, las fuerzas de izaje y las reacciones en los apoyos transitorios, y las verificaciones de aseguramiento de calidad que se requieren.</p>	<p>Se modifica el punto 9.2.2.3.</p>	<p>9.2.2.3 Adicionalmente a los requisitos para planos y especificaciones de esta norma, se deben incluir los siguientes antecedentes, en los planos de taller:</p> <p>a) Detalle de la armadura, insertos y dispositivos de izado necesarios para resistir las fuerzas temporales derivadas del manejo, almacenamiento, transporte y montaje.</p> <p>b) Resistencia del hormigón a las edades o etapas de construcción establecidas.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.2.6.5 El detalle de cada tipo de conexión incluirá los componentes a incorporar en cada elemento conectado, detallando anclajes y armaduras de confinamiento e integridad estructural.</p> <p>ANEXO CP-1 Conexiones Prefabricadas Típicas Pilar – Fundación.</p> <p>1.- Fundación en caja de empotramiento o cáliz Se trata de una caja de empotramiento que puede estar dentro de la fundación misma, completamente sobre la zapata o mixta, conformada por una caja o cáliz en donde se introduce el pilar, rellenándose las holguras con hormigón fluido de retracción controlada, con aditivo expansivo y de una calidad mínima H 35.</p> <p>El diseño debe cumplir con los requisitos para conexiones fuertes en 9.2.2.7, c) y c1) a c3).</p> <p>Se requiere una profundidad de empotramiento E mayor que 1.5 veces la dimensión máxima del pilar + 5 cm.</p>	<p>ARTÍCULO NUEVO. Se añade el anexo CP-1 Referente a la conexión Pilar-Fundación.</p>	

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Las holguras perimetrales no serán menores que 5 cm y que tres veces el tamaño máximo del árido.</p> <p>Se debe asegurar la perfecta compactación del hormigón de relleno empleando fluidificantes o cualquier otro procedimiento que lo garantice adecuadamente.</p> <p>2.- Fundación mediante barras ancladas en vainas coarrugadas con inyección resistente para el traspaso de las fuerzas Se trata de una conexión de momento materializada mediante “barras de la armadura en espera” que sobresalen del pilar o la fundación, y se anclan en vainas metálicas corrugadas alojadas en el elemento opuesto que se rellenan con mortero de alta resistencia sin retracción tipo “grout”, cuidando que queden los espacios entre barras y vainas completamente llenos.</p> <p>El diseño debe cumplir con los requisitos para conexiones fuertes en 9.2.2.7, c) y c1) a c3).</p> <p>La longitud de la armadura saliente del pilar se establecerá de acuerdo con</p>		

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>ACI318-14 art 25.4.2 donde se determinan las longitudes de desarrollo de barras trabajando a tracción. En el cálculo se tendrá en cuenta la resistencia del hormigón tipo “grout” con el que se han rellenado las vainas.</p> <p>Debe cumplirse con el confinamiento del volumen de hormigón en los anclajes en el pilar y la fundación en toda la longitud de las barras de transferencia.</p> <p>Se debe verificar la seguridad al arrancamiento del volumen de anclaje en el pilar y la fundación.</p>		

2.3. Comparación del capítulo 9.3

Se realiza una comparación punto a punto de las normas, para esto, se extrae textualmente el capítulo 9.3 de ambas normas y se realizan comentarios correspondientes. El orden de la normativa vigente fue modificado a favor de la comparación, manteniendo el orden de la revisión de la norma. La comparación se realiza con referencia a un documento Word *9.3_Rev. I (3 Columnas) Pilares en Voladizo*, generado durante la discusión de la revisión de la norma.

Tabla 3 – Análisis comparativo en detalle de las modificaciones realizadas en el capítulo 9.3 de la norma NCh2369.

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.3 Naves Industriales compuestas por pilares en voladizo.</p> <p>Requisitos del diseño estructural:</p> <p>9.3.1 En esta sección se establecen los requisitos especiales para las naves de pilares de hormigón prefabricado o vaciado en sitio, con o sin puentes grúa, estructuradas con pilares empotradas en la base, y vigas de hormigón o acero, conectadas a la cabeza de los pilares con uniones rotuladas. En esta tipología la resistencia sísmica y la capacidad de deformación provienen exclusivamente de los pilares de hormigón.</p> <p>9.3.2 Estas estructuras deben contar con un sistema de arriostamiento continuo en el plano de techo conectado a los pilares en su</p>	<p>Definición actual con algunas modificaciones de texto.</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.2 Se añaden los las funciones de los arriostamientos.</p>	<p>9.3 Naves industriales compuestas por columnas en voladizo</p> <p>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.</p> <p>9.3.2 Las naves deben contar con un sistema de arriostamiento continuo de</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>nivel superior, para cumplir con los siguientes objetivos: Distribuir las fuerzas de inercia debidas al sismo entre los pilares de diferente rigidez. Proveer de redundancia estructural.</p> <p>El sistema se puede utilizar adicionalmente para controlar la deformación lateral y el volcamiento de las vigas ante las fuerzas horizontales debidas al sismo.</p> <p>9.3.3 La esbeltez máxima de los pilares debe satisfacer: $\lambda = k \times h / r \leq 100$</p> <p>El valor de k debe ser 2; salvo que, mediante un análisis fundamentado, se demuestre que se puede utilizar un valor menor.</p> <p>9.3.4 Las cabezas de los pilares se deben conectar con vigas puntales en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales.</p> <p>Requisitos del análisis estructural:</p>	<p>Se detallan modificaciones para los arriostramientos en el punto 9.3.11 de la Revisión de la norma.</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.6</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.9</p>	<p>techo en planta conectado a las columnas en su nivel superior. Si los arriostramientos son proporcionados por perfiles de acero estos deben cumplir las disposiciones de 8.7. Si el arriostramiento es proporcionado por un sistema distinto este debe tener una rigidez equivalente a la de un sistema de acero con diagonales constituidas por perfiles que sólo trabajen en tracción, que cumplen con 8.1 a) o b). Este sistema distinto no puede estar constituido por elementos que sólo trabajen en tracción.</p> <p>9.3.6 La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer: $\lambda = k \times h / r \leq 100 \quad (9-3)$</p> <p>A menos que se justifique adecuadamente, el valor de k debe ser 2.</p> <p>9.3.9 Las cabezas de las columnas se deben conectar con vigas puntales en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.3.5 El diseño sísmico de las estructuras descritas en 9.3.1 se debe realizar con $R=3$ y $\xi=0,02$. Puede utilizarse un valor de ξ mayor cuando se utilicen elementos de disipación de energía de acuerdo a la sección 5.9 de la presente norma.</p> <p>9.3.6 El esfuerzo de corte basal Q_0, debe satisfacer lo siguiente:</p> $Q_0 > Q_{min} = 0,40 I \cdot \frac{A_0}{g} \cdot P$	<p>Requisito actual en el punto 9.3.3 Se propuso sin llegar a la aprobación: El coordinador del Sub Comité propuso modificar el valor de $R=3 \rightarrow R=4$ por los requisitos exigidos a estas estructuras:</p> <ol style="list-style-type: none"> Redundancia estructural. El valor de $R=3$ se utiliza para estructuras isostáticas (pilares aislados). $Q_{min} = 0,40 \times I \times (A_0/g) \times P$ Cálculo del corte basal en cada pilar no inferior a C aplicado al peso que descarga. Se hacen más estrictos los límites de las deformaciones máximas al aplicar el nuevo Capítulo 6. <p>P. Hidalgo argumentó que no es relevante en el diseño porque estas estructuras quedarán definidas por la deformación máxima, que es independiente de R. Siendo válido el argumento, no parece necesario aumentar además la resistencia. (Para nueva discusión).</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.4</p>	<p>9.3.3 El diseño sísmico de las estructuras que satisfacen 9.3.1 y 9.3.2 se debe hacer con $R = 3$ y con una razón de amortiguamiento 0,02.</p> <p>9.3.4 El esfuerzo de corte basal no debe ser menor que:</p> $Q_0 > Q_{min} = 0,40 I \cdot \frac{A_0}{g} \cdot P \quad (9-2)$

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>En los casos que Q_o resultante sea menor que Q_{min}, todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cociente Q_{min}/Q_o para los efectos de diseño.</p> <p>9.3.7 El esfuerzo de corte basal de diseño de los pilares y sus conexiones no debe ser inferior al valor que resulta de multiplicar el peso que descarga cada pilar por el mayor valor entre $I \times C$, e $I \times C$ mínimo.</p> <p>9.3.8 Para el cálculo de las deformaciones se debe proceder de acuerdo al capítulo 6 de la presente norma.</p> <p>La consideración del efecto P-Delta debe satisfacer 6.4.</p>	<p>REQUISITO NUEVO - RCG: anteponer el factor de importancia I: ($I \times C$, e $I \times C$ mínimo)</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.11 Se modifica actual 9.3.11 suprimiendo el factor adicional al cálculo de las deformaciones, ya que éstas se han corregido en el Capítulo 6.</p> <p>Los valores para S_o actualmente en 9.3.11 se trasladan al Capítulo 5.</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.12</p>	<p>En los casos que el esfuerzo basal resulte menor que los valores anteriores, los esfuerzos y deformaciones se deben multiplicar por Q_{min}/Q_o para los efectos de diseño.</p> <p>9.3.11 Para el cálculo de deformaciones se debe proceder de acuerdo con 6.1 y se deben respetar los requisitos de 6.2 y 6.3.</p> <p>Las deformaciones máximas horizontales se deben calcular modificando la fórmula 6-1 como sigue:</p> $d = d_0 + S_0 R_1 d_d \quad (9-4)$ <p>considerando los siguientes valores de S_o: 1,00 para suelo I 1,25 para suelo II 1,50 para suelo III</p> <p>9.3.12 La consideración del efecto P-Delta debe satisfacer 6.4.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Requisitos de diseño de los elementos estructurales:</p> <p>9.3.9 El diseño de los elementos debe ser realizado usando las disposiciones del punto 9.1 si se trata de elementos de hormigón vaciado en sitio, o del punto 9.2 si se trata de elementos de hormigón prefabricado.</p> <p>9.3.10 Se debe proveer confinamiento en la base de los pilares. El confinamiento se extenderá una longitud igual o mayor a 2 veces la altura de la sección transversal hacia arriba del nivel de apoyo sobre el cual el pilar queda libre, y desde este nivel hacia abajo hasta una profundidad mínima de una vez esa dimensión dentro de la fundación. El confinamiento se realizará de acuerdo a las disposiciones de la sección 18.6 del código ACI 318-2014 para los casos donde la carga axial mayorada sea inferior a $A_g f_c / 10$ y según la sección 18.7 del mismo código cuando la carga axial mayorada sea igual o superior a $A_g f_c / 10$.</p> <p>Requisitos del diseño de los arriostramientos de techo:</p>	<p>Requisito actual en el punto 9.3.5</p> <p>Requisito actual Se considera una buena práctica confinar la cabeza de los pilares desde el nivel superior, en una longitud de una vez la altura de la sección transversal para asegurar los anclajes de los elementos que se conectan a ese nivel. (El Comité prefirió que esta condición propuesta se expusiera en los comentarios).</p> <p>Se actualiza la referencia al código ACI 318-2014.</p>	<p>9.3.5 El diseño de los elementos debe ser realizado usando las disposiciones de 9.1 si se trata de elementos de hormigón vaciado en sitio y 9.2 si se trata de elementos de hormigón prefabricado.</p> <p>Se debe proveer confinamiento en la base de las columnas en una longitud mayor o igual a dos veces la altura de la sección transversal de la columna de acuerdo a la sección 21.3.3 de ACI 318-99.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.3.11 El cálculo del sistema de arriostramiento de techo debe considerar: La distribución del corte sísmico en planta de acuerdo al análisis estructural.</p> <p>Establecer redundancia entre los pilares en planta, para lo cual se debe diseñar el sistema de arriostramiento en el plano de techo, considerando una solicitación no inferior al 40% de la tributación sísmica de cualquier eje resistente, en eventual falla prematura (ver Figura 8.2).</p> <p>El sistema de arriostramiento se puede utilizar además para controlar la deformación lateral de las vigas y el sistema de techo de acuerdo al análisis estructural.</p> <p>Se debe verificar que la deformación máxima horizontal relativa de las vigas debida al sismo, no debe ser mayor a 1/200 en cualquier punto intermedio de la distancia entre las cabezas de los pilares de apoyo.</p> <p>9.3.12 Cuando el sistema de arriostramiento es proporcionado por</p>	<p>Requisito modificado - Actual en el punto 9.3.10 Se estima suficiente el 40% al ser segunda línea de defensa y en caso de falla, las columnas mantienen una capacidad residual significativa.</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.7</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.2 segundo párrafo.</p>	<p>9.3.10 Las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no debe ser inferior a la tributación sísmica de un marco intermedio, en eventual falla prematura (ver Figura 8.2).</p> <p>9.3.7 Las vigas se deben apoyar lateralmente para evitar su volcamiento debido a la acción de las costaneras o vigas secundarias. Con este propósito se deben proporcionar arriostramientos laterales a las vigas portantes.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>perfiles de acero éstos deben cumplir las disposiciones para arriostramientos horizontales establecidos en 8.8 de la presente norma.</p> <p>Para asegurar los anclajes, se permite incluir un sistema que limite la sollicitación máxima al que pueden quedar sometidas las barras en tracción o compresión, a un 70 % de:</p> <p>a.- Su resistencia de pandeo b.- Su resistencia a la tracción c.-La resistencia de sus anclajes a la estructura.</p> <p>9.3.13 Cuando el sistema de arriostramiento es proporcionado por cables trenzados de acero, éstos deben estar dispuestos en cruz y con un sistema de control de tensión que garantice una fuerza permanente de tracción no menor al 10% de la capacidad en rotura del cable. La relación entre la capacidad en rotura de los cables y la fuerza solicitante será como mínimo igual a 3. Se debe considerar en el modelo de análisis la acción de las fuerzas de tracción de los cables en los puntos de apoyo.</p>	<p>Se trata de controlar la fuerza impulsiva de las barras traccionadas. La experiencia ha demostrado que se han producido cantidad significativa de fallas de arrancamiento de los anclajes en las vigas o cabeza de los pilares, de los elementos o barras en tracción de los arriostramientos.</p> <p>REQUISITO NUEVO - La Norma actual prohíbe por completo el uso de cables (elementos que trabajan solamente a tracción) en el punto 9.3.2, esto se modificó debido al buen comportamiento que se obtuvo en los sistemas arriostrantes de cables construidos previos al terremoto 27 F (que pese a estar prohibidos existían).</p>	

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>9.3.14 Si el arriostramiento es proporcionado por un sistema no convencional, este debe tener una rigidez tal que la deformación máxima relativa adicional en las cabezas de los pilares del eje en falla prematura, sea como máximo 1/200 de su altura, en cualquier dirección.</p> <p>9.3.15 No se acepta que las planchas de cubierta que no sean de hormigón armado proporcionen el arriostramiento lateral a ningún elemento. No se permite considerar que las planchas metálicas de cubierta, sean simples o compuestas, proporcionen un sistema de arriostramiento horizontal.</p> <p>9.3.16 Las vigas se deben apoyar lateralmente para evitar su volcamiento debido a la acción de las costaneras o vigas secundarias. Con este propósito se deben proporcionar arriostramientos laterales a las vigas portantes.</p>	<p>Requisito modificado - Actual en el punto 9.3.2 Se puede considerar aquí, sistemas de arriostramiento compuestos por elementos de hormigón, costaneras o vigas secundarias, como por ejemplo, canalones empotrados en los extremos, que trabajan en conjunto con las vigas principales por flexión lateral en el plano del techo. (Marcos planos).</p> <p>Requisito actual en el punto 9.3.8</p>	<p>9.3.8 No se acepta que las planchas de cubierta que no sean de hormigón proporcionen el arriostramiento lateral a ningún elemento.</p>

NCh2369 Revisión	Comentarios	NCh2369 Vigente o Actual
<p>Requisitos de Fundaciones:</p> <p>9.3.18 En el diseño de los pilares y fundaciones apoyadas en suelos tipo III se debe considerar la rotación de las fundaciones tanto para el cálculo de esfuerzos como de deformaciones. Para estos efectos se debe hacer un estudio geotécnico que indique los valores máximo y mínimo del coeficiente de balasto dinámico. El cálculo de los esfuerzos se debe hacer con el coeficiente de balasto máximo y el de las deformaciones con el mínimo.</p> <p>Se aceptará que el valor de los esfuerzos máximos en pilares y fundaciones provenga de un modelo con empotramiento perfecto en la base.</p> <p>No se permite el apoyo de fundaciones en suelo tipo IV.</p>	<p>Requisito actual en el punto 9.3.13</p> <p>Esta simplificación está por el lado de la seguridad, y permite simplificar el dimensionamiento.</p>	<p>9.3.13 En el diseño de las columnas y fundaciones apoyadas en suelos tipo III se debe considerar la rotación de las fundaciones tanto para el cálculo de esfuerzos como de deformaciones. Para estos efectos se debe hacer un estudio geotécnico que indique los valores máximos y mínimos del coeficiente de balasto dinámico. El cálculo de esfuerzos se debe hacer con el coeficiente de balasto máximo y el de deformaciones con el mínimo.</p> <p>No se permite el apoyo de fundaciones en suelo tipo IV.</p>

2.4. Tabla de resumen comparativo

Tabla 4– Resumen comparativo de capítulo 9.3 de la norma NCh2369.

Revisión de la norma NCh2360 Of.2003	NCh2369 Of.2003 Vigente
<p>6.1 Cálculo de deformaciones</p> <p>Las deformaciones se deben determinar de:</p> $d = d_0 + d_d \quad (6-1)$ <p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d = deformación sísmica; - d₀ = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas; - d_d = deformación calculada con el espectro elástico de la norma NCh2745, para el sismo de diseño (SDI), o mediante análisis de respuesta en el tiempo, de acuerdo a las cláusulas 5.8.1 y 5.8.2, respectivamente. <p>EXCEPCIÓN: Para el suelo tipo IV se debe desarrollar un espectro de sitio de acuerdo a la cláusula 5.8.1.1.</p> <p>El espectro vertical, para efectos de determinar las deformaciones, se debe obtener a partir del espectro horizontal de la norma NCh2745 utilizando la fórmula</p> <p>(6-9) para una razón de amortiguamiento igual a 0,03. Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.</p> $S_{aV}(T_V) = 0,7 \cdot S_{aH}(T_H) \quad (6-9)$ <p>En que:</p> $T_V = \frac{T_H}{1,7}$ <p>S_{aV} = espectro de aceleración vertical, derivado a partir del espectro de aceleración horizontal;</p> <p>S_{aH} = espectro de aceleración horizontal;</p>	<p>6.1 Cálculo de deformaciones</p> <p>Cuando el análisis se hace con las sollicitaciones sísmicas reducidas por el factor R, las deformaciones se deben determinar de:</p> $d = d_0 + R_1 d_d \quad (6-1)$ <p>en que:</p> <ul style="list-style-type: none"> - d = deformación sísmica; - d₀ = deformación debida a cargas de servicio no sísmicas; - R₁ = factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido de Tabla 5.6 por el cuociente Q₀/Q_{min}, siempre que Q₀/Q_{min} sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, para el cuociente Q₀/Q_{min} no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso que este cuociente sea mayor a 1,0, se debe usar R = R₁; - d_d = deformación calculada con sollicitaciones sísmicas reducidas por el factor R . <p>Si se usan los métodos analísticos, la deformación d se debe obtener directamente del análisis.</p>

Revisión de la norma NCh2360 Of.2003	NCh2369 Of.2003 Vigente
<p>Comentario n°1:</p> <p>Este artículo pretende corregir las diferencias que se observaron entre las deformaciones calculadas y las observadas en el sismo del 27 F. En el capítulo 3 y 4 de este trabajo se comparan las deformaciones que resultan de esta modificación. Además, se añade el espectro vertical.</p>	
<p>9.2.2</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistemas Gravitacionales - Conexiones continuas: <ul style="list-style-type: none"> a) Conexiones que emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio b) Conexiones especiales c) Conexiones que no emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio. (*) Se definen conexiones fuertes. - Conexiones discontinuas (conexiones fuertes): <ul style="list-style-type: none"> a) Rotuladas b) Deslizantes <p>✓ $\Delta_{\min} = \max \begin{cases} L/100 \\ 10 \text{ cm} \\ 1,4 \cdot \Delta_s + 5 \text{ cm} \end{cases}$</p> <p>✓ Conexión adicional de seguridad.</p>	<p>9.2.2</p> <p>Tipos de sistemas resistentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Sistemas gravitacionales b) Sistemas prefabricados con conexiones húmedas c) Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles d) Sistemas prefabricados con conexiones secas
<p>Comentario n°2:</p> <p>Se cambia la redacción y el orden en que se describen los tipos de conexiones y de añade los conceptos de conexiones discontinuas y continuas. Este punto es de suma importancia debido a que en las estructuras prefabricadas las conexiones son las zonas de más propensas a falla de toda la estructura.</p>	
<p>9.2.3.5.3 Límites para estructuras con sistema sismorresistente formado sólo por conexiones que no emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio.</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Máximo 4 niveles ✓ Altura máxima $\begin{cases} 22 \text{ m (C2 y C3)} \\ 12 \text{ m (C1)} \end{cases}$ 	<p>9.2.2.5. Límites para estructuras con sistema sismorresistente formado sólo por conexiones que no emulan el comportamiento del hormigón vaciado en sitio.</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Máximo 4 niveles ✓ Altura máxima 18 m.

Revisión de la norma NCh2360 Of.2003	NCh2369 Of.2003 Vigente
<p>Comentario n°3:</p> <p>Se diferencia según el nivel de importancia de la estructura, siendo la categoría C1 la más crítica en cuanto a mantener su funcionamiento continuo, de este modo, se establece una restricción más conservadora para las naves de mayor importancia, mientras que la altura máxima se vuelve menos conservadora con respecto a la norma vigente para estructuras de menor categoría.</p>	
<p>9.2.3.5.2 Estructuras que emulan el comportamiento del hormigón en sitio:</p> $Q_{\min} = 0,25 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g}$ <p>Estructuras que no emulan el comportamiento del hormigón en sitio:</p> $Q_{\min} = 0,4 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g}$	<p>9.2.1.7 Sistemas gravitacionales o sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles:</p> $Q_{\min} = 0,25 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g}$ <p>Otros:</p> $Q_{\min} = 0,4 \cdot \frac{I \cdot A_0 \cdot P}{g}$
<p>Anexo CP-1 Conexiones Prefabricadas Típicas Pilar-Fundación.</p>	
<p>Comentario n°4:</p> <p>En la norma vigente no existe artículo que señale cómo se pueden realizar las conexiones Pilar-Fundación.</p>	
<p>9.3.7 El esfuerzo de corte basal de diseño de los pilares y sus conexiones no debe ser inferior al valor que resulta de multiplicar el peso que descarga cada pilar por el mayor valor entre $I \times C$, e $I \times C$ mínimo.</p>	
<p>Comentario n°5:</p> <p>Se añade un nuevo artículo, el cual no puede ser omitido. Este artículo impone que el diseño de los pilares se realice considerando el área de influencia sin importar la altura de cada pilar, siendo un diseño conservador para los pilares de menor altura dentro de la misma estructura.</p>	
<p>9.3.8 Cálculo de deformaciones</p> <p>Se realiza con espectro de la <i>NCh2745 Of.2003</i>.</p>	<p>9.3.11 Cálculo de deformaciones</p> <p>Se realiza con espectro definido en punto 5.4.2.</p> <p>Las deformaciones máximas horizontales se deben calcular modificando la fórmula 6-1 como sigue:</p> $d = d_0 + S_0 R_1 d_d \quad (9-4)$

Revisión de la norma NCh2360 Of.2003	NCh2369 Of.2003 Vigente
	considerando los siguientes valores de S_o : 1,00 para suelo I 1,25 para suelo II 1,50 para suelo III
Comentario n°6: Este artículo fue modificado para ser consistente con la modificación del punto 6.1.	
9.3.10 El confinamiento se extenderá una longitud igual o mayor a 2 veces la altura de la sección transversal hacia arriba del nivel de apoyo sobre el cual el pilar queda libre, y desde este nivel hacia abajo hasta una profundidad mínima de una vez esa dimensión dentro de la fundación.	9.3.5 Confinamiento en la base de las columnas en una longitud mayor o igual a dos veces la altura de la sección transversal de la columna.
9.3.11 Deformación máxima horizontal relativa de las vigas debida al sismo: 1/200 de la distancia entre las cabezas de los pilares de apoyo.	9.3.7 Las vigas se deben apoyar lateralmente para evitar su volcamiento.
Comentario n°7: Se establece un límite en la deformación lateral de las vigas, el cual deberá cumplirse con la ayuda de los arriostramientos.	
9.3.11 Requisitos del diseño de los arriostramientos de techo: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Diseñar considerando una sollicitación no inferior al 40% de la tributación sísmica de cualquier eje resistente, en eventual falla prematura. ▪ Sistema no convencional. <ul style="list-style-type: none"> - deformación máxima relativa adicional en las cabezas de los pilares del eje en falla prematura: $\Delta_{adic} \leq \frac{h}{200}$ - Se permite el uso de cables dispuestos en forma de X, tensados previamente con un 10% de su capacidad a la rotura. 	9.3.10 Requisitos del diseño de los arriostramientos de techo: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Diseñar considerando cargas sísmicas no inferior a la tributación sísmica de un marco intermedio, en eventual falla prematura (100% de la falla). ▪ Sistema no convencional. <ul style="list-style-type: none"> - rigidez equivalente a la de un sistema de acero con diagonales constituidas por perfiles que sólo trabajen en tracción. - Se prohíbe el uso de elementos que sólo trabajen en tracción.

Revisión de la norma NCh2360 Of.2003	NCh2369 Of.2003 Vigente
<p>Comentario n°7:</p> <p>Debido a que los arriostramientos tienen la función de dar redundancia a la estructura, la revisión de la norma se vuelve menos conservadora al exigir una resistencia no menor al 40% de la tributación sísmica frente a una eventual falla de una franja de pilares. Se modifica el límite para sistemas riostrantes no convencionales en función de la altura. Y se permite el uso de cables como sistema arriostrante, debido a que pese a su prohibición en la norma actual, estos tuvieron un buen comportamiento en el terremoto del 27 F.</p>	

2.5. Comparación de espectros de deformación de las normas NCh2369 vigente y NCh2745 vigente

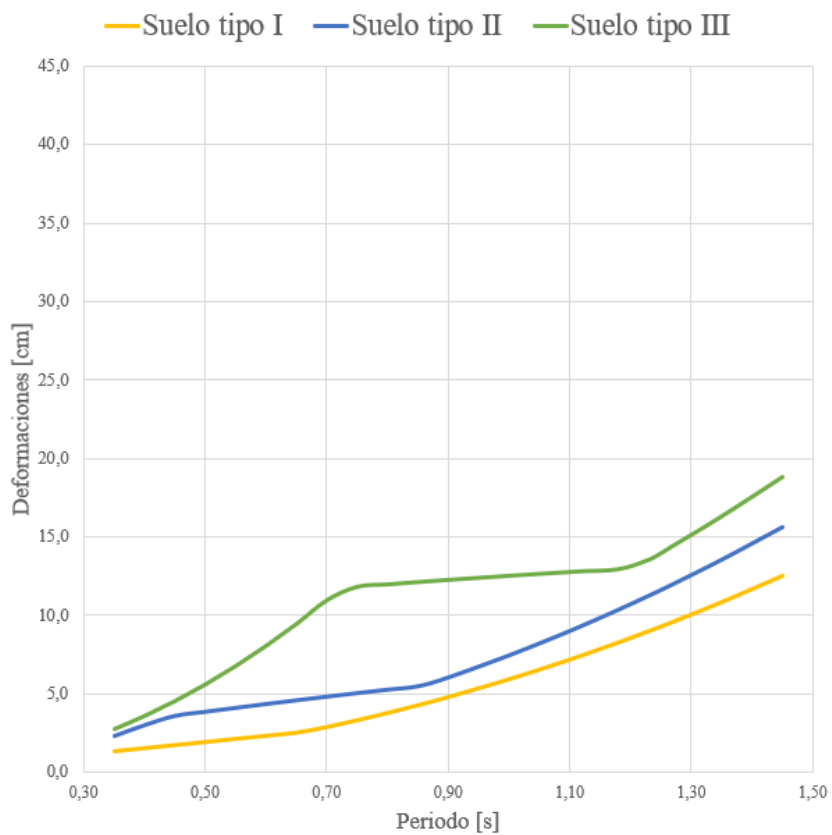
Se calculan y grafican los espectros siguiendo las consideraciones de las normas NCh2369 Of.2003 y NCh2745 Of.2013 definidos para estructuras tipo péndulo invertido (o pilar en voladizo) y marco rígido, para suelos tipo I, II y III, en zona sísmica 1, 2 y 3, utilizando factores de reducción y amortiguamiento según ambas normas igual a:

- 1) Pilar en voladizo: $R=3$ y $\xi=2\%$
- 2) Marco Rígido: $R=5$ y $\xi=5\%$

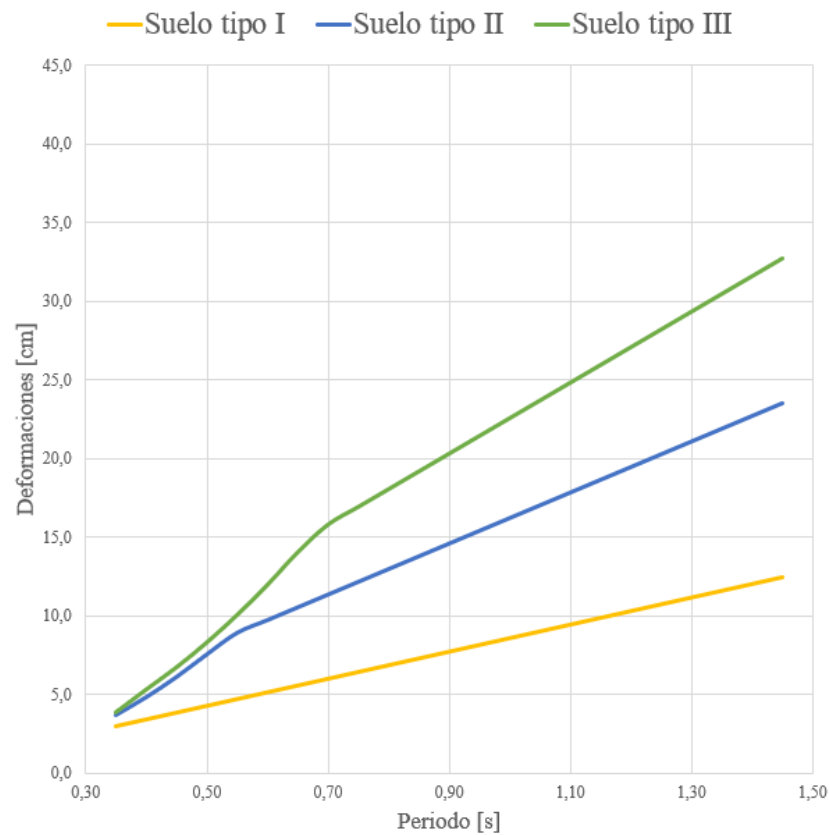
El método de cálculo de explícita en el Anexo A.

Se grafican los espectros de deformaciones de los suelos tipos I, II y III siendo de mayor importancia la variación de los dos últimos tipos de suelos.

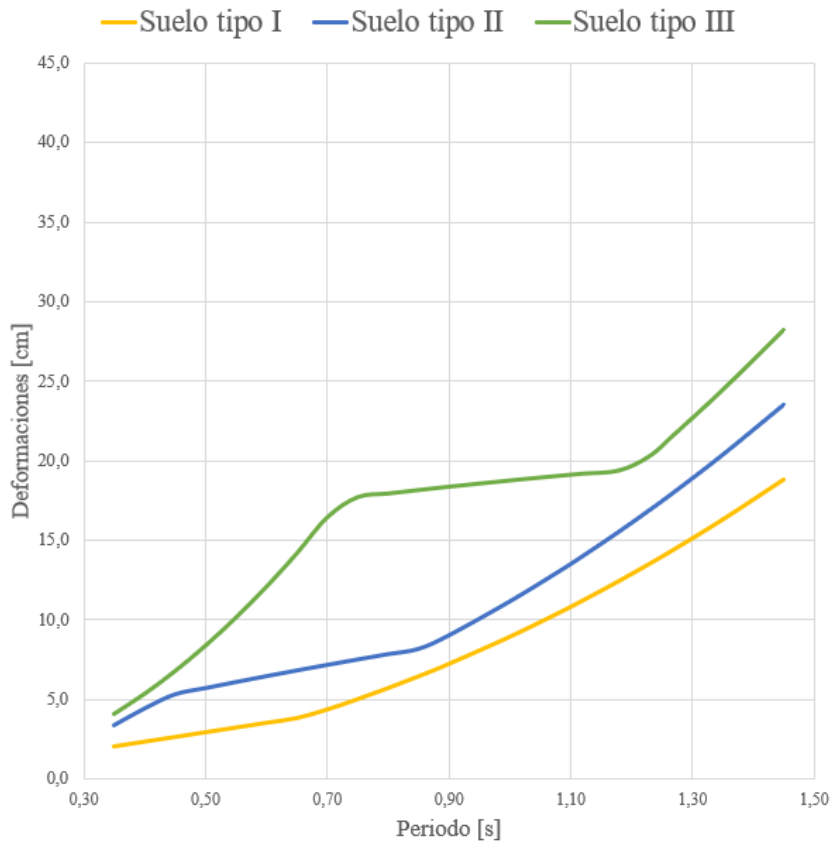
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ - R=3 - Zona sísmica 1
NCh2369 Vigente



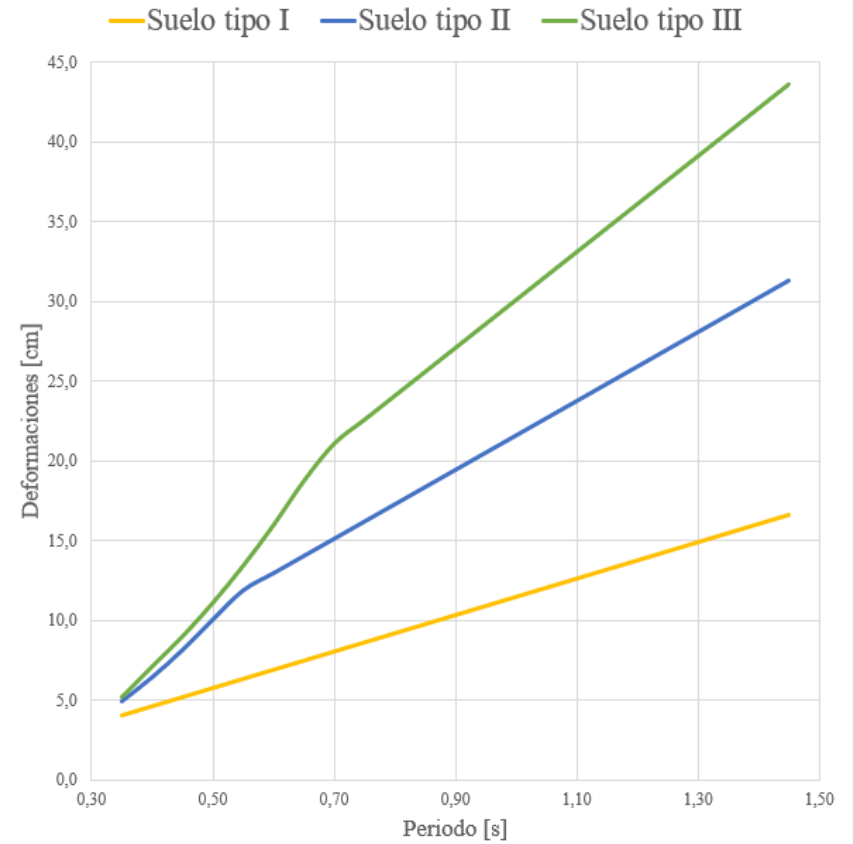
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ R=3 - Zona sísmica 1
NCh2369 Revisión



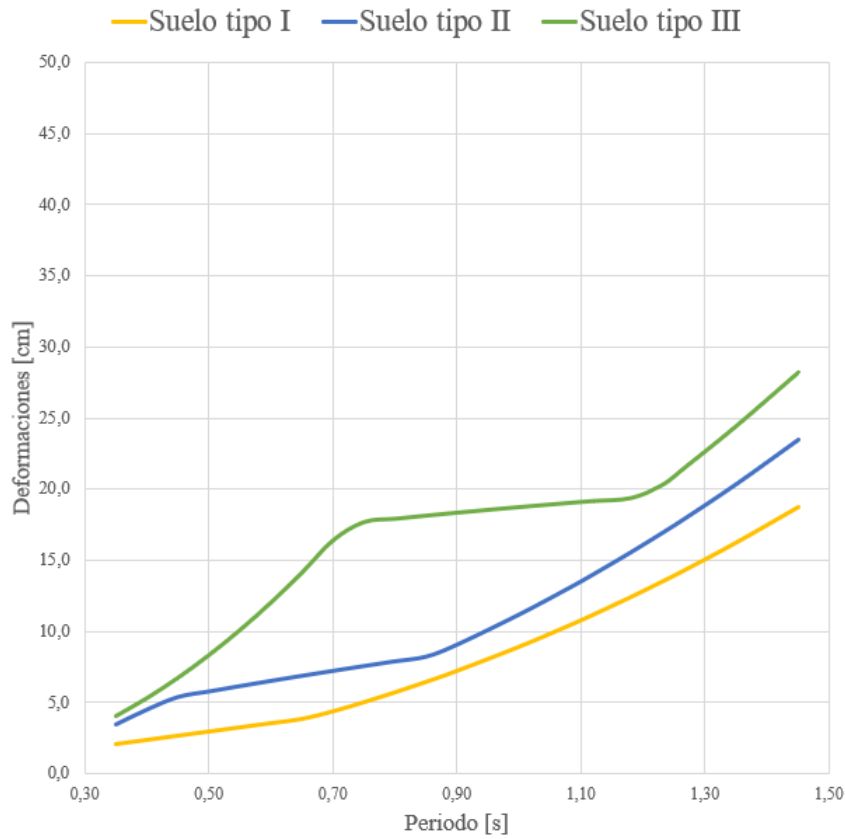
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ - $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Vigente



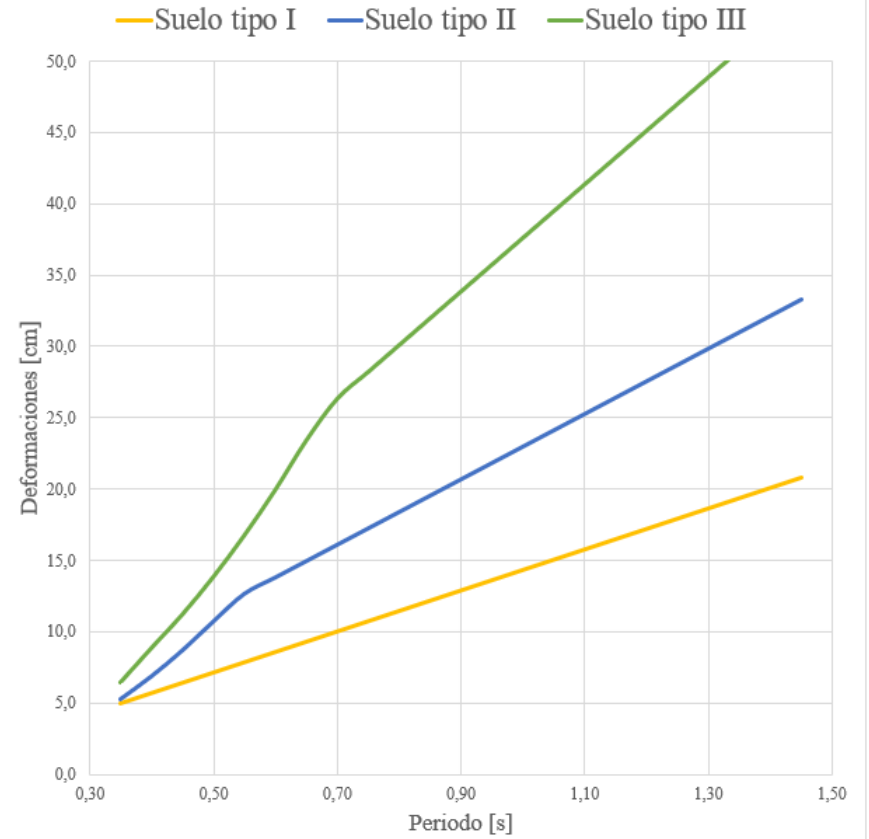
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



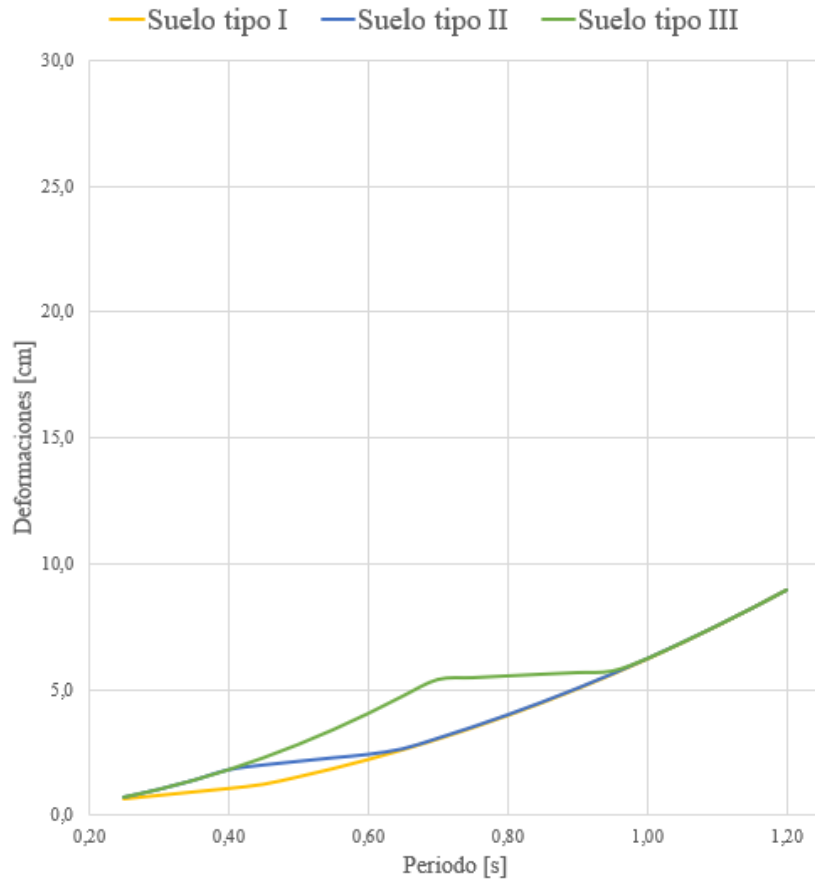
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ - $R=3$ - Zona sísmica 3
NCh2369 Vigente



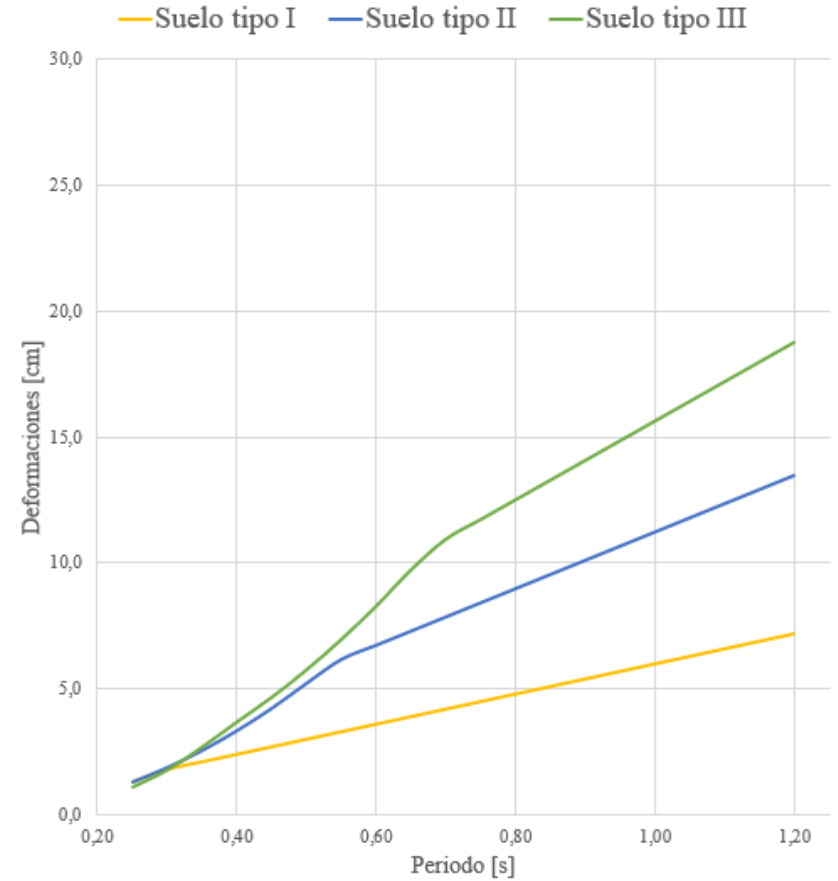
Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ $R=3$ - Zona sísmica 3
NCh2369 Revisión



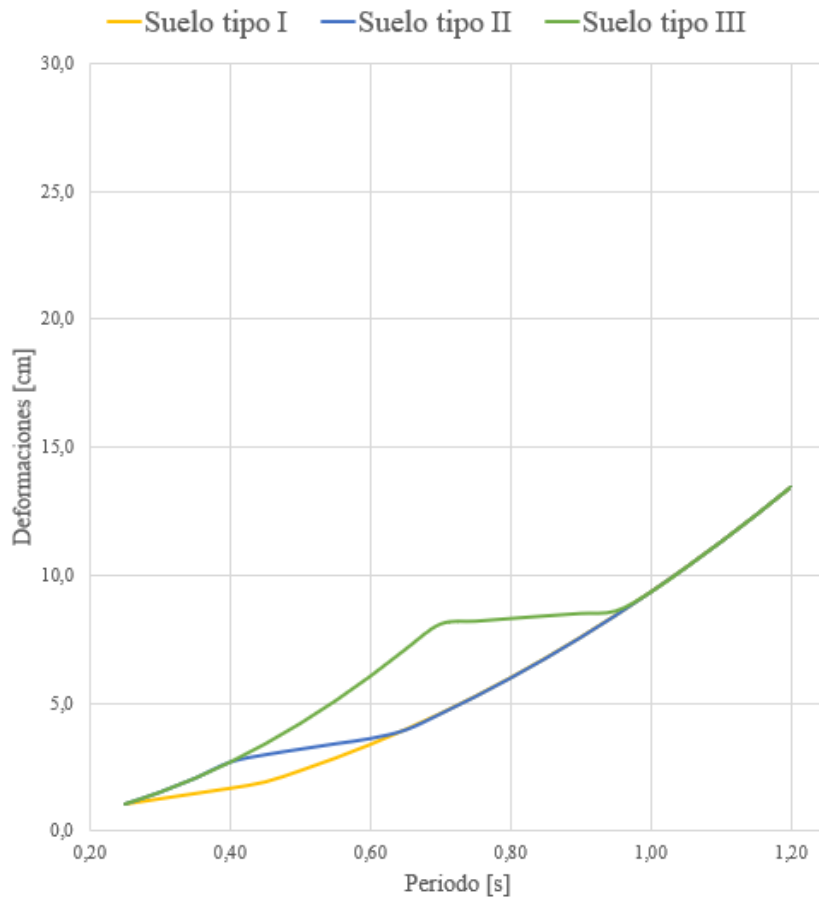
Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 1
NCh2369 Vigente



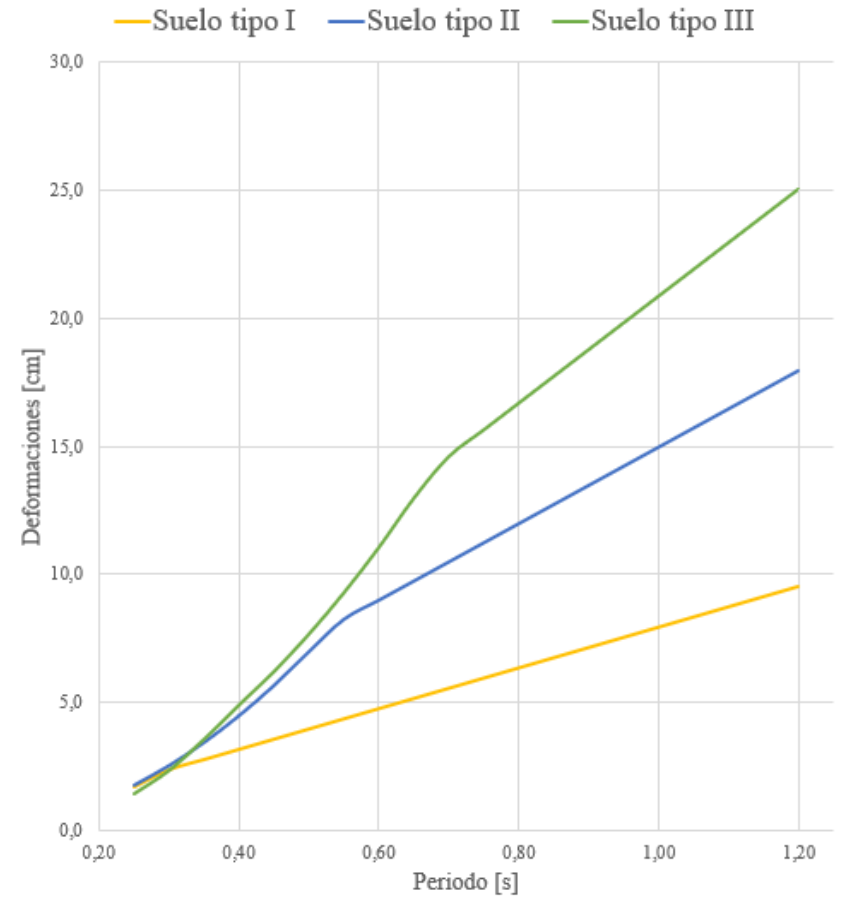
Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 1
NCh2369 Revisión



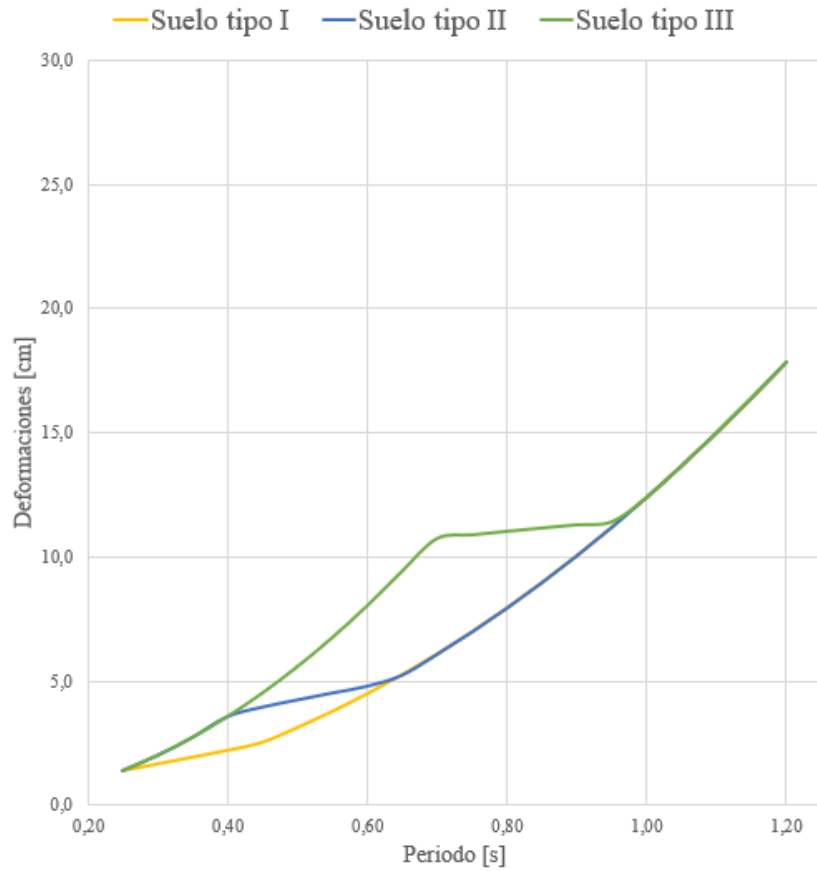
Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 2
NCh2369 Vigente



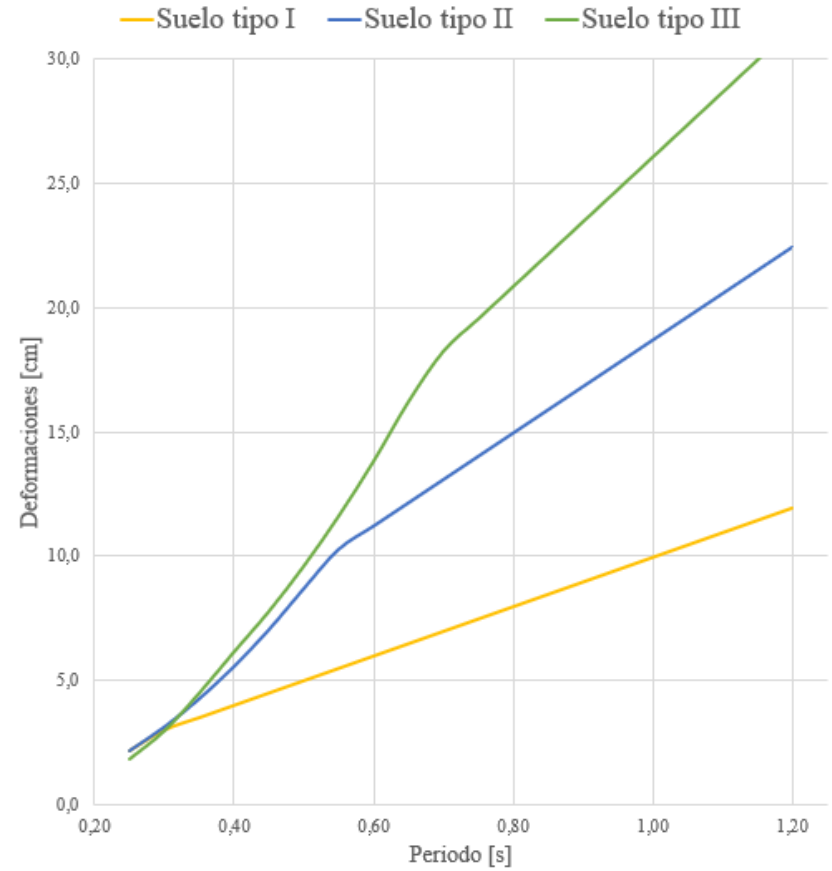
Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 3
NCh2369 Vigente



Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 3
NCh2369 Revisión



CAPÍTULO 3: Análisis Comparativo Numérico con ejemplos reales y existentes

3.3. Ejemplo 1: Nave industrial 1

Todos los cálculos realizados referentes al ejemplo 1 se desarrollan en el anexo B y se encuentran en el siguiente archivo Excel: [Capitulo3 Proyecto1](#)

3.3.1. Ficha técnica

Ubicación: Maipú, RM.

Tabla 5 – Características del ejemplo 1 necesarias para análisis sísmico.

Tipo de estructura	Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales (Marco Rigido)
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	II
Factor de Importancia	1

Tabla 6 – Características generales de la estructura ejemplo 1.

Luces cuadrícula [m]	26,21 x 12,00
Altura máxima [m]	12,08
Número de ejes	6 x 12
Superficie total en planta	131,05 x 132,00 m = 17298.6 m ²
Sección transversal de pilares [cm]	60 x 60
Hormigón de Pilares	H40
Sistema Riostrante	Costaneras tipo omega de hormigón empotradas en los extremos
Fachada	Fachada liviana de acero

Masa sísmica:

$$P = 3035,4[\text{tonf}]$$

Masa por superficie construida:

$$q = 0,18 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Se hace el alcance que cuando se hable de “Canalones” se hace referencia a costaneras de sección omega pretensados de hormigón, preferentemente de sección omega.

Se evaluarán 10 casos distintos de estructuras considerando la misma zona sísmica 2, para generar mayor número de resultados útiles para el estudio:

- 1) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, Suelo II
- 2) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, Suelo III
- 3) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, Suelo II
- 4) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, Suelo III
- 5) Estructura de Marcos, amortiguamiento 2%, Suelo II
- 6) Estructura de Marcos, amortiguamiento 3%, Suelo II
- 7) Estructura de Marcos, amortiguamiento 5%, Suelo II
- 8) Estructura de Marcos, amortiguamiento 2%, Suelo III
- 9) Estructura de Marcos, amortiguamiento 3%, Suelo III
- 10) Estructura de Marcos, amortiguamiento 5%, Suelo III

Dado que para el caso de estructura en voladizo no se cumple con la esbeltez mínima, se modifica la sección transversal de los pilares a 85 x85 m, así, la masa sísmica aumenta a:

$$P = 3335,5 [\text{tonf}]$$

Masa por superficie construida:

$$q = 0,19 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$



Figura 1 – Fotografías de la estructura Ejemplo 1.

Dimensiones Globales

Dimensión total de 276 metros de longitud, 131 metros de anchura. Con junta de dilatación para duplicar la estructura, analiza el lado derecho de la estructura.

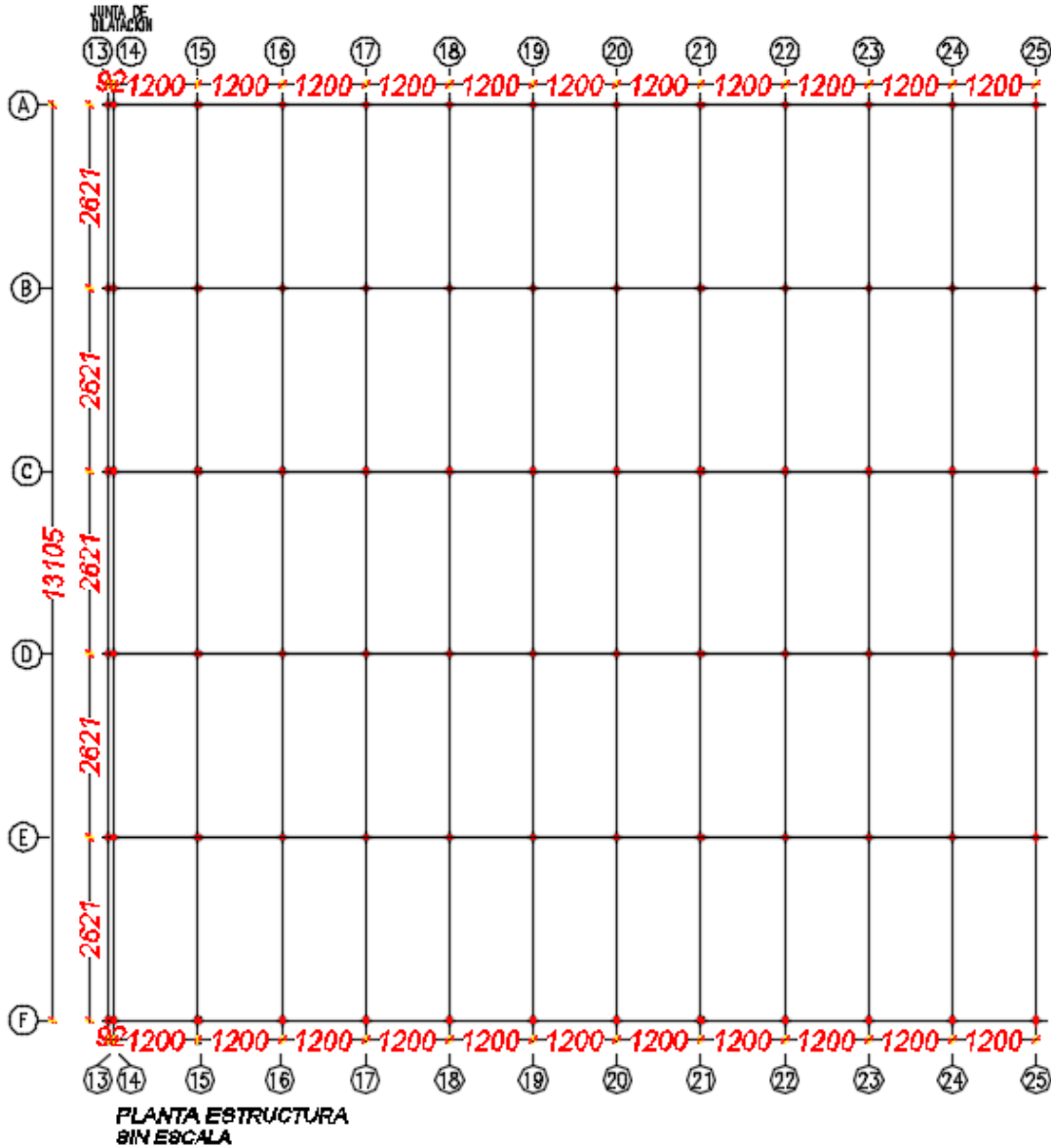


Figura 2. Planta de la Estructura, medidas en cm.

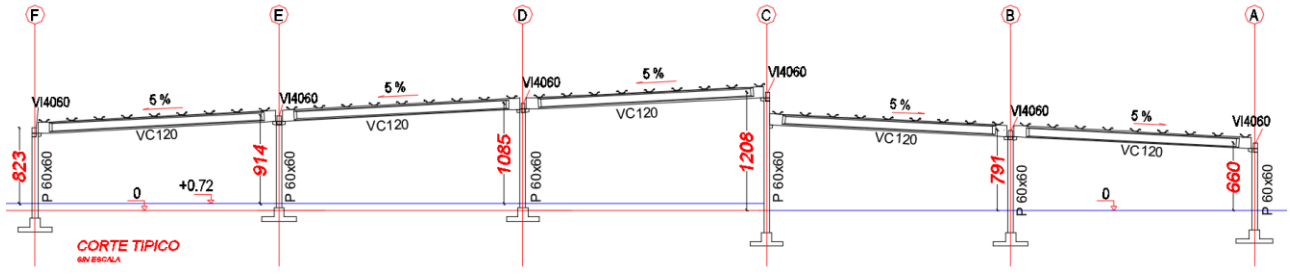


Figura 3. Corte típico en el eje y, medidas en cm.

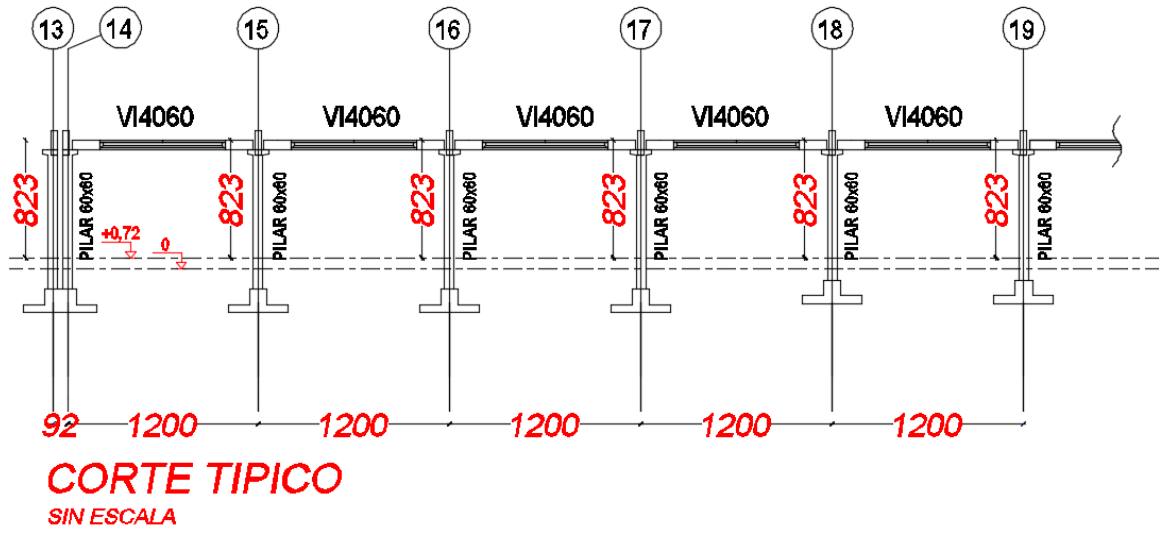


Figura 4. Corte típico en el eje x, medidas en cm.

3.3.2. Deformaciones obtenidas

Deformaciones admisibles

Punto 6.3, fórmula (6-7), “Otras estructuras”:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015h$$

Se considera la altura del edificio 12.078 m.

Deformación máxima admisible = 18.1 [cm]

Esta deformación admisible se relaciona con los pilares de mayor altura, pero es claro que la nave no posee un diafragma rígido, por lo que los pilares se deformaran diferencialmente dependiendo de su altura, como muestra la figura 5.

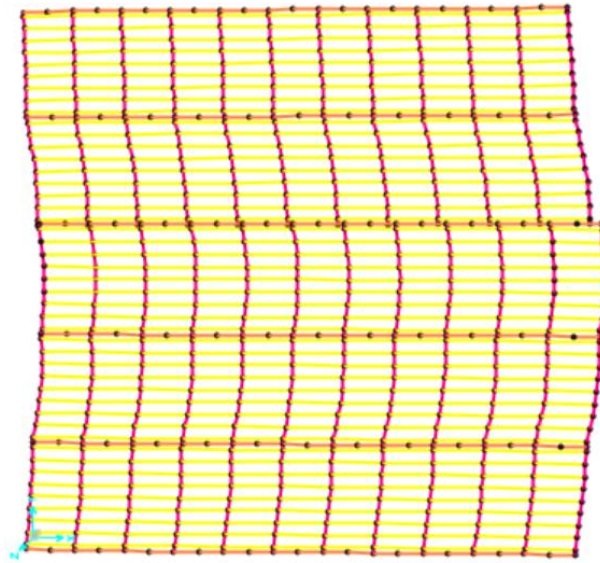


Figura 5. Deformación de techo en el eje x, modelado con el programa SAP2000.

Deformaciones en cabezas de pilares

Tabla 7 – Resultados de deformaciones del ejemplo 1 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.

Estructura	ξ	Tipo de Suelo	Vigente	Revisión
			d_d [cm]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]
Pilar en voladizo	2%	II	6.7	13.6
Pilar en voladizo	3%	II	5.7	11.6
Marco Rígido	2%	II	7.0	18.7
Marco Rígido	3%	II	7.0	15.9
Marco Rígido	5%	II	7.0	12.9
Pilar en voladizo	2%	III	13.3	18.5
Pilar en voladizo	3%	III	11.3	15.8
Marco Rígido	2%	III	12.1	26.9
Marco Rígido	3%	III	10.3	23.0
Marco Rígido	5%	III	8.4	18.9

Esta estructura podría ser construida según la revisión de la norma sólo en los casos que sea hecha como un sistema de marcos sobre suelo tipo II considerando que el amortiguamiento sea mayor o igual a 3% y sobre suelo tipo III con amortiguamiento de 5 %. Esto es, en los casos que no se cumple con las deformaciones admisibles con la revisión de la norma es necesario realizar un rediseño, ya sea ensanchando los pilares, disminuyendo las luces entre pilares, añadiendo muros para aumentar la rigidez de la estructura, disminuyendo la altura de pilares etc.

Se debe recordar que por la diferencia de altura de los pilares la estructura sufre de torsión con el primer modo de vibra, lo cual repercute en un aumento de deformaciones para este modo, en el caso de la normativa vigente, el aumento varía de 2 a 4 cm, mientras que en la revisión de la norma, de 3 a casi 8 cm.

3.3.3. Arriostramientos

Normativa Vigente: Se debe calcular para un sistema tradicional de arriostramientos en X las deformaciones en el caso hipotético de falla de una franja de la estructura. Se elige arbitrariamente un sistema como se muestra en la figura 6, para este sistema se tienen los parámetros presentes en la tabla 9. Dado que la masa sísmica en el eje x es mayor se analiza el estado de falla en este sentido.

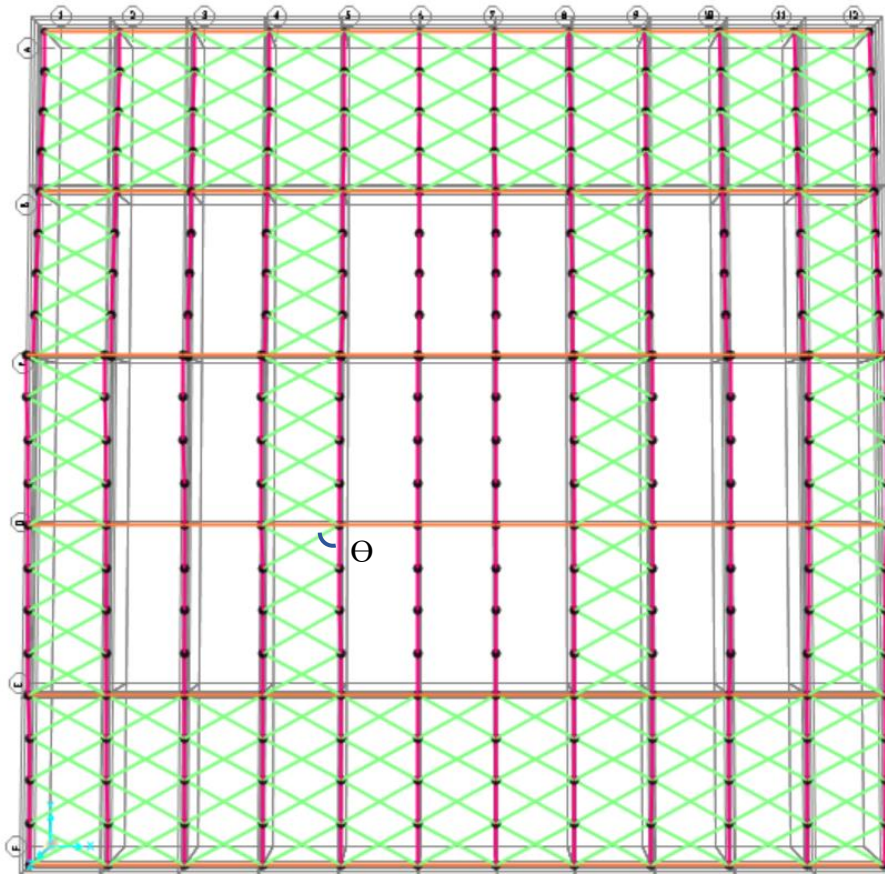


Figura 6. Esquema de arriostramiento de techo equivalente.

Tabla 8 – Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 1.

f_y [tonf/cm ²]	2.7
E [tonf/cm ²]	2.100
ϕ	0,9
Largo [cm]	1.365
Θ [°]	61,6
n	4

Para el cálculo de las deformaciones admisibles según la norma vigente se calcula suponiendo que se colocarán las secciones de hacer mínimas tales que el sistema resista, se utiliza la fórmula (15). Se obtiene que la deformación admisible por la falla prematura de una franja de pilares es:

$$\Delta_{adm}^{Vigente} = 4,3 \text{ cm}$$

La revisión de la norma exige que la deformación admisible sea igual a 1/200 de la altura del pilar.

$$\Delta = \frac{12,078 \text{ m}}{200}$$

$$\Delta_{adm}^{Revisión} = 6,0 \text{ cm}$$

Se modela la estructura bajo el supuesto que una franja completa de pilares pierde su capacidad resistente y se obtienen las deformaciones producto de esta falla, de modo que se pueda determinar si las costaneras de sección omega cumplen con las deformaciones máximas para un sistema arriostrante convencional.

Debido a la diferencia en número de pilares en una dirección versus la otra, es claro que la mayor deformación se producirá en el sentido con mayor número de pilares pro franja.

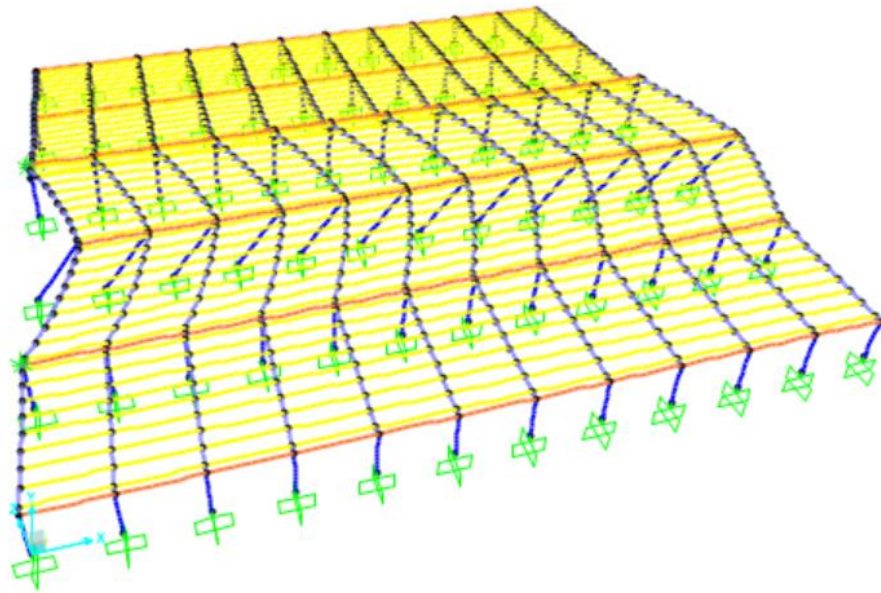


Figura 7 – Modelo de Falla de una franja completa de la estructura, ejemplo 1.

Tabla 9 – Resultados de deformaciones de arriostramientos del ejemplo 1 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.

Estructura	ξ	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión
			C [-]	Δ (Mod.) canalón [cm]	Δ (Mod.) canalón [cm]
Pilar en voladizo	2%	II	0.1816	5.1	2.0
Pilar en voladizo	3%	II	0.1544	4.2	1.7
Marco Rígido	2%	II	0.0750	1.2	0.5
Marco Rígido	3%	II	0.0750	1.2	0.5
Marco Rígido	5%	II	0.0750	1.2	0.5
Pilar en voladizo	2%	III	0.3000	6.4	2.6
Marco Rígido	2%	III	0.2550	5.9	2.4
Pilar en voladizo	3%	III	0.1307	3.2	1.3
Marco Rígido	3%	III	0.1111	2.9	1.2
Marco Rígido	5%	III	0.0906	2.4	1.0

Solo no se cumplen con las deformaciones admisibles para los casos de pilar en voladizo y marco rígido con 2% de amortiguamiento en el suelo tipo III.

3.4. Ejemplo 2: Nave Industrial 2

Todos los cálculos realizados referentes al ejemplo 1 se desarrollan en el anexo C y se encuentran en el siguiente archivo Excel: [Capítulo3 Proyecto2](#).

3.4.1. Ficha técnica

Ubicación: Colina, Santiago.

Tabla 10– Características del ejemplo 2 necesarias para análisis sísmico.

Tipo de estructura	Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales (Marco Rígido)
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	III
Factor de Importancia	1

Tabla 11 – Características generales de la estructura ejemplo 2.

Luces Cuadrícula [m]	21,0 x 16,5
Altura máxima [m]	9,42
Número de ejes	7 x 5
Superficie total en planta	126 x 66 m = 8316 m ²
Sección transversal de pilares [cm]	70 x 70
Hormigón de pilares	H30
Sistema Riostrante	Diagonales de hormigón
Costaneras	Elementos de hormigón
Fachada	Paneles prefabricados de hormigón

Masa sísmica:

$$P = 1901,3 \text{ [tonf]}$$

Masa por superficie construida:

$$q = 0,23 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Sin embargo, se evaluarán 10 casos distintos de estructuras considerando la misma zona sísmica 2, para generar mayor número de resultados útiles para el estudio:

- 11) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, Suelo II
- 12) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, Suelo III

- 13) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, Suelo II
- 14) Estructura de pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, Suelo III
- 15) Estructura de Marcos, amortiguamiento 2%, Suelo II
- 16) Estructura de Marcos, amortiguamiento 3%, Suelo II
- 17) Estructura de Marcos, amortiguamiento 5%, Suelo II
- 18) Estructura de Marcos, amortiguamiento 2%, Suelo III
- 19) Estructura de Marcos, amortiguamiento 3%, Suelo III
- 20) Estructura de Marcos, amortiguamiento 5%, Suelo III

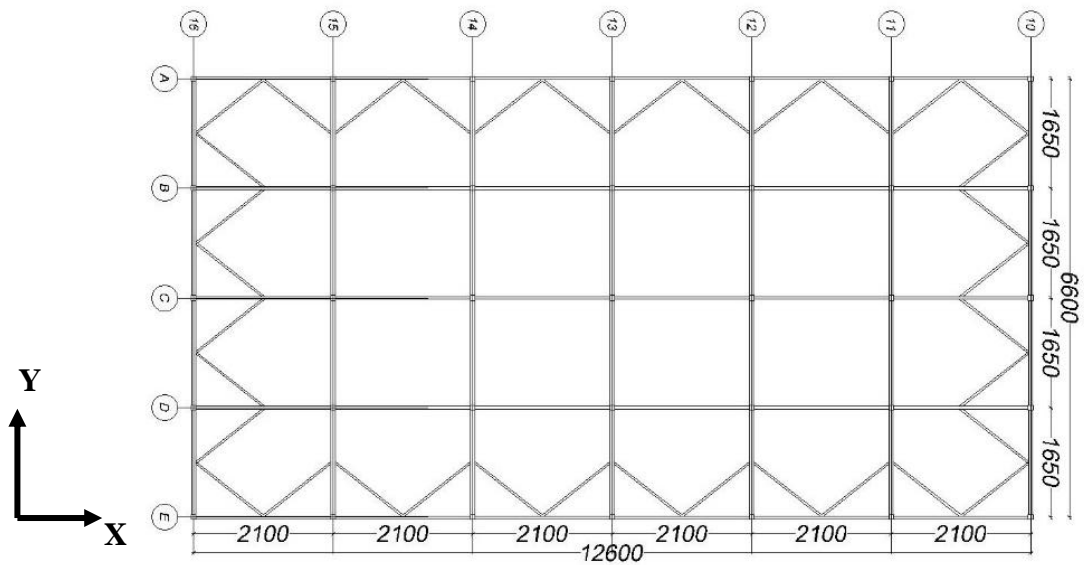


Figura 8 – Planta de techo de edificación ejemplo 2.

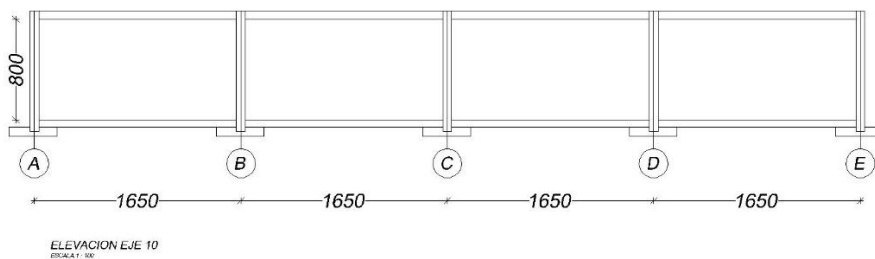


Figura 9 – Elevación eje 10, ejemplo 2.

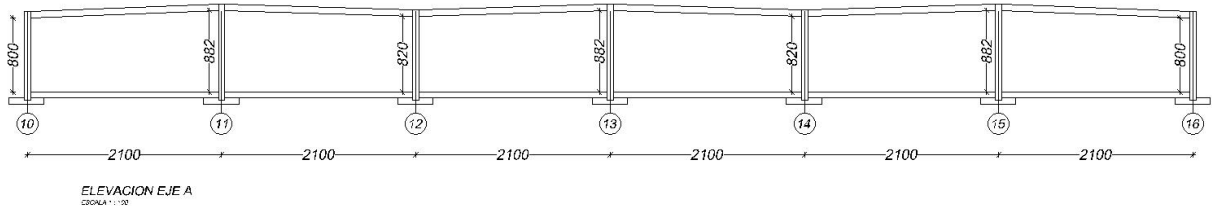


Figura 10 – Elevación eje A, ejemplo 2.



Figura 11 – Vista interior del galpón, posterior al terremoto del 27 de Febrero.

3.4.2. Deformaciones máximas en cabezas de pilares

Deformaciones admisibles

Punto 6.3, fórmula (6-7), “Otras estructuras”:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015h$$

Se considera la altura del edificio 9.42 m.

Deformación máxima admisible = 14.1 [cm]

Tabla 12 – Resultados de deformaciones del ejemplo 2 calculadas a partir de norma vigente y su revisión.

Estructura	ξ	Tipo de Suelo	Vigente	Revisión
			d_d [cm]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]
Pilar en Voladizo	2%	II	13.8	24.0
Pilar en Voladizo	3%	II	13.8	20.4
Marco	3%	II	5.9	15.8
Marco	5%	II	5.0	13.4
Pilar en Voladizo	2%	III	5.0	10.9
Pilar en Voladizo	3%	III	19.1	33.4
Marco	3%	III	16.5	28.4
Marco	5%	III	11.7	22.0

3.4.3. Arriostramientos

Según la norma vigente solo se deben considerar los arriostramientos a tracción, por lo que si falla una franja del proyecto (franja interna caso más desfavorable ya que posee menos arriostramientos), serán 4 arriostramientos los que deberán trabajar de forma directa para impedir que la franja colapse. Para calcular la deformación admisible según la normativa vigente se utilizan los siguientes datos:

Tabla 13– Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 2.

f_y [tonf/cm ²]	2.7
E [tonf/cm ²]	2.100
ϕ	0,9
L [cm]	1732
θ [°]	51.8
n	4

$$\Delta_{adm}^{Vigente} = 4,6 \text{ cm}$$

Se realiza un modelo donde falla una franja del proyecto mientras recibe las solicitaciones sísmicas en el mismo sentido para obtener la deformación en este estado. Se obtuvo que la deformación en el caso de falla de una franja es de 3,9 cm. Es decir, el diseño cumple con las deformaciones admisibles impuestas por la norma vigente.

La deformación admisible según la revisión de la norma es:

$$\Delta_{adm}^{Revisión} = \frac{h}{200} = \frac{9,42}{200}$$

$$\Delta_{adm}^{Revisión} = 4,7 \text{ cm}$$

La restricción de la revisión de la norma es menos restrictiva que la vigente, por lo que claramente el diseño actual cumple también con la restricción de la norma vigente.

3.5. Ejemplo 3: Nave industrial 3

Todos los cálculos realizados referentes al ejemplo 3 se desarrollan en el anexo D y se encuentran en el siguiente archivo Excel: [Capítulo3 Proyecto3](#).

3.5.1. Ficha técnica

Ubicación: Colina, Santiago.

Tabla 14 – Características del ejemplo 3 necesarias para análisis sísmico.

Tipo de estructura	Estructuras prefabricadas de péndulo invertido o con pilares en voladizo
Zona sísmica	2
Tipo de suelo	III
Factor de Importancia	1

Tabla 15 – Características generales de la estructura ejemplo 3.

Luces Cuadrícula [m]	20,0 x 7,5
Altura máxima [m]	9,00
Número de ejes	9 x 4
Superficie total en planta	160 x 22.5 m = 3600 m ²
Sección transversal de pilares [cm]	60 x 40
Hormigón de Pilares	H30
Vigas	Enrejado de acero
Sistema Riostrante	Diagonales de perfiles de acero
Costaneras	Perfiles de acero
Fachada	Fachada liviana de acero

Masa sísmica:

$$P = 944,9[\text{tonf}]$$

Masa por superficie construida:

$$q = 0,06 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$



Figura 12 – Fotografías del galpón industrial 3.

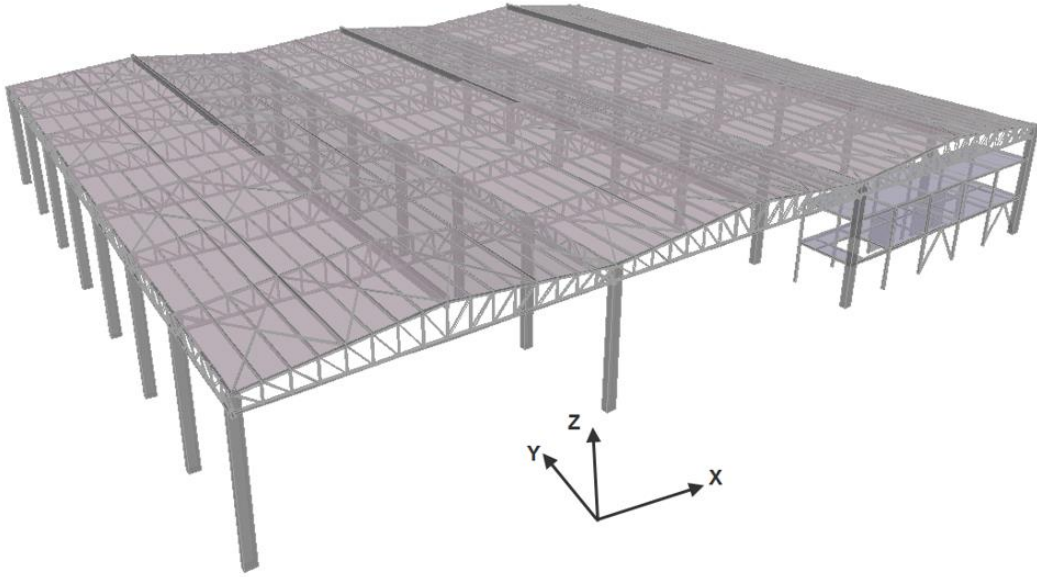


Figura 13 – Vista 3D del modelo computacional del ejemplo 3, figura extraída de Bases de Cálculo de Proyecto.

Esta nave industrial fue definida por el calculista del proyecto como una estructura tipo pilares en voladizo, donde sus vigas corresponden a cerchas de acero, además, posee muros de albañilería de 3 m de altura, así como arriostramientos y costaneras compuestas de estructura de acero.

Según la memoria de cálculo del proyecto, se asumió que el amortiguamiento de la estructura es de 3%, sin embargo, la normativa dice que para el caso de péndulos invertidos se debe utilizar un amortiguamiento del 2%, por esta razón se realiza el cálculo de las deformaciones con ambos valores.

Se presentan los planos en planta y elevaciones en ambas direcciones.

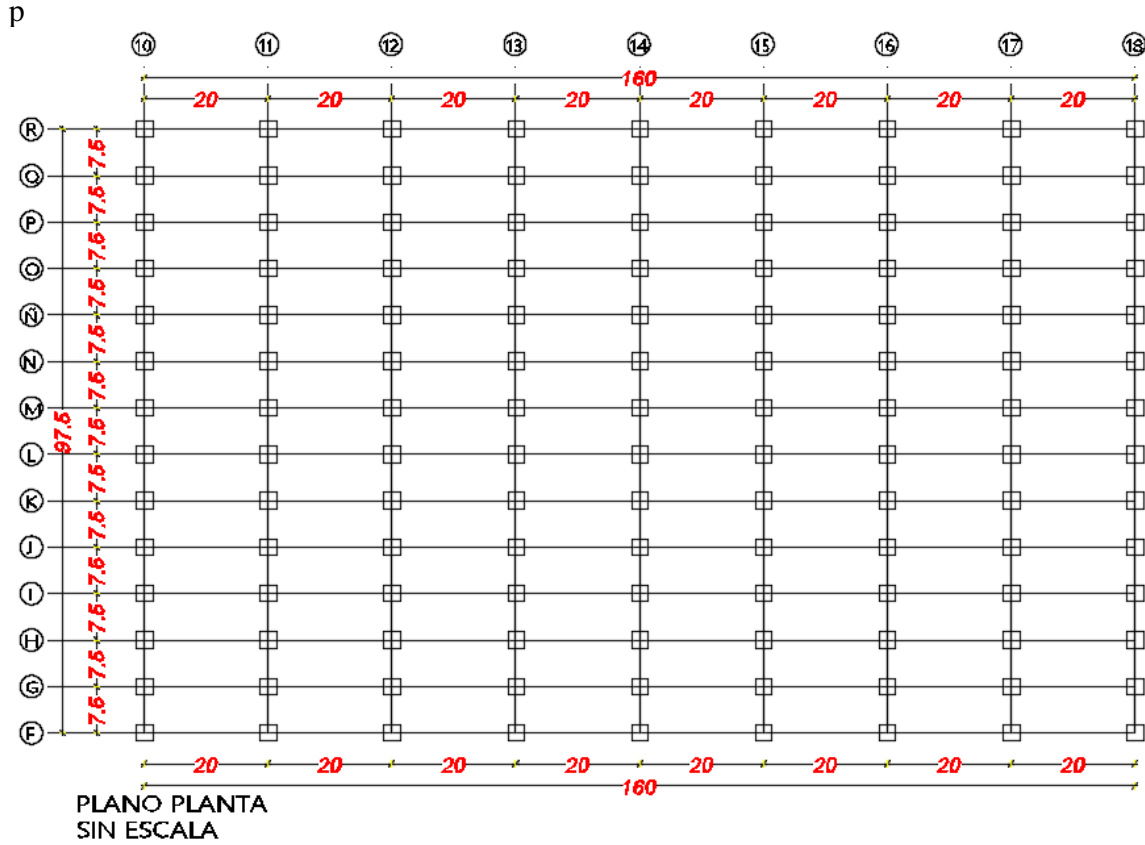
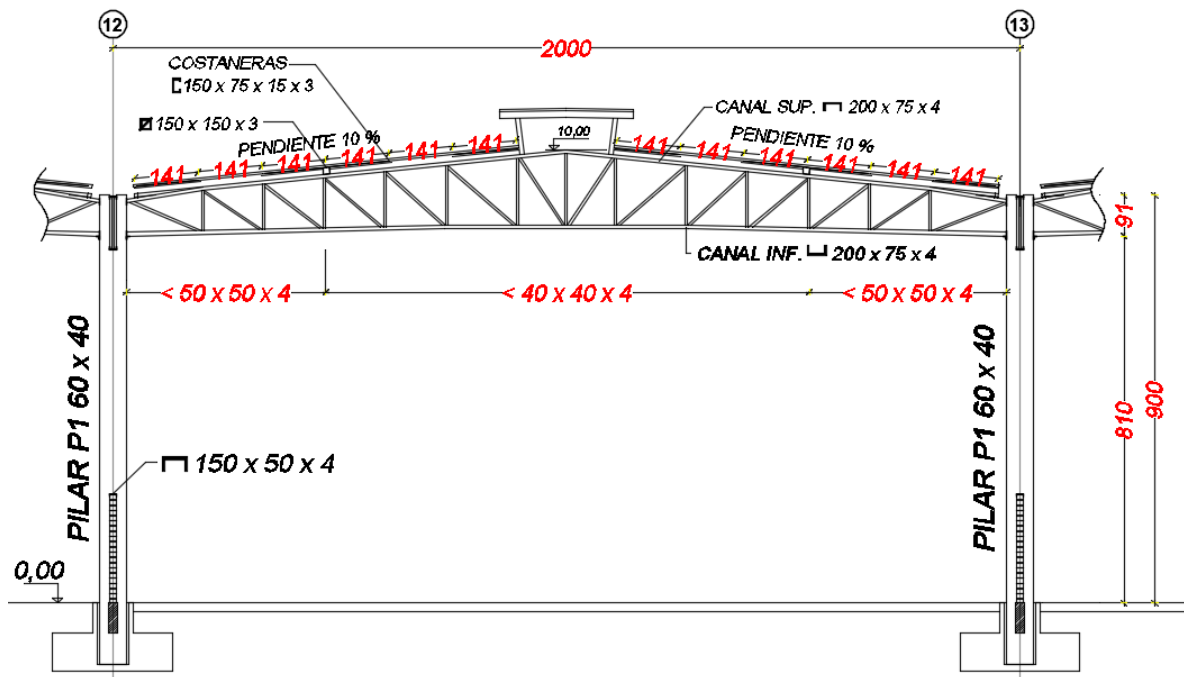


Figura 14 – Plano de planta ejemplo 3.



3.3.2. Deformaciones máximas en cabezas de pilares

Deformaciones admisibles

Punto 6.3, fórmula (6-7), “Otras estructuras”:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015h$$

Se considera la altura del edificio 9,00 m.

Deformación máxima admisible = 13,5 [cm]

Todos los casos cumplen con las deformaciones admisibles.

Tabla 16 – Resultados de deformaciones del ejemplo 3 calculadas a partir de norma vigente y su revisión, estructura tipo pilar en voladizo.

ξ	Tipo de Suelo	Vigente	Revisión
		d_d [cm]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]
2%	II	4.9	7.1
3%	II	4.2	6.0
2%	III	5.9	7.8
3%	III	5.0	6.6

3.3.3. Arriostramientos

Se determinan las deformaciones para el estado de falla completa de una franja de la estructura utilizando modelación computacional. La franja de falla se modela como si todas las columnas tuvieran la condición de rotulado en ambos extremos. Para imponer el estado de falla pedido por la normativa vigente se coloca en la cabeza de cada pilar de la franja de falla la carga basal obtenida (Q_0) coherente con la masa sísmica que posee cada pilar. La deformación obtenida es de 1,1 cm.

Según la norma vigente solo se deben considerar los arriostramientos a tracción, por lo que si falla una franja del proyecto (franja interna caso más desfavorable ya que posee menos arriostramientos), serán 4 arriostramientos los que deberán trabajar de forma directa para impedir que la franja colapse. Para calcular la deformación admisible según la normativa vigente se utilizan los siguientes datos:

Tabla 17 – Propiedades de arriostramientos en X para ejemplo 3.

fy[tonf/cm2]	2.7
E[tonf/cm2]	2100
φ	0,9
L[cm]	901
θ [°]	56.3
n	4

$$\Delta_{adm}^{Vigente} = 3,3 \text{ cm}$$

Se calcula el área de acero mínima requerida y se compara con el área de acero colocada en el diseño.

$$A_{smin} = \frac{\left(1,4 \cdot \frac{Q_0}{2 \cdot \sin(\theta)}\right)}{\phi \cdot f_{sy}} = \frac{\left(1,4 \cdot \frac{31,5}{2 \cdot \sin(56,3^\circ)}\right)}{0,9 \cdot f_{sy}}$$

$$A_{smin} = 2,58 \text{ cm}^2 < A_{sdiseño} = 4,62 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se cumple con la deformación admisible.

En el caso de la revisión de la norma se pide que las deformaciones máximas producto del 40% de la falla de una franja sean un doceavo de la altura del pilar, esto es:

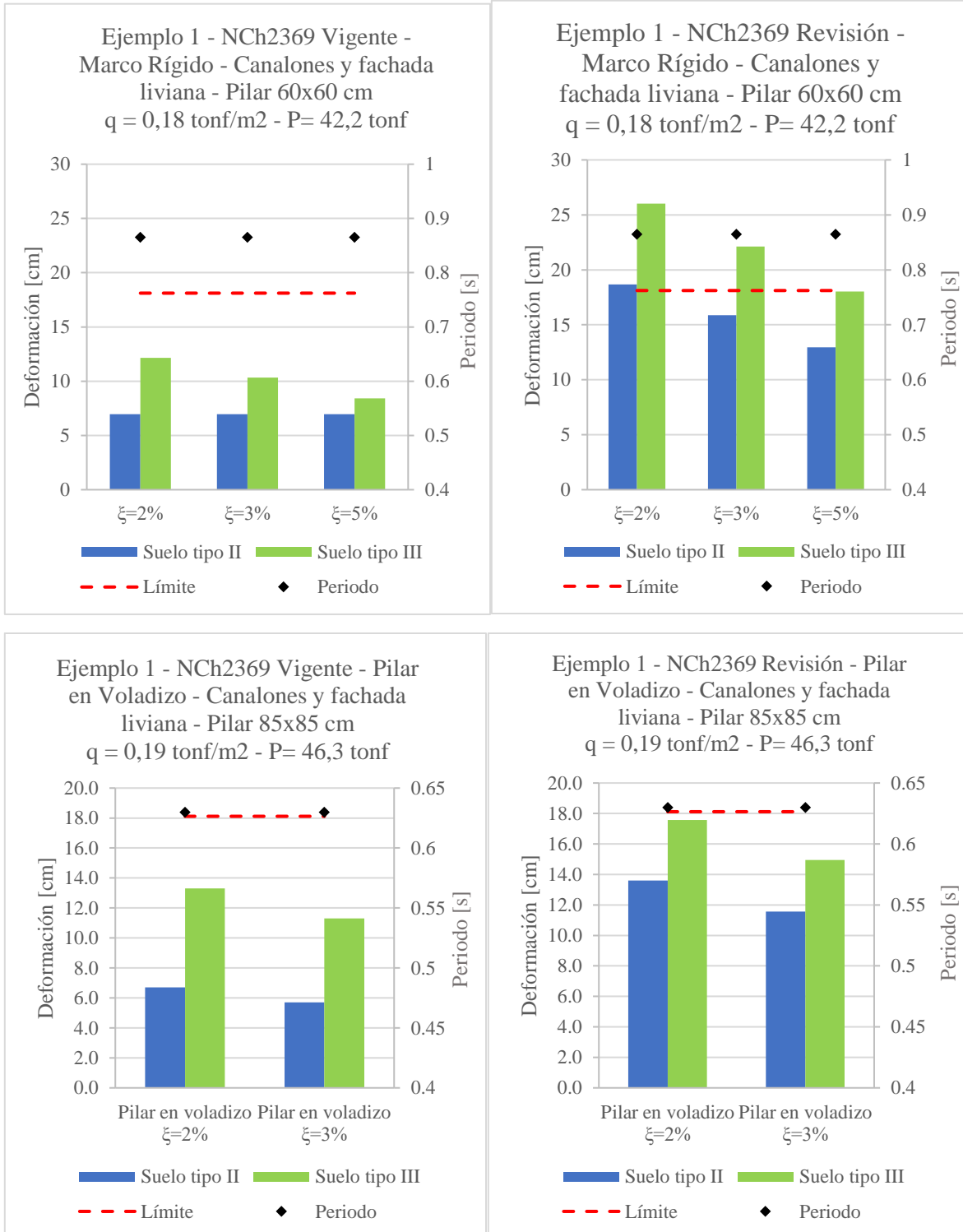
$$\Delta_{adm}^{Revisión} = \frac{h}{200} = \frac{9,00}{200}$$

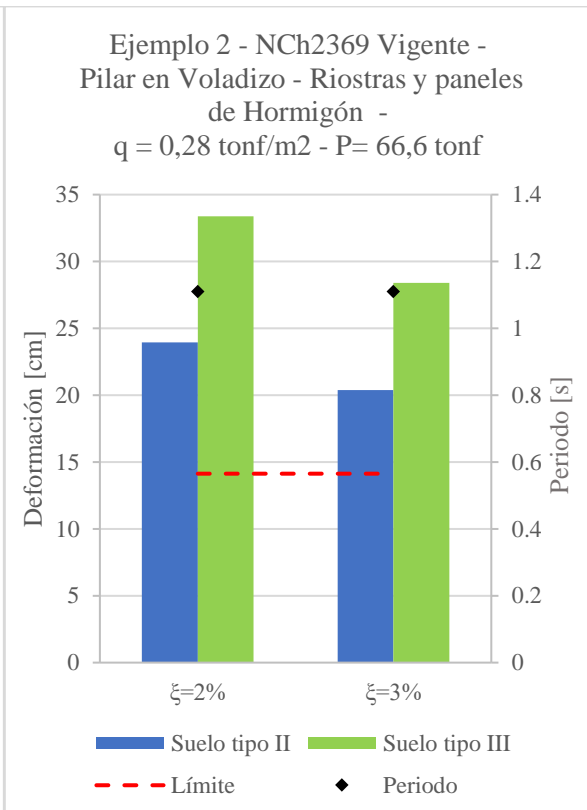
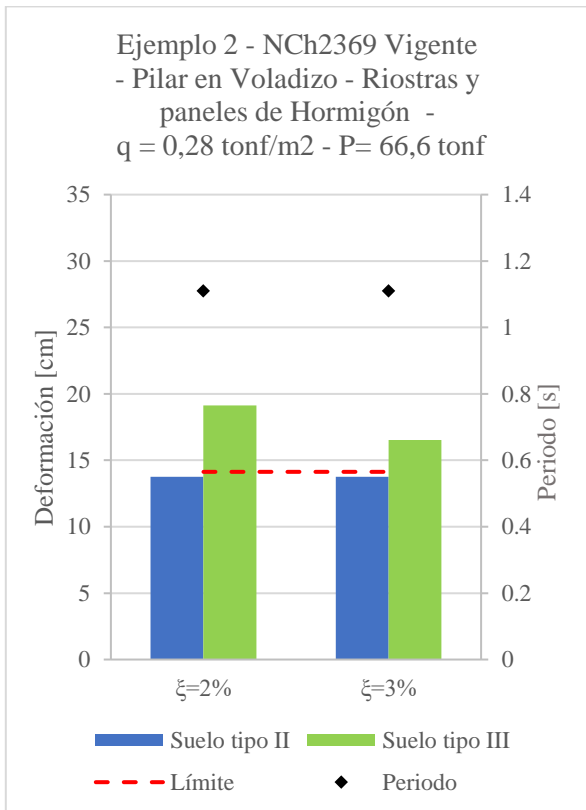
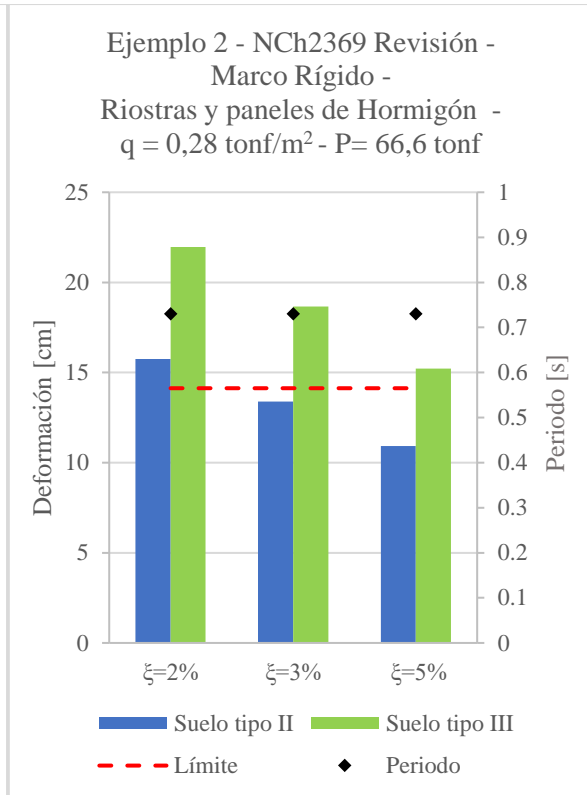
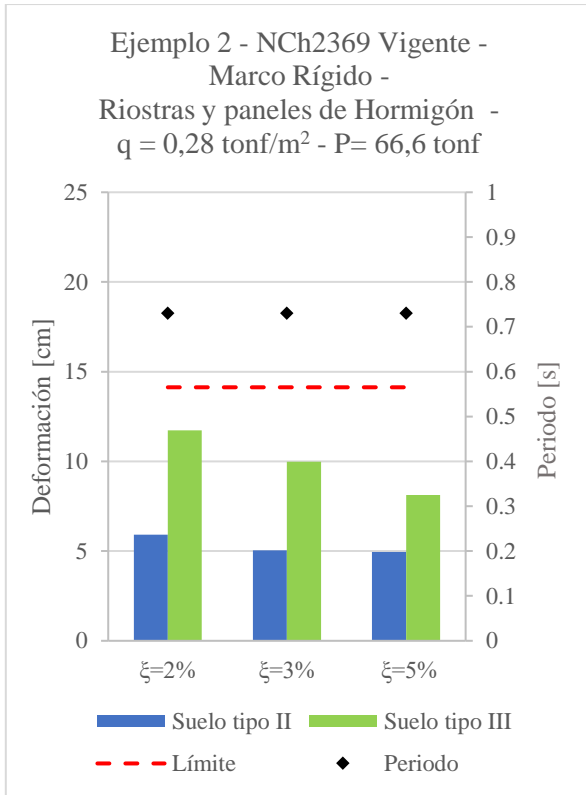
$$\Delta_{adm}^{Revisión} = 4,5 \text{ cm}$$

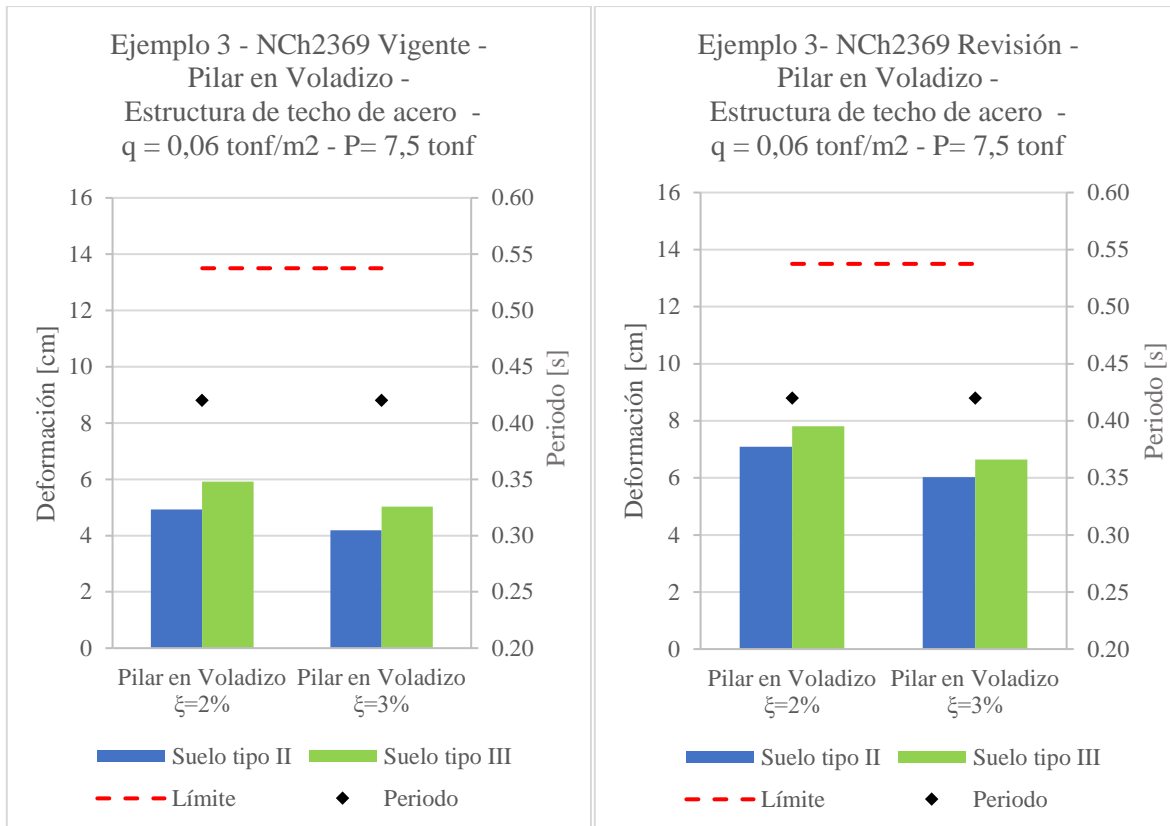
Claramente, como se cumple con la normativa vigente, donde las deformaciones admisibles y el porcentaje de carga a aplicar son más restrictivos se cumple con la revisión de la norma, por ende, se puede disminuir el área transversal de los arriostramientos o disminuir el número de estos.

3.4. Resumen

3.4.1. Deformaciones sísmicas máximas







Pilar en voladizo:

Se observa que para los casos de los ejemplos 1 y 2 no es del todo válido suponer una estructura equivalente estructurada por pilares en voladizo ya que en los casos de suelo de fundación tipo III no se cumple con las deformaciones admisibles ni siquiera con la normativa vigente, con mayor razón no se cumple con las deformaciones con la revisión de la norma.

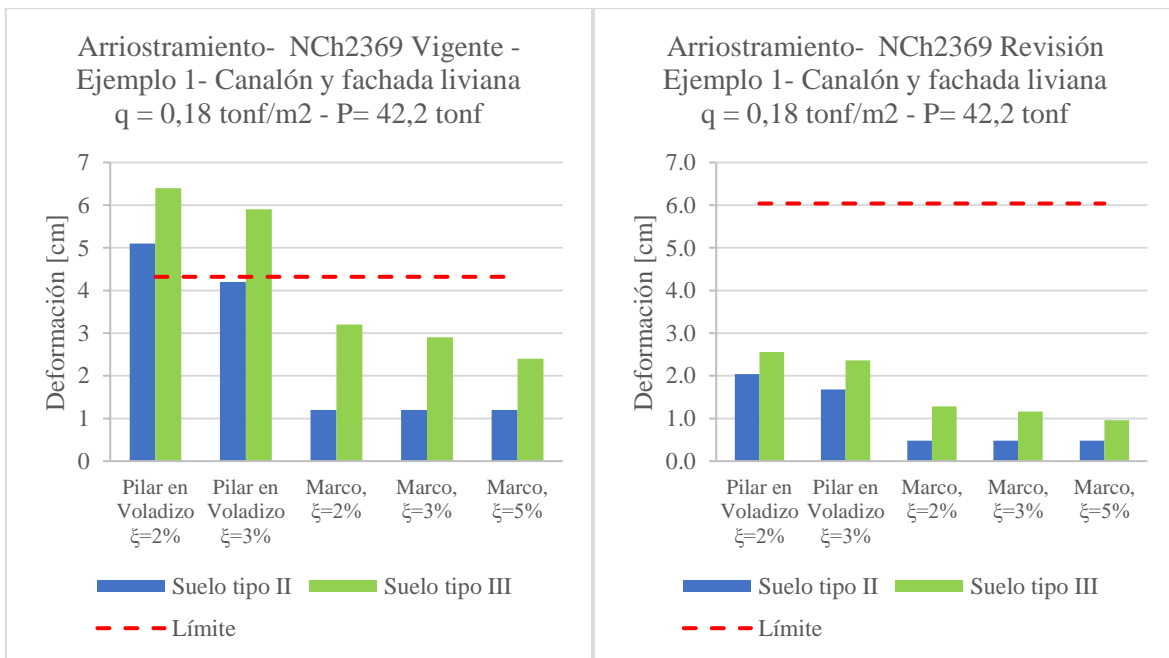
La estructura del ejemplo 3 debe ser analizada por separado ya que es una estructura de tipo mixta, lo que la vuelve mucho más liviana y por ende, de menor periodo. Esta, sin embargo, no puede ser considerada como una estructura tipo marco ya que no emula el comportamiento del hormigón monolítico. Esta vendría siendo, en primera instancia, la única estructura tipo pilar en voladizo que cumple en el 100% de los casos. Las deformaciones calculadas con el espectro de la norma NCh2745 aumentan en promedio 2 cm, equivalente a un **38%** de aumento. Mientras que el aumento promedio del ejemplo 1 es de 5,2 cm equivalente a un **67%**, y el ejemplo 2; 10,7 cm y **67%**.

Marco Rígido:

Para el caso de las estructuras tipo marco se cumplen en todos los casos las deformaciones calculadas con la norma vigente. No obstante, no se cumple en ningún caso con las deformaciones admisibles al utilizar la revisión de la norma en suelo tipo III, estando muy cerca de cumplir los casos de marco rígido con amortiguamiento del 5%. Se cumplen las deformaciones con la norma vigente para estructuras tipo marco sobre suelo tipo II para amortiguamiento sobre 3%

El aumento promedio del ejemplo 1 es de 10,3 cm equivalente a un **121%**, y el ejemplo 2; 8,4 cm y **119%**.

3.4.2. Deformación de sistemas arriostrantes no convencionales



CAPÍTULO 4: Análisis Comparativo Numérico mediante Sistemas parametrizados

4.1. Análisis según amortiguamiento exigido en la norma

Se denominan sistemas parametrizados a una serie de estructuras teóricas definidas por parámetros estándar de luces de vigas, altura de la estructura y masa sísmica por unidad de superficie que representan un abanico importante de naves industriales estructuradas por elementos prefabricados de hormigón diseñadas y construidas en la actualidad.

Estos sistemas parametrizados serán analizados como estructuras de tipo pilares en voladizo y marcos rígidos según corresponda, fundados sobre suelos de tipo II y III, ubicados en la zona sísmica 2.

Se analizan los siguientes casos:

- 1) Luces de 25 m por 12 m, altura de 10 m.
 - a. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **costaneras de sección omega** de hormigón armado y **paneles perimetrales de hormigón**.
 - b. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **costaneras de sección omega** de hormigón armado y **fachada perimetral liviana**.
 - c. Estructuras mixtas de pilares de hormigón armado y **techo liviano de estructura de acero**, esto considera cerchas, arriostramiento y costaneras de acero.

- 2) Luces de 30 m por 15 m, altura de 10 m.
 - a. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **costaneras de sección omega** de hormigón armado y **paneles perimetrales de hormigón**.
 - b. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **costaneras de sección omega** de hormigón armado y **fachada perimetral liviana**.
 - c. Estructuras mixtas de pilares de hormigón armado y **techo liviano de estructura de acero**, esto considera cerchas, arriostramiento y costaneras de acero.

Las estructuras mixtas, es decir, estructuras de techo de acero consideran la viga de mayor luz construida de cercha de acero y la viga de menor luz de hormigón armado. Por lo que si todas las vigas fueran de estructura de acero se pueden obtener estructuras de las mismas luces y alturas con menor masa sísmica y por ende, menor periodo.

- 3) Luces de 25 m por 12 m, altura de 12 m.
 - a. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **canalones** de hormigón armado y **fachada perimetral liviana**. Caso pilar en voladizo.
- 4) Luces de 25 m por 12 m, altura de 8 m.
 - a. Estructuras de pilares y vigas de hormigón armado y/o pretensado, con sistema arriostrante especial de **canalones** de hormigón armado y **fachada perimetral liviana**. Caso pilar en voladizo.

Este último caso se incorpora para realizar un análisis de sensibilidad de la variación del periodo (y las deformaciones) al aumentar la altura de la estructura. Cabe notar que este no es un proceso trivial, debido a que al aumentar la altura de la estructura disminuye la rigidez, pero para poder seguir cumpliendo con la esbeltez mínima es necesario aumentar el ancho de la sección transversal de los pilares, esto se refleja en un aumento de rigidez a su vez. Además, debido a estas variaciones el peso de la estructura aumenta levemente, por lo que no es posible determinar sin un análisis más profundo si el periodo de la estructura aumentará o disminuirá.

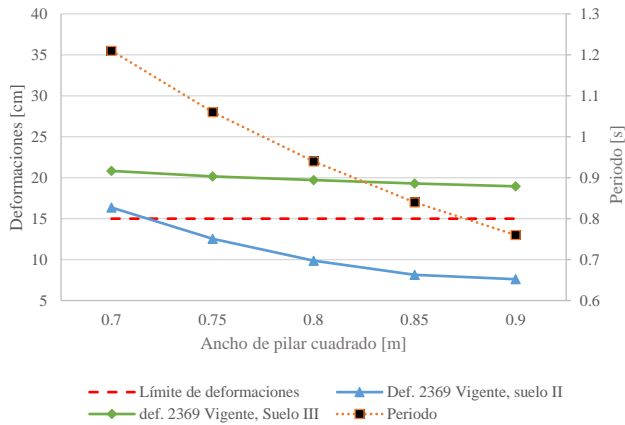
Pilares con hormigón H30 en todos los casos.

Se precisa que no se incluye las deformaciones adicionales producto de un giro en la fundación para estructuras fundadas sobre suelo tipo III, ya que es un procedimiento muy complejo de incluir en todos los casos a considerar, así mismo como de incluir en espectro de deformación que se construye posteriormente.

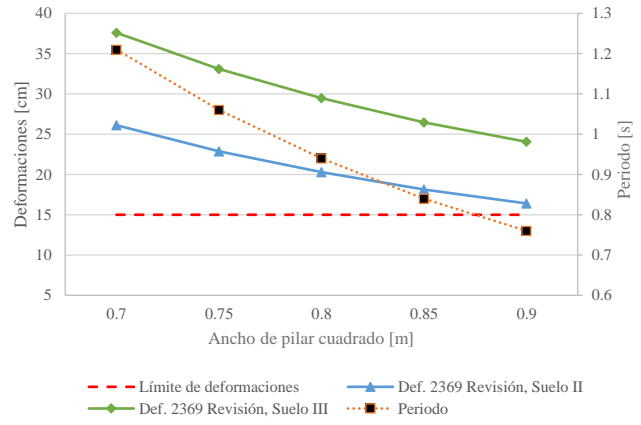
Los resultados se resumen en los siguientes gráficos.

Comparación de deformaciones según la norma NCh2369 Vigente y su Revisión

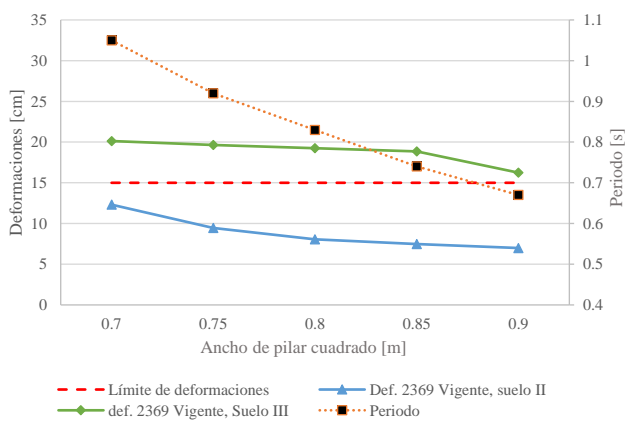
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 12 x 25 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,2 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



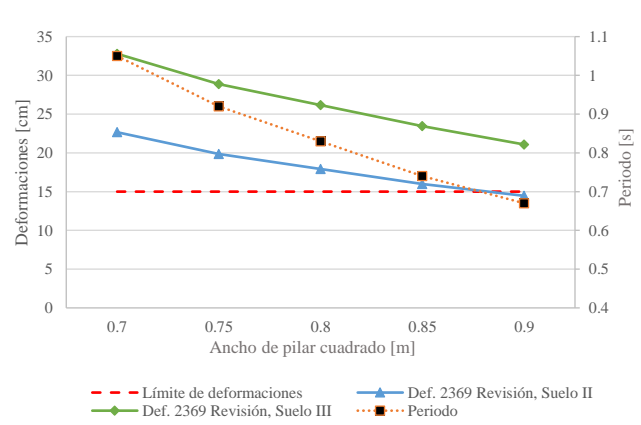
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,2 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



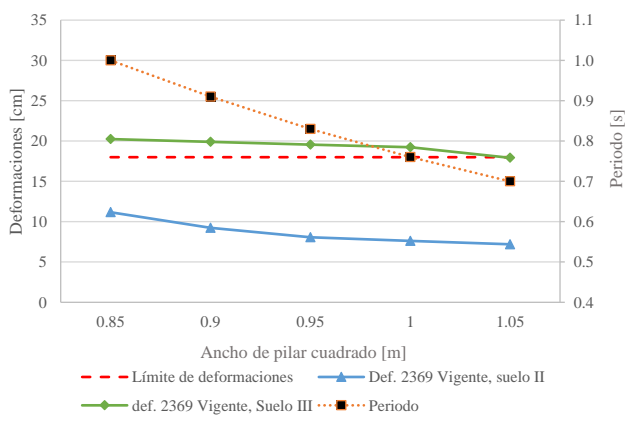
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 12 x 25 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,22 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 41,6 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



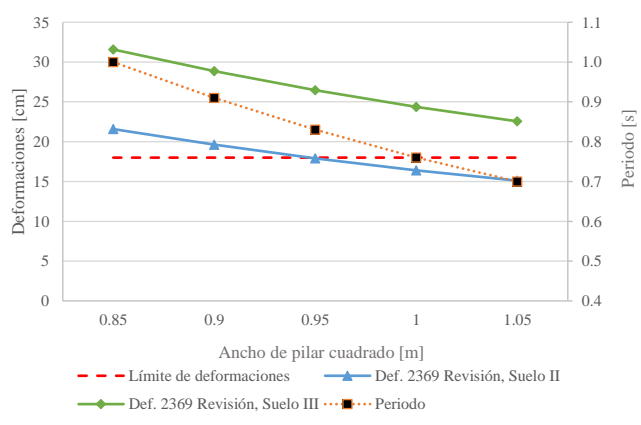
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,22 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 41,6 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



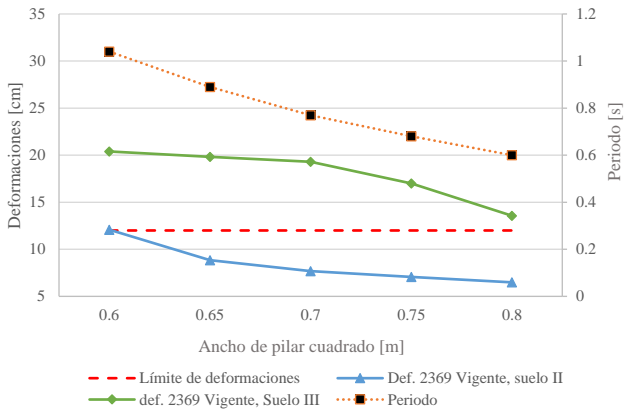
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 12 x 25 m - Canalón y Fachada Liviana
 $q = 0,23 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 44,0 \text{ tonf}$ - $h = 12 \text{ m}$



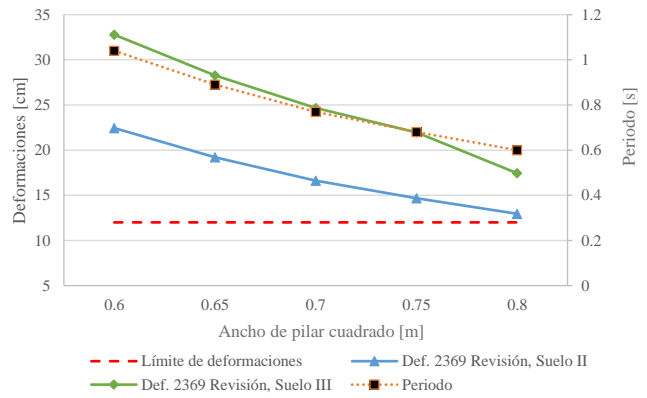
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Canalón y Fachada Liviana
 $q = 0,23 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 44,0 \text{ tonf}$ - $h = 12 \text{ m}$



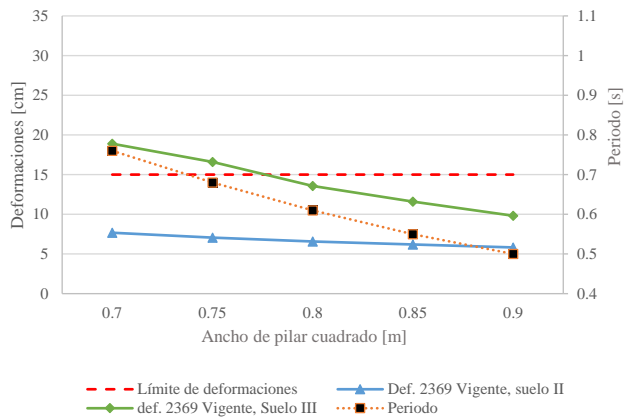
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 12 x 25 m - Dallas y Fachada Liviana
 $q = 0,21 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 40,3 \text{ tonf}$ - $h=8 \text{ m}$



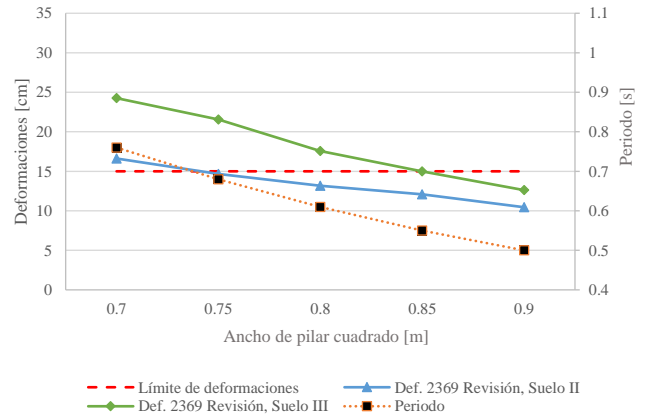
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Dallas y Fachada Liviana
 $q = 0,21 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 40,3 \text{ tonf}$ - $h=8 \text{ m}$



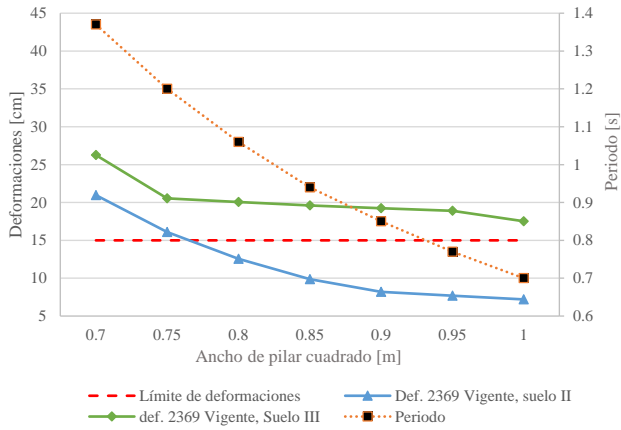
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 12 x 25 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,11 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 20,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



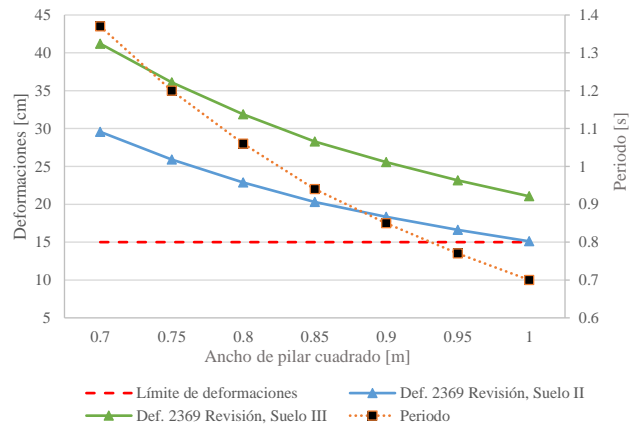
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,11 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 20,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



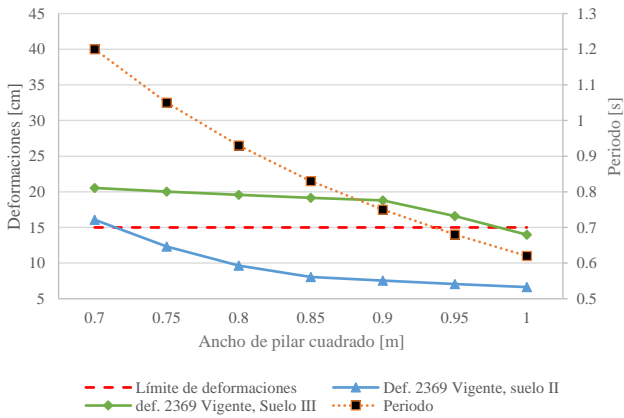
Pilar en Voladizo, R=3, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - P= 69,9 tonf - h =10 m



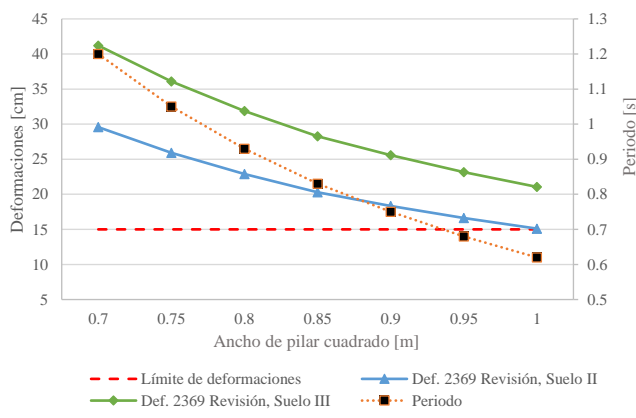
Pilar en Voladizo, R=3, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - P= 69,9 tonf - h =10 m



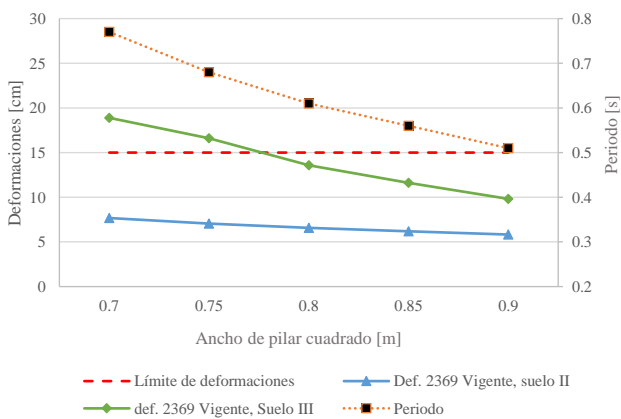
Pilar en Voladizo, R=3, $\xi=2\%$ - NCh2369 Vigente -
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - P= 54,4 tonf - h =10 m



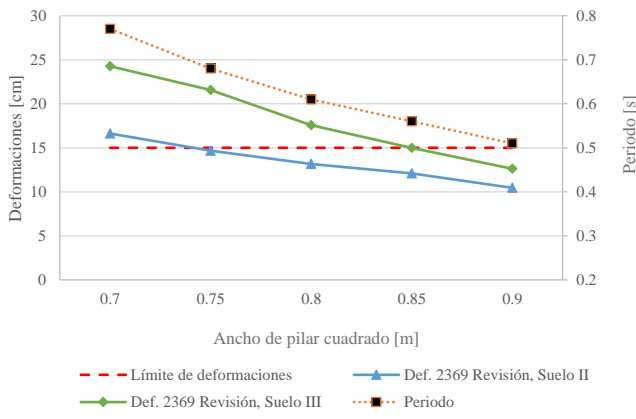
Pilar en Voladizo, R=3, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - P= 54,4 tonf - h =10 m



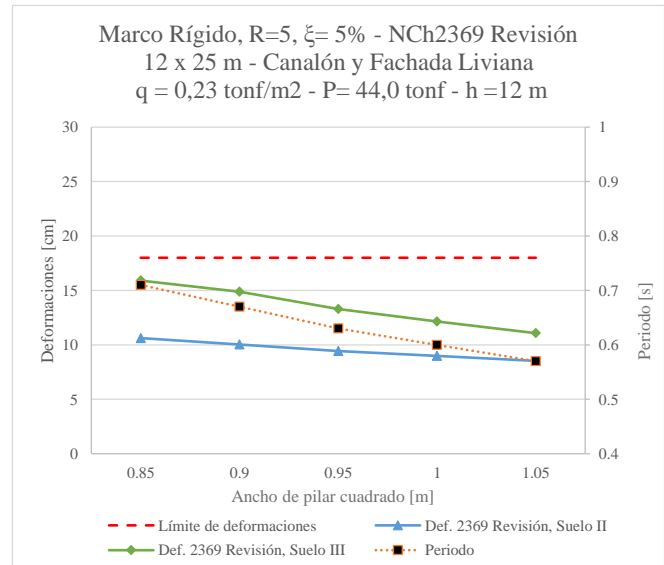
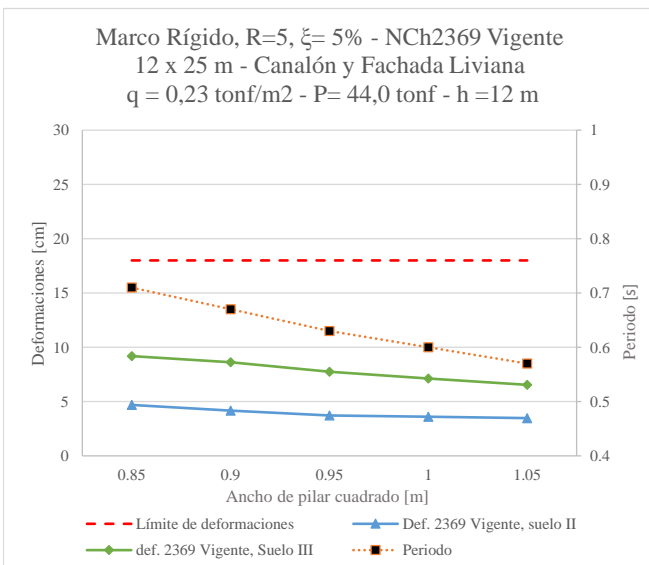
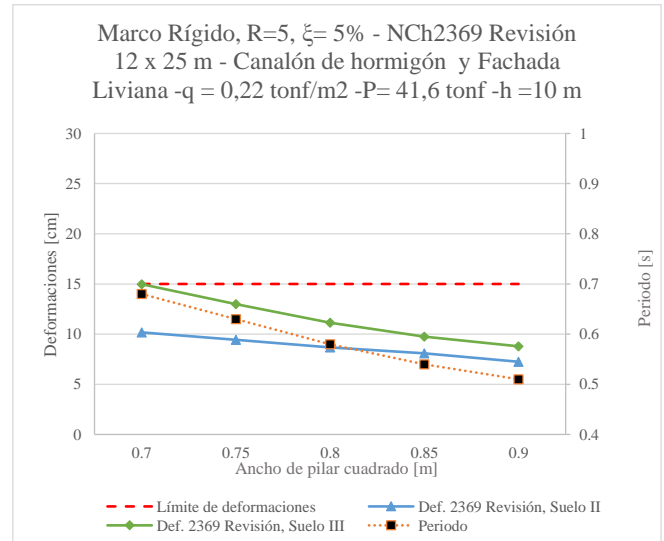
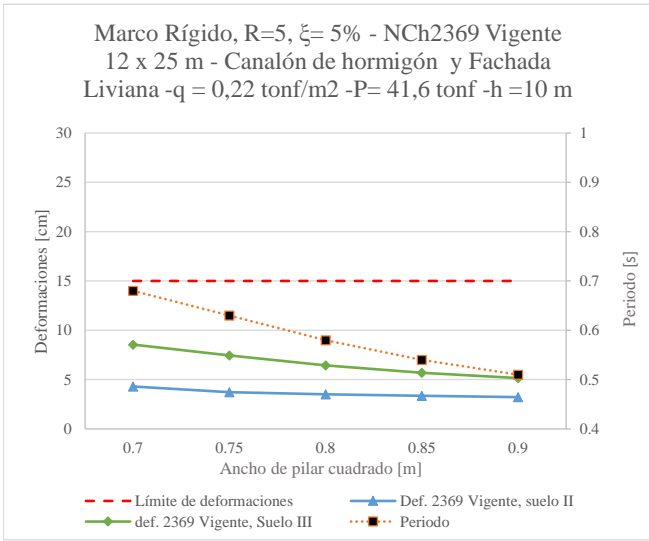
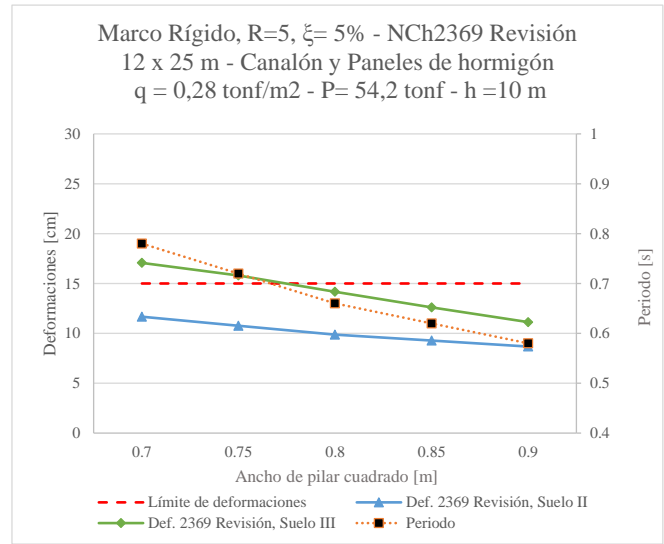
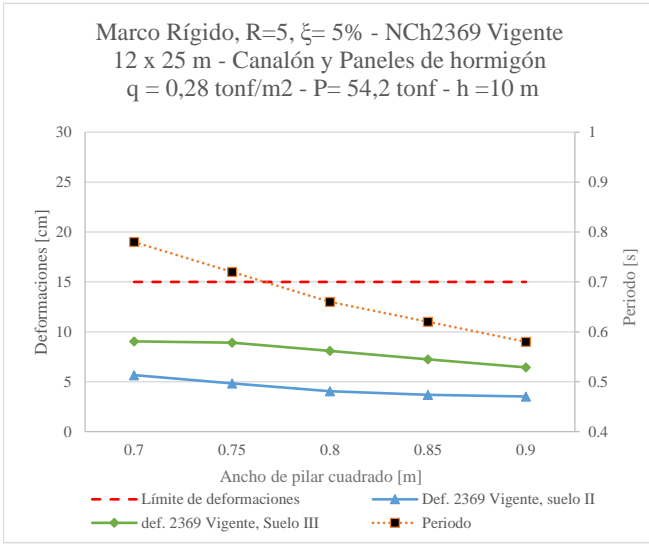
Pilar en Voladizo - NCh2369 Vigente
 15 x 30 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,09 \text{ tonf/m}^2$ - P= 24,8 tonf - h =10 m



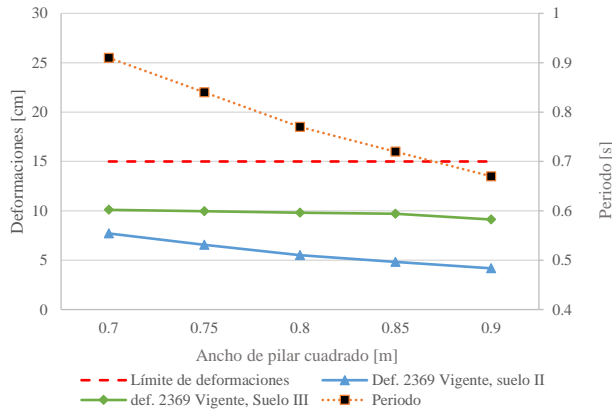
Pilar en Voladizo - NCh2369 Revisión
 15x30 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,09 \text{ tonf/m}^2$ - P= 24,8 tonf - h =10 m



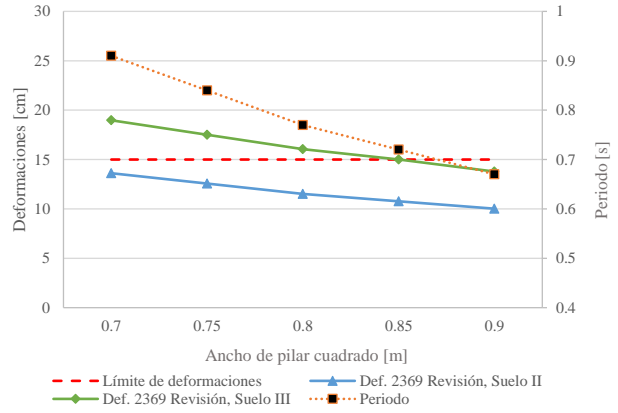
Comparación de deformaciones según la norma NCh2369 Vigente y su Revisión



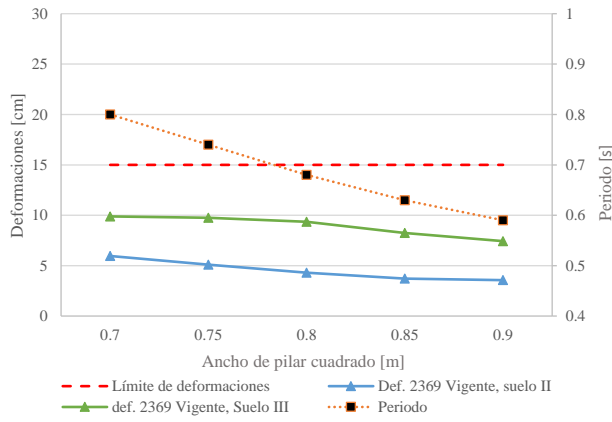
Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Vigente
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



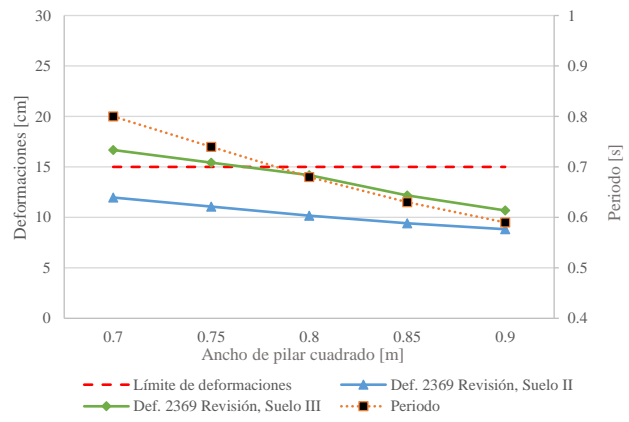
Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



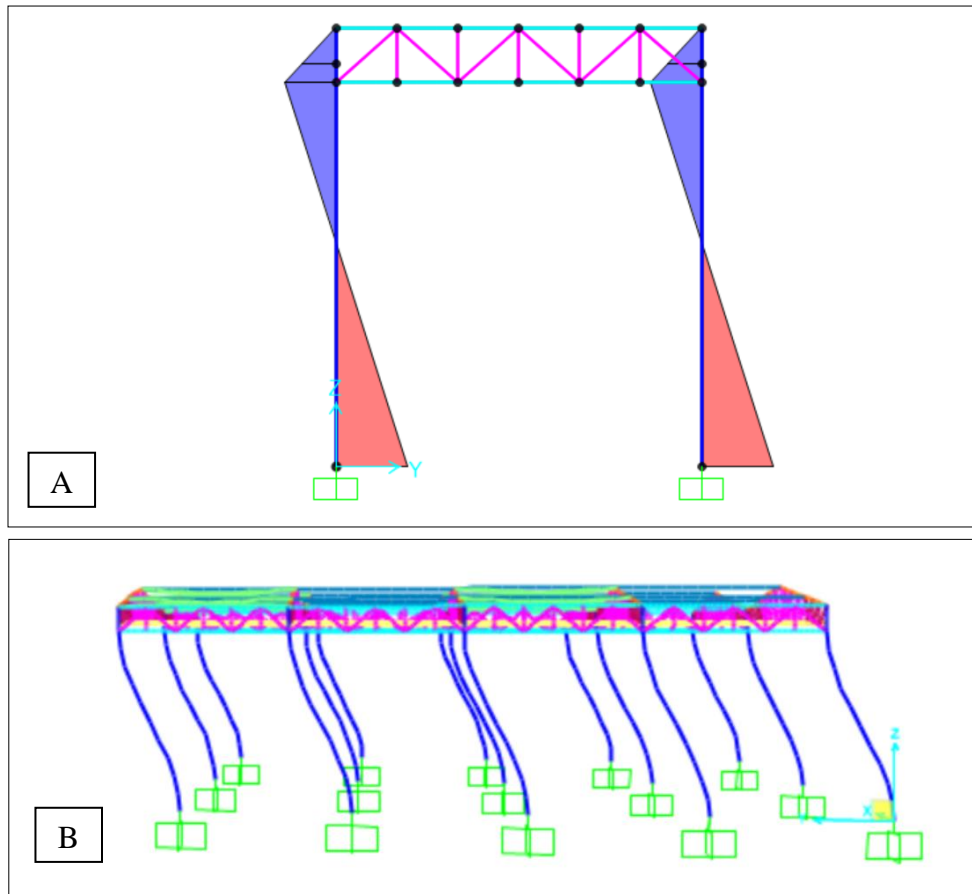
Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Vigente
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada
 Liviana - $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada
 Liviana - $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



Se observa que los periodos obtenidos para las estructuras mixtas son levemente mayores a la realidad, ya que las cerchas fueron modelas como vigas simplemente apoyadas de peso y rigidez equivalente y en la realidad las cerchas pese a estas rotuladas en la conexión con los pilares son capaces de transmitir un porcentaje del momento por la distancia existente entre los dos cordones de las cerchas, como muestra la figura 17.



**Figura 17. A: Diagrama de momento en los pilares de una estructura mixta modelada con SAP2000.
B: Deformada exagerada (no escalada) de estructura mixta modelada con SAP2000.**

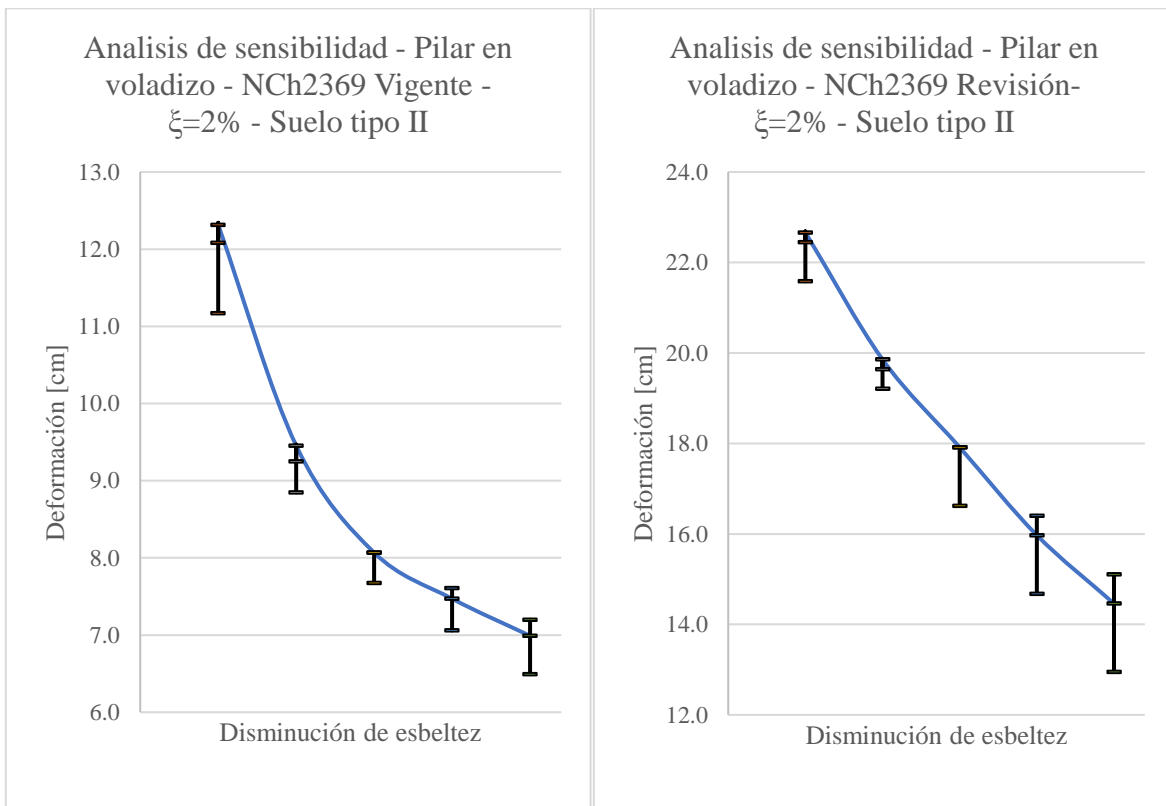
Análisis de sensibilidad

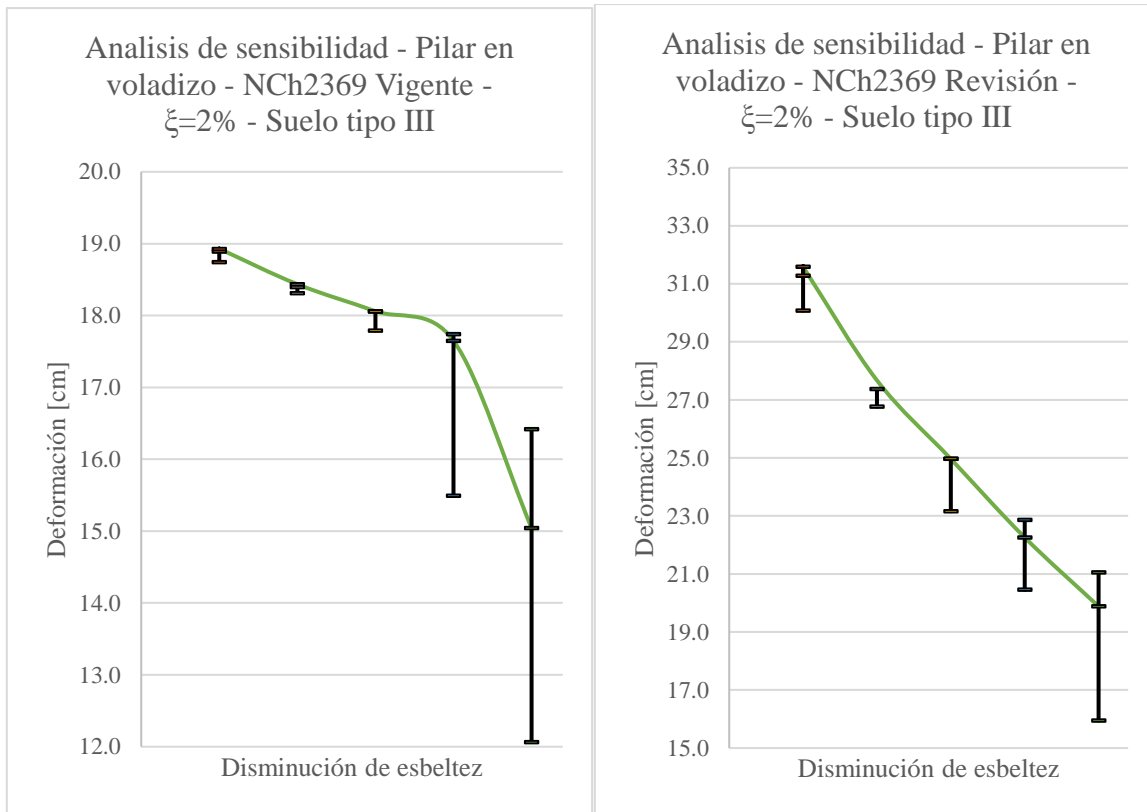
En la tabla 19 se muestran los periodos obtenidos en función del ancho del pilar y la altura de la estructura, para el caso de estructuras tipo pilar en voladizo. Se grafican las deformaciones obtenidas para una altura de 10 m en los suelos II y III mostrando la variación de la deformación para alturas de 8 y 12 m de la estructura para una misma esbeltez de los pilares, es decir los anchos de las secciones transversales de los pilares varían según la altura.

Tabla 18 – Periodos de estructuras pilar en voladizo en función de su altura.

h [m]						
8	Ancho Pilar [m]	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
	Periodo [s]	1.04	0.89	0.77	0.68	0.6
10	Ancho Pilar [m]	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9
	Periodo [s]	1.05	0.92	0.83	0.74	0.67
12	Ancho Pilar [m]	0.85	0.9	0.95	1.00	1.05
	Periodo [s]	1.00	0.91	0.83	0.76	0.7

Se marcan con rojo los periodos que se comportaron inversamente proporcional a la altura y no siguieron el orden de la mayoría, esto es, ser directamente proporcional a la altura de la estructura.





Se aprecia que los periodos tienen poca variación entre las estructuras de 10 m versus las de 8 m, y 10 m versus 12 m, una variación que oscila entre 0 y 6 centésimas de segundo.

En el caso de las estructuras tipo marco, el periodo aumenta en todos los casos, donde se consideraron distintas secciones transversales que cumplen con la esbeltez mínima. Mientras, que en el caso de las estructuras tipo pilar en voladizo, para secciones transversales que cumplen con esbelteces cercanas al límite de esbeltez, los periodos y deformaciones disminuyen, no así en los casos de anchos de pilares mayores, donde los periodos para estructuras más altas son mayores.

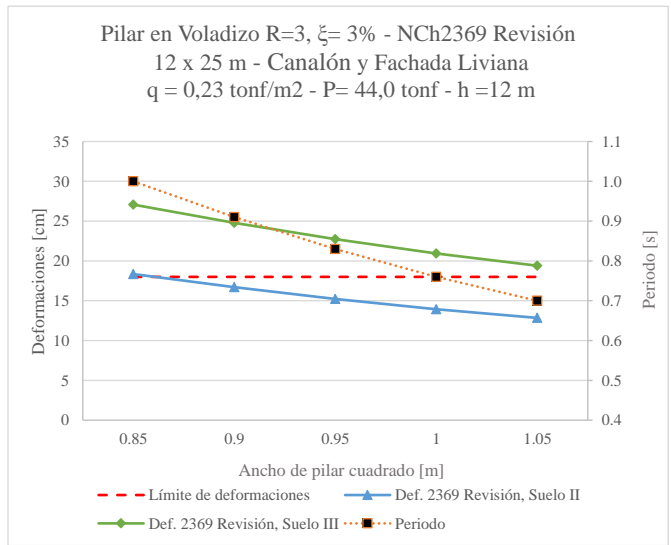
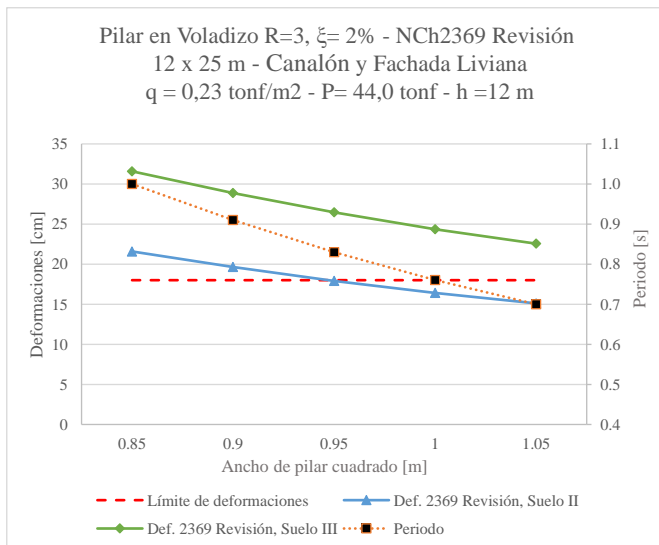
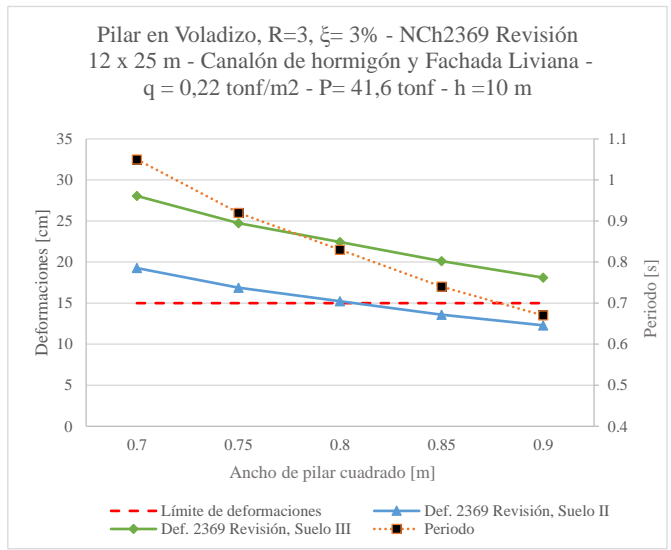
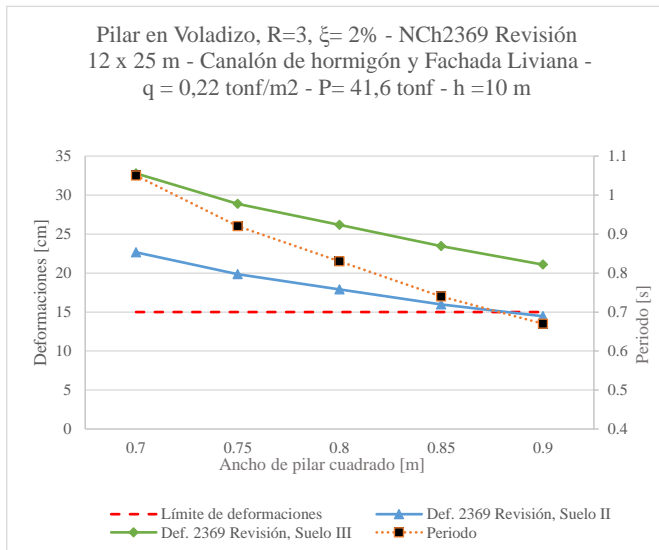
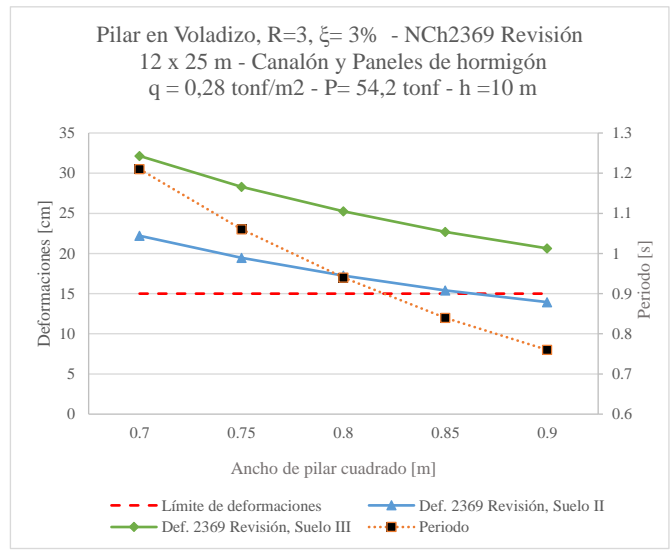
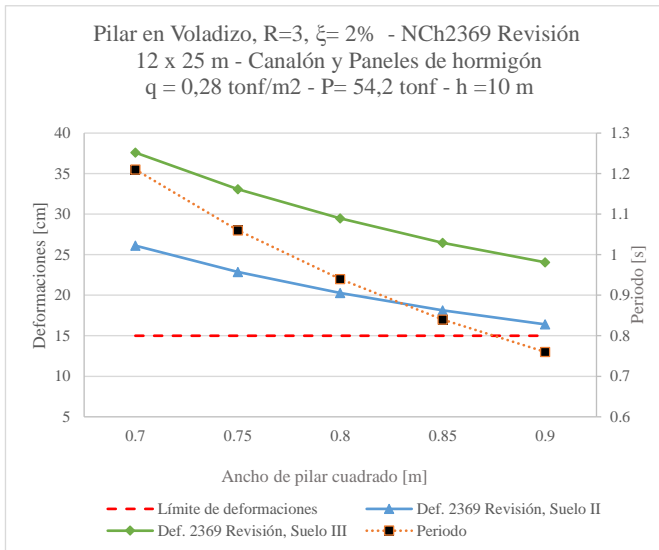
Esta variación en los periodos se traduce en una diferencia en las deformaciones menores a 4 cm. Donde los mayores aumentos de deformación se dan en las estructuras tipo pilar en voladizo fundadas sobre suelos tipo III, para los menores periodos. Cabe notar que para el caso en que se aumenta 2 m la altura, las deformaciones aumentan un máximo de 2,5 cm o incluso disminuyen, sin embargo, el límite de deformaciones aumenta.

4.2. Modificaciones de la norma propuestas

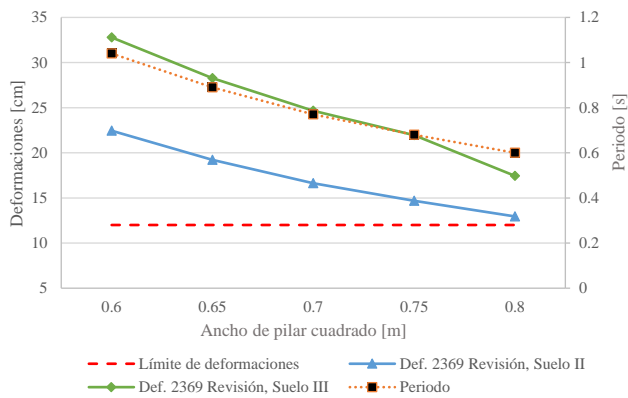
Adicionalmente, se propone utilizar el mismo amortiguamiento tanto para estructuras de tipo pilar en voladizo y marco rígido, igual a 3%, ya que los valores de 2 y 5% impuestos por la norma son valores calibrados pero arbitrarios que presentan la contradicción que siendo estructuras muy parecidas en cuanto a su estructuración de pilares no poseen amortiguamientos similares.

Así pues, se grafican las deformaciones en función del ancho de los pilares de sección cuadrada para amortiguamientos de 3%.

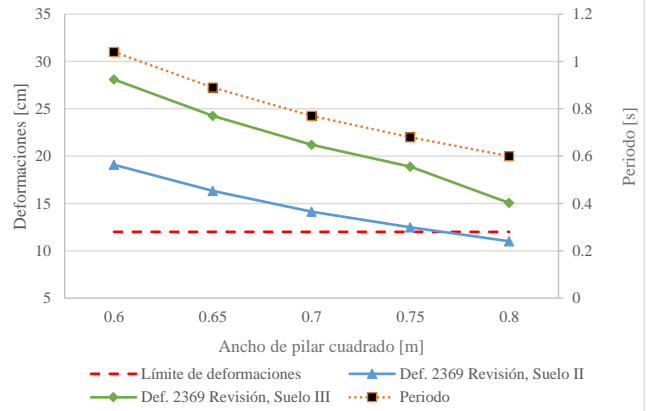
Comparación de deformaciones según la norma NCh2369 Vigente y su Revisión



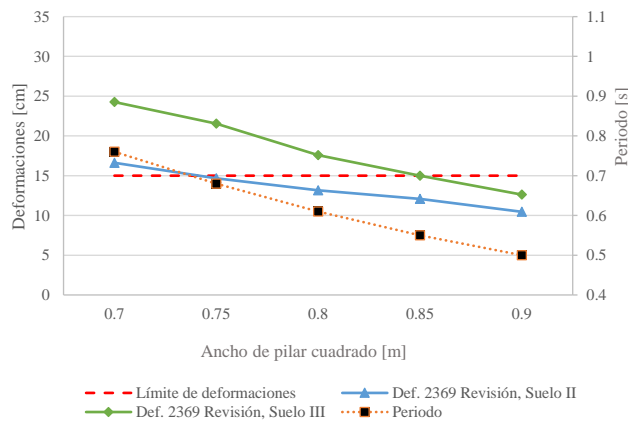
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Dallas y Fachada Liviana
 $q = 0,21 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 40,3 \text{ tonf}$ - $h=8 \text{ m}$



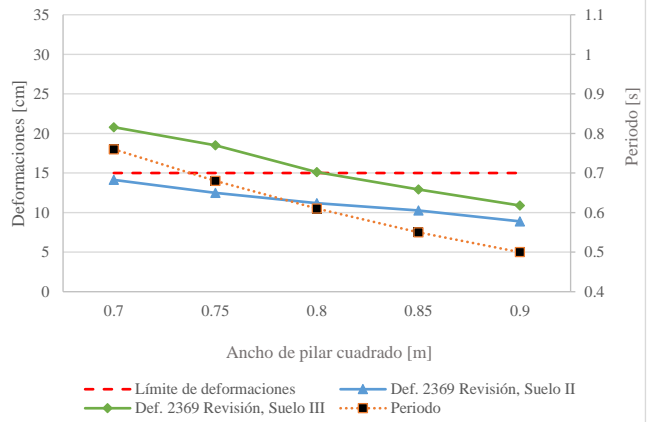
Pilar en Voladizo $R=3$, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Dallas y Fachada Liviana
 $q = 0,21 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 40,3 \text{ tonf}$ - $h=8 \text{ m}$



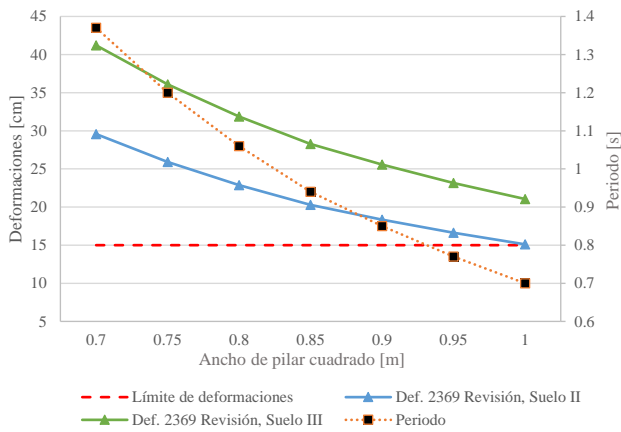
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,11 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 20,4 \text{ tonf}$ - $h=10 \text{ m}$



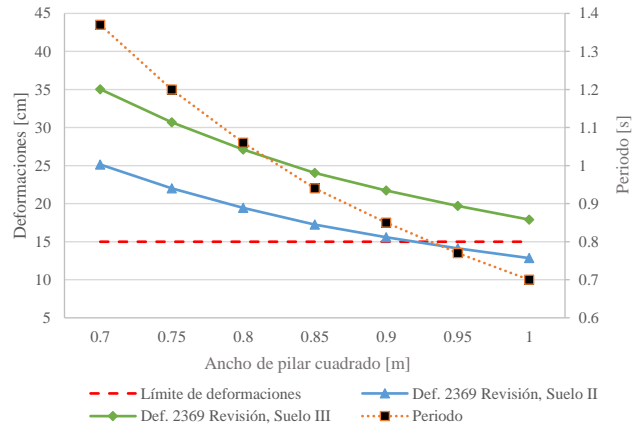
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 12 x 25 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,11 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 20,4 \text{ tonf}$ - $h=10 \text{ m}$



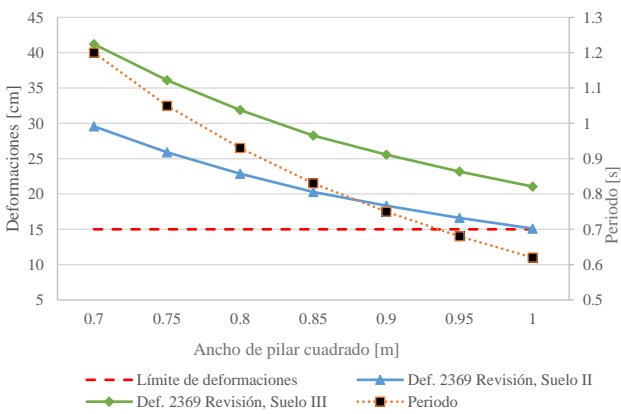
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



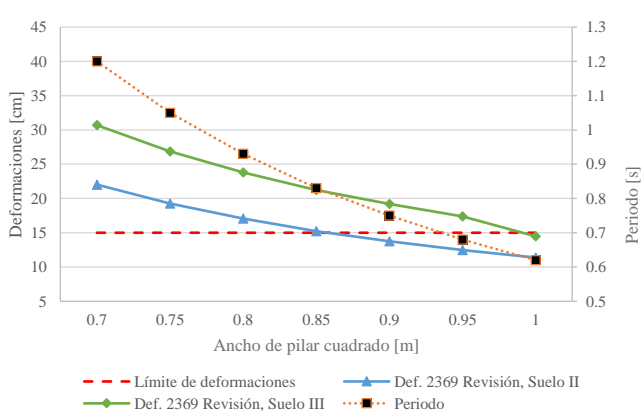
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



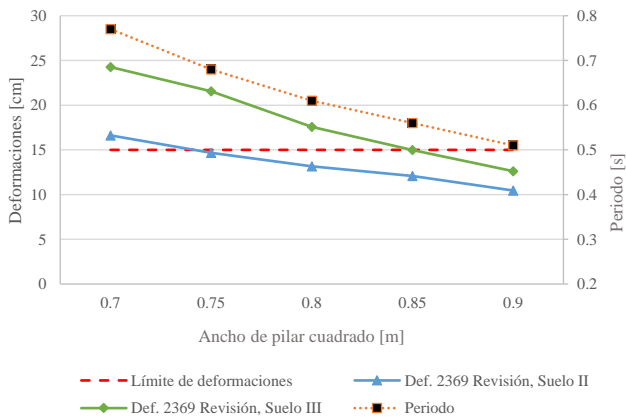
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=2\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



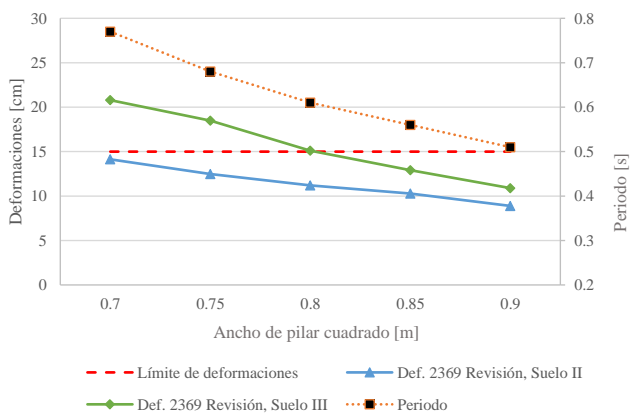
Pilar en Voladizo, $R=3$, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada Liviana -
 $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



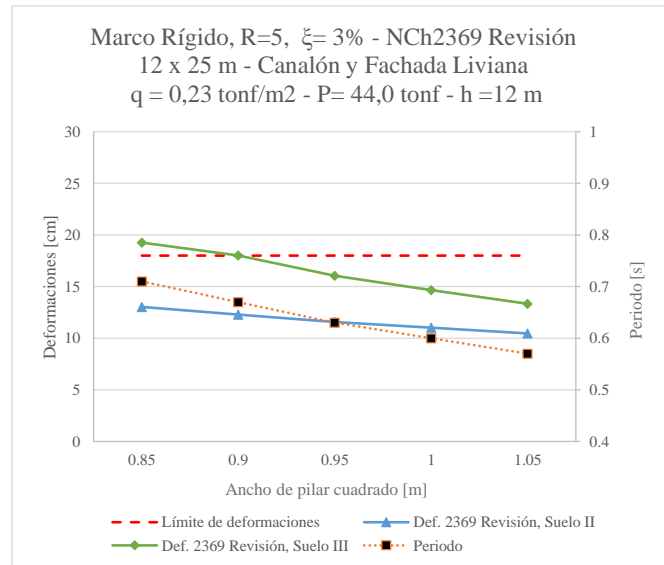
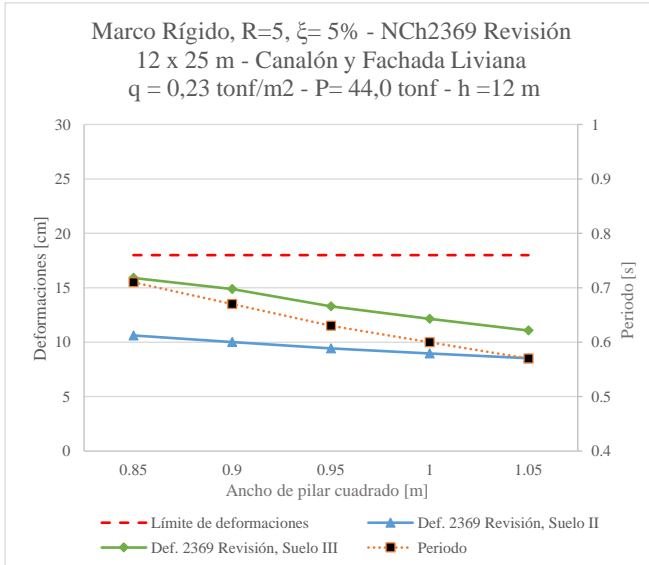
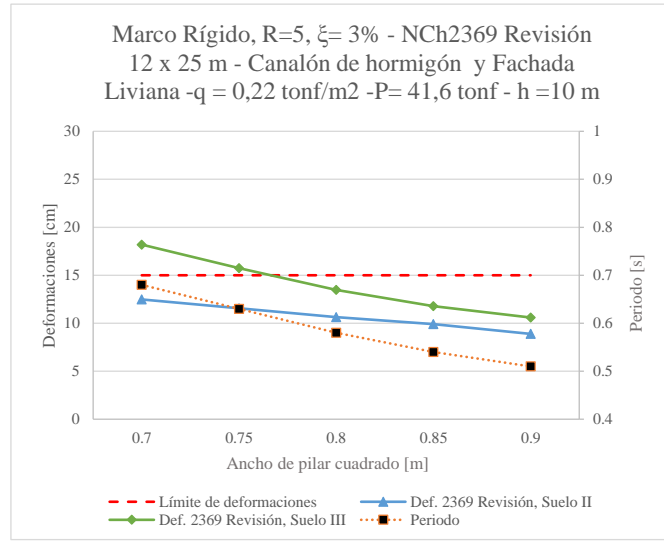
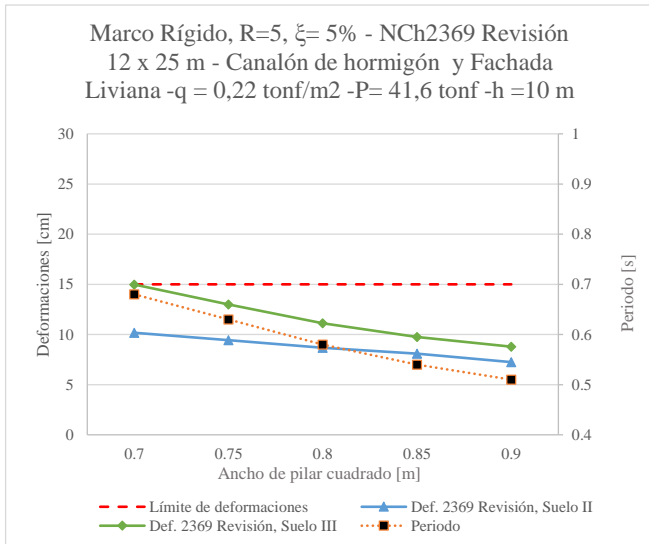
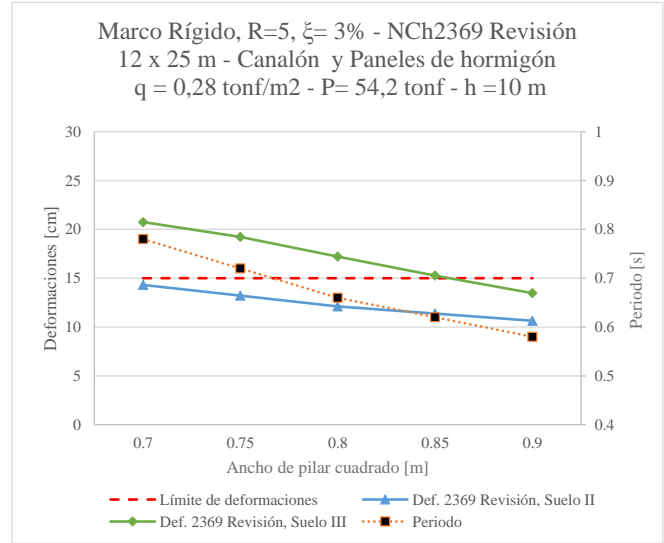
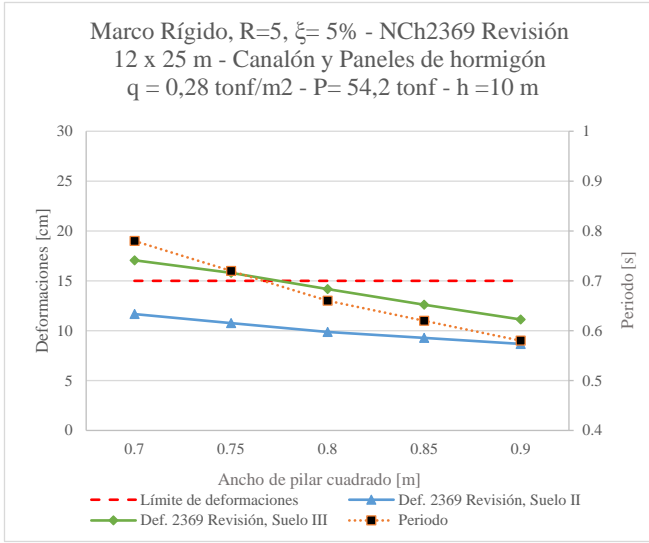
Pilar en Voladizo - NCh2369 Revisión
 15x30 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,09 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 24,8 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



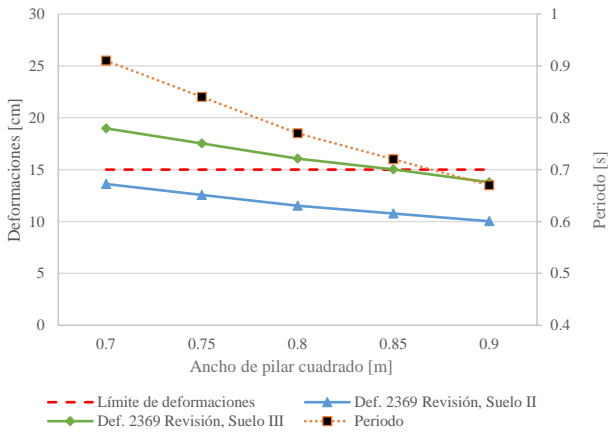
Pilar en Voladizo - NCh2369 Revisión
 15x30 m - Techo liviano de estructura de acero
 $q = 0,09 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 24,8 \text{ tonf}$



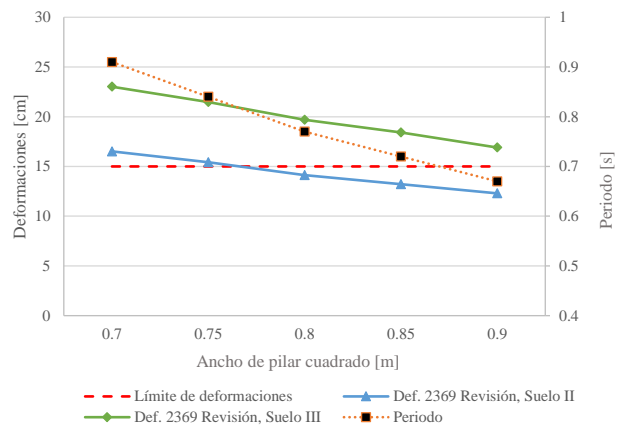
Comparación de deformaciones según la norma NCh2369 Vigente y su Revisión



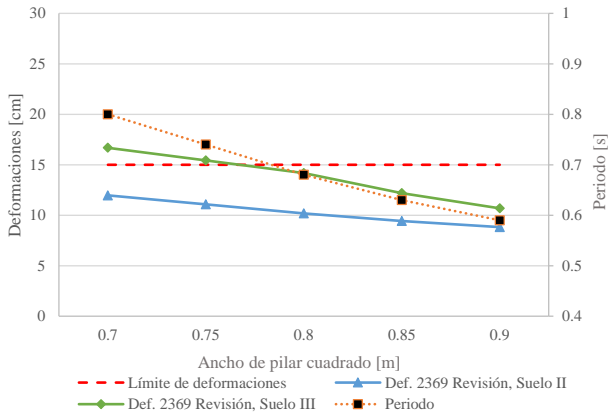
Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



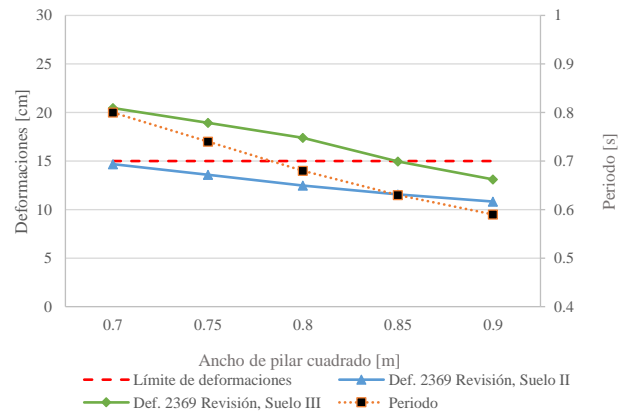
Marco Rígido, $R=5$, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón y Paneles de hormigón
 $q = 0,36 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 69,9 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



Marco Rígido, $R=5$, $\xi=5\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada
 Liviana - $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



Marco Rígido, $\xi=3\%$ - NCh2369 Revisión
 15 x 30 m - Canalón de hormigón y Fachada
 Liviana - $q = 0,28 \text{ tonf/m}^2$ - $P= 54,4 \text{ tonf}$ - $h = 10 \text{ m}$



4.3. Pseudo-espectros de Deformaciones

A modo de síntesis, se grafican los pseudo-espectros de deformaciones considerando el límite de deformaciones para estructuras de altura 10. Además, asociado al espectro se incorpora el rango en donde se encuentran los distintos tipos de estructuras según su masa y rigidez, es decir, su periodo.

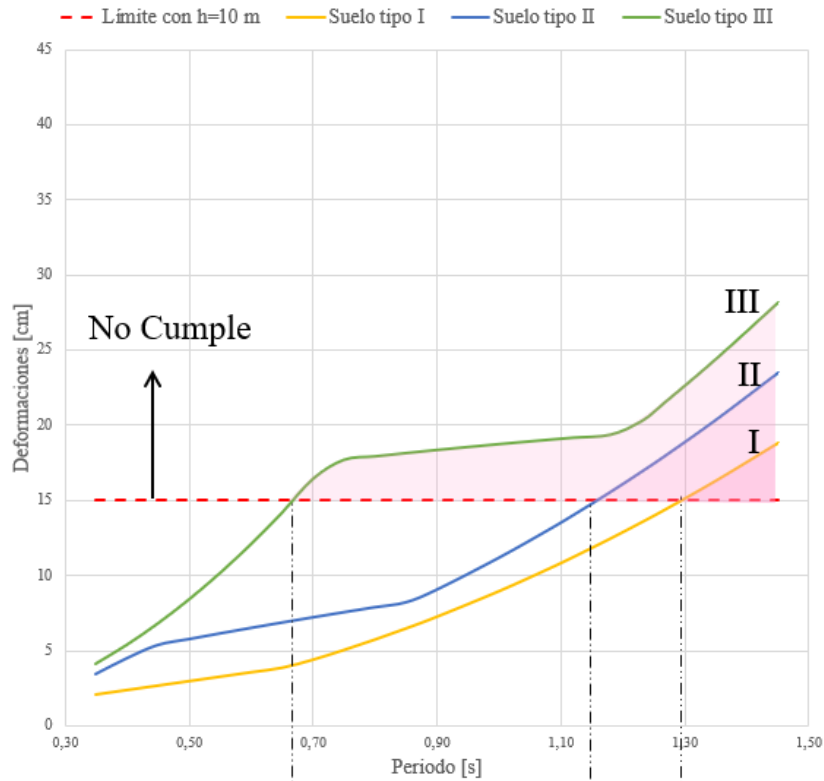
Para englobar de mejor forma la información, se añade el pseudo-espectro de deformación para estructuras fundadas sobre suelo tipo I.

Se clasifican las estructuras según sus pesos en los siguientes casos:

- 1) **Mixtas:** estructuras con pilares prefabricados de hormigón, vigas de estructuras enrejadas de acero y/o hormigón armado en uno de los ejes, riostras y costaneras de perfiles de acero, cubierta y fachada liviana de acero.
- 2) **Estructura Liviana:** estructuras con vigas y pilares de hormigón, con costaneras y arriostramientos de acero, cubierta y fachada liviana.
- 3) **Estructura Media:** estructuras con vigas y pilares de hormigón, con costaneras y arriostramientos de hormigón, cubierta y fachada liviana.
- 4) **Estructura de Pesada:** estructuras con vigas y pilares de hormigón, con arriostramientos y costaneras de hormigón, cubierta liviana y paneles de hormigón dilatados.
- 5) **Nave industrial con losa:** Estructura de hormigón de 1 o más pisos, por lo que posee losas pesadas, con o sin paneles de hormigón dilatados.

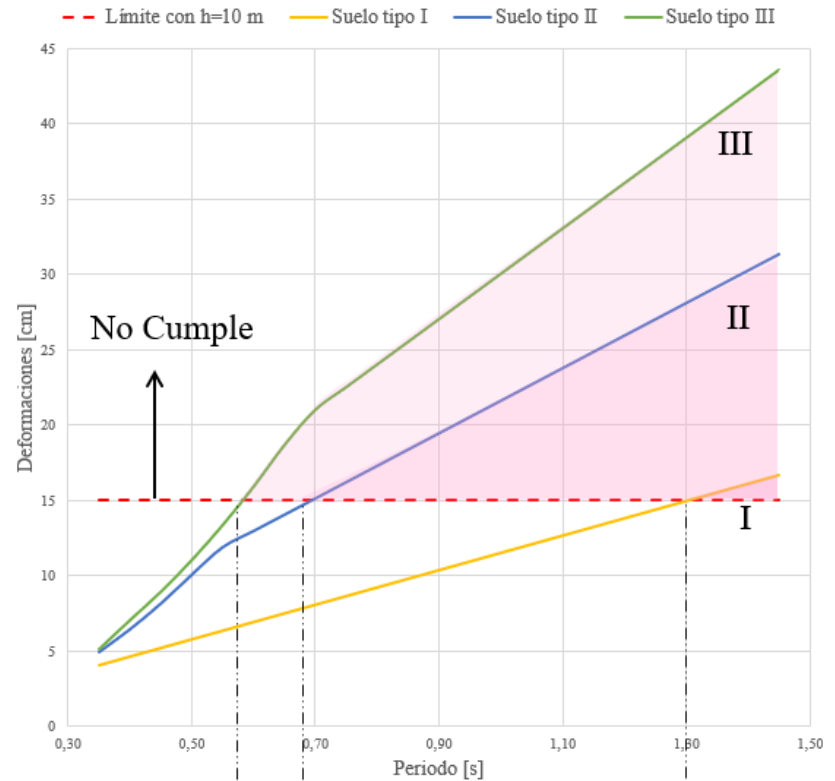
Se estimaron los rangos para las estructuras livianas y nave industrial con losa.

Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ - $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Vigente



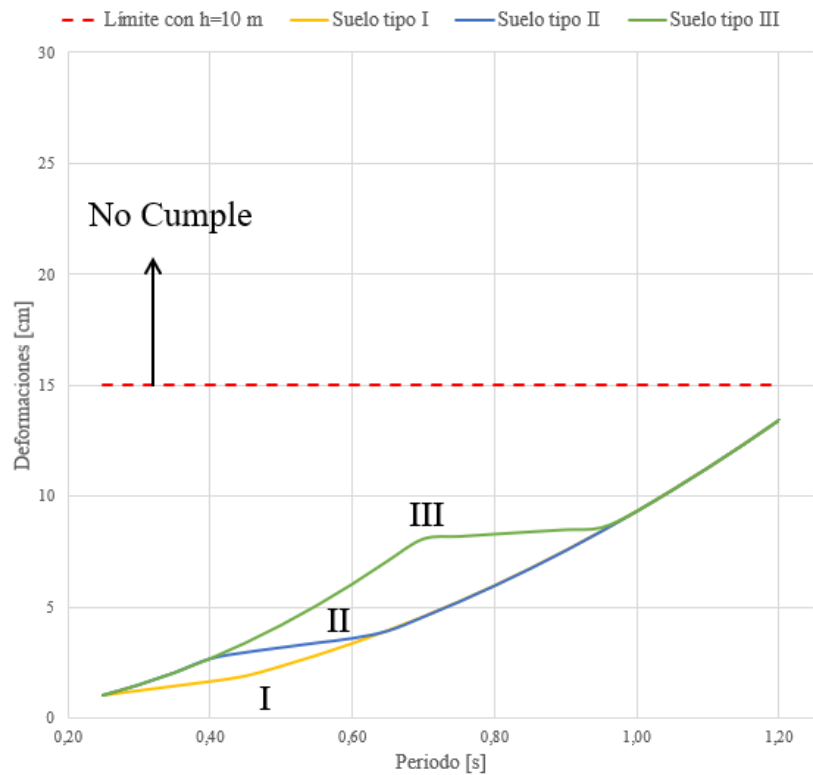
Estructuras	Mixtas	H.A. Pesada	
Cuadrícula 25x12	H.A. Liviana	H.A. Media	Nave con losa
Estructuras	Mixtas	H.A. Pesada	
Cuadrícula 30x15	H.A. Liviana	H.A. Media	Nave con losa

Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



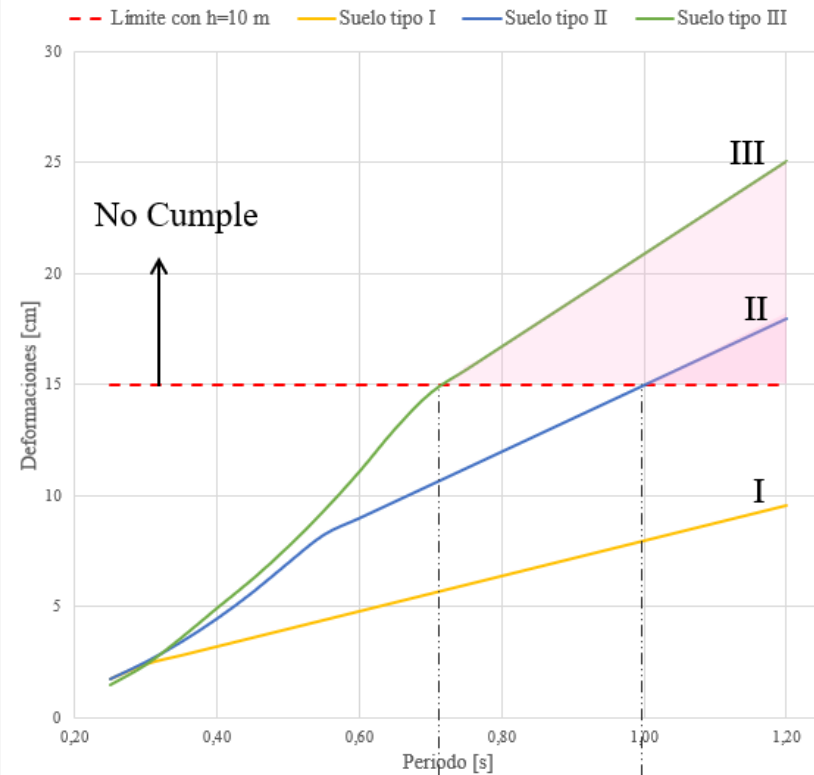
Estructuras	Mixtas	H.A. Pesada	
Cuadrícula 25x12	H.A. Liviana	H.A. Media	Nave con losa
Estructuras	Mixtas	H.A. Pesada	
Cuadrícula 30x15	H.A. Liviana	H.A. Media	Nave con losa

Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - $R=5$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Vigente



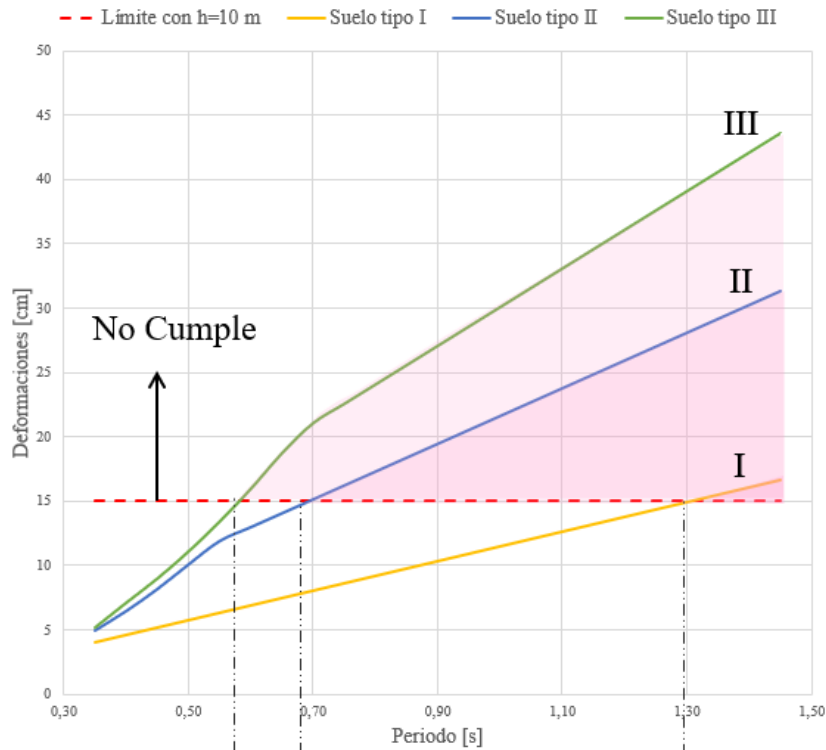
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=20\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 30x15 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	

Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - $R=5$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



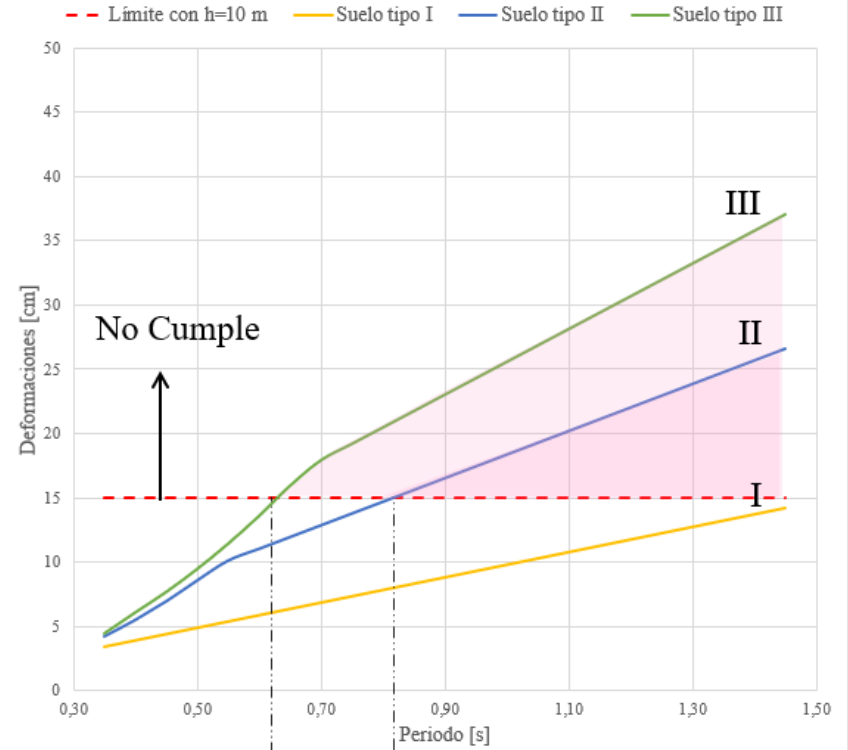
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=20\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 30x15 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	

Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=2\%$ - $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



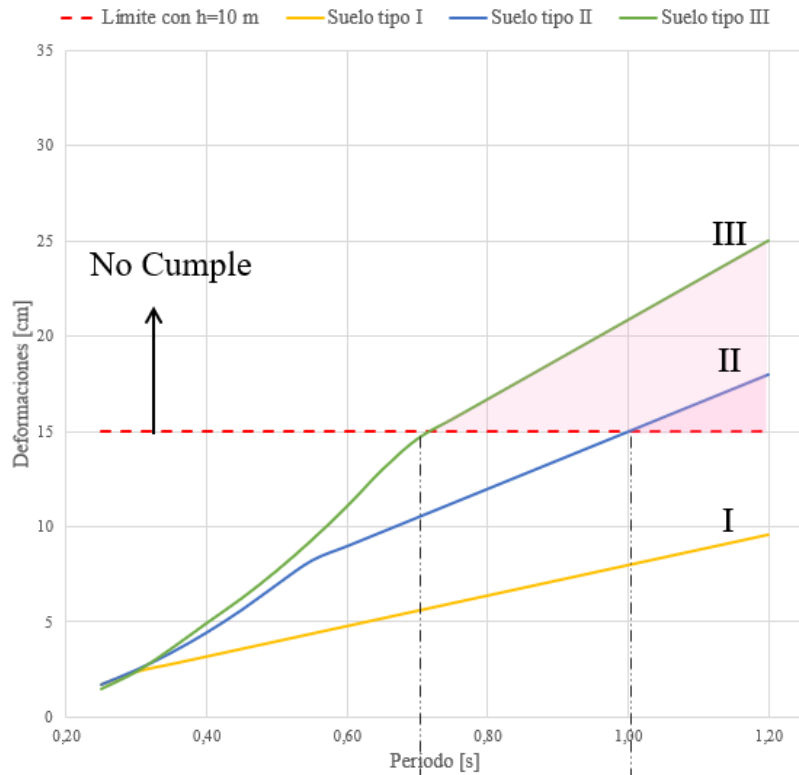
Estructuras Cuadrícula 25x12	Mixtas	H.A. Pesada	Nave con losa
	H.A. Liviana	H.A. Media	
Estructuras Cuadrícula 30x15	Mixtas	H.A. Pesada	Nave con losa
	H.A. Liviana	H.A. Media	

Pseudoespectro de deformación - Pilar en Voladizo - $\xi=3\%$ - $R=3$ - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



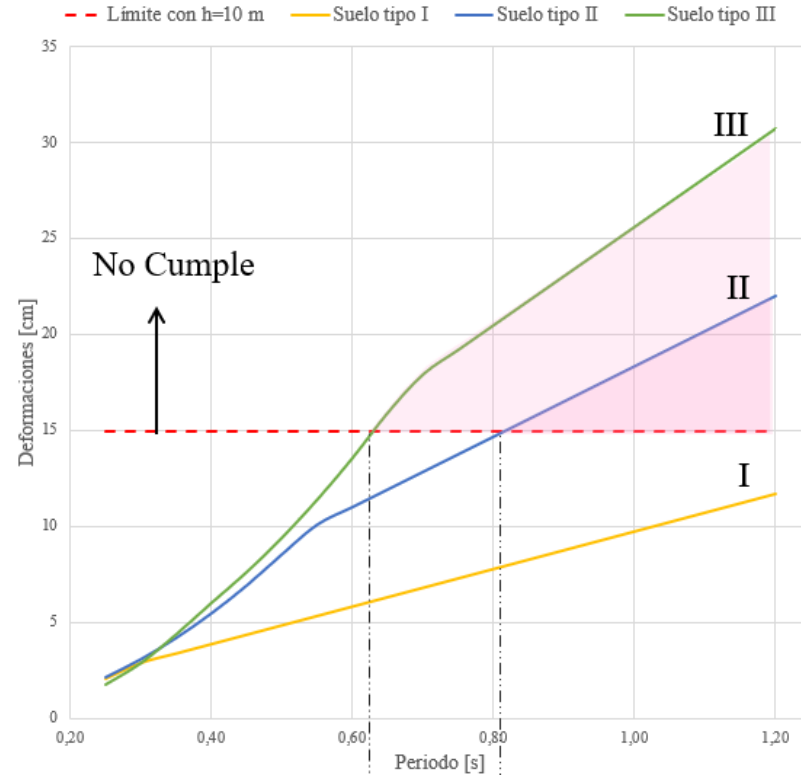
Estructuras Cuadrícula 25x12	Mixtas	H.A. Pesada	Nave con losa
	H.A. Liviana	H.A. Media	
Estructuras Cuadrícula 30x15	Mixtas	H.A. Pesada	Nave con losa
	H.A. Liviana	H.A. Media	

Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=5\%$ - R=5 - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=20\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 30x15 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	

Pseudoespectro de deformación - Marco Rígido - $\xi=3\%$ - R=5 - Zona sísmica 2
NCh2369 Revisión



Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 25x12 $M_{superior}=20\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	
Cuadrícula 30x15 $M_{superior}=40\%$	Liviana	Pesada	
	Media	Nave con losa	

CAPÍTULO 5: Análisis comparativo de sistemas arriostrantes con sistemas de estructuras parametrizadas

Arriostramientos con canalones de Hormigón

Se estudian los casos parametrizados con estructuras prefabricadas de hormigón: pilares y vigas de luces de 12 x 25 m; con sistema de canalones; con paneles de hormigón y el caso con fachada liviana.

El sistema de canalones de hormigón empotradas en los extremos se considera un sistema arriostrante no convencional. Se desea verificar si este sistema cumple con los límites de deformaciones impuestos por la normativa vigente y su revisión. Para esto, se calculan las deformaciones frente a una eventual falla prematura, (100% y 40% de carga sísmica) y se comparan respectivamente con los límites impuestos por cada norma.

El límite impuesto por la norma vigente corresponde a la deformación máxima frente a una eventual falla prematura (100% de carga sísmica) considerando un sistema de acero con diagonales constituidas por perfiles que sólo trabajen en tracción. Mientras que el límite impuesto por la revisión de la norma es simplemente 1/200 de la altura de la estructura.

En este caso en particular, los límites establecidos por la normativa vigente y la revisión de esta tienen valores muy similares: 4,7 y 5,0 cm, respectivamente.

Se esquematiza el sistema riostrante equivalente propuesto en la figura 18. La carga Q representa la carga sísmica a aplicar, se marcan con cruces rojas la franja de pilares en falla prematura, las riostras con línea segmentada corresponden a riostras trabajando a compresión por lo que no son consideradas en el cálculo de la deformación Δ_{Riost} .

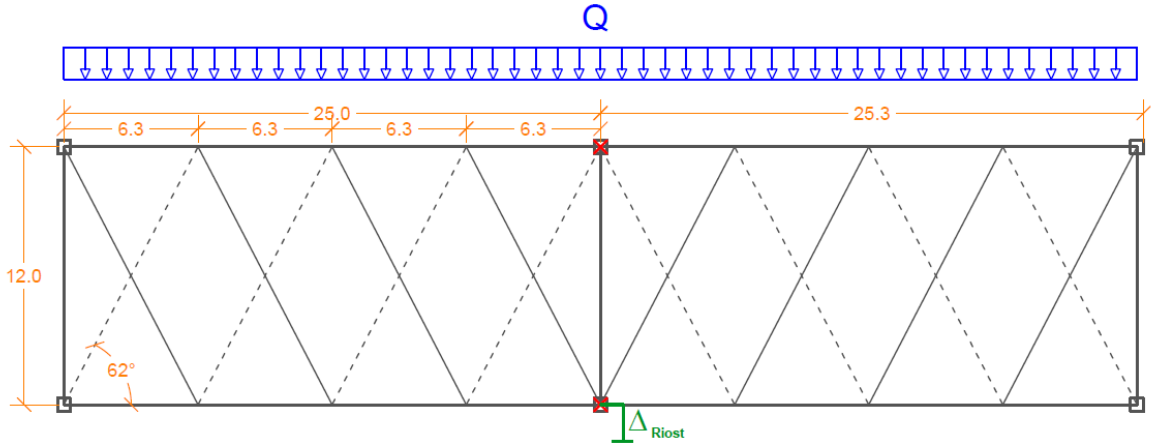
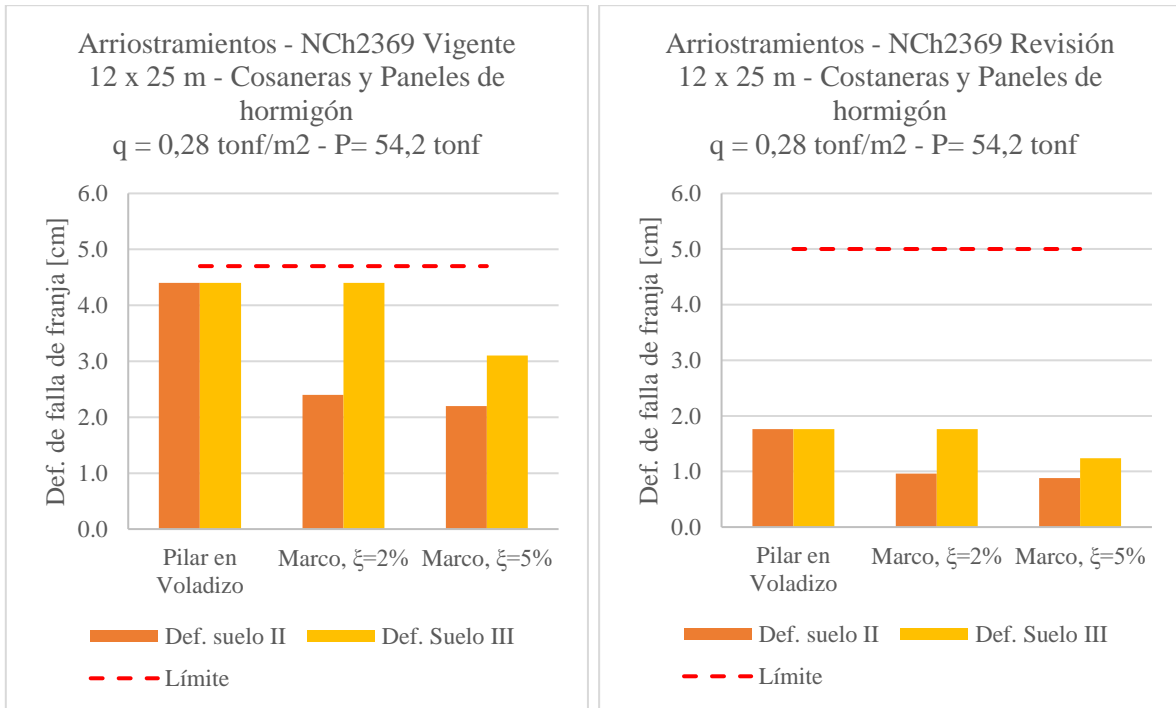
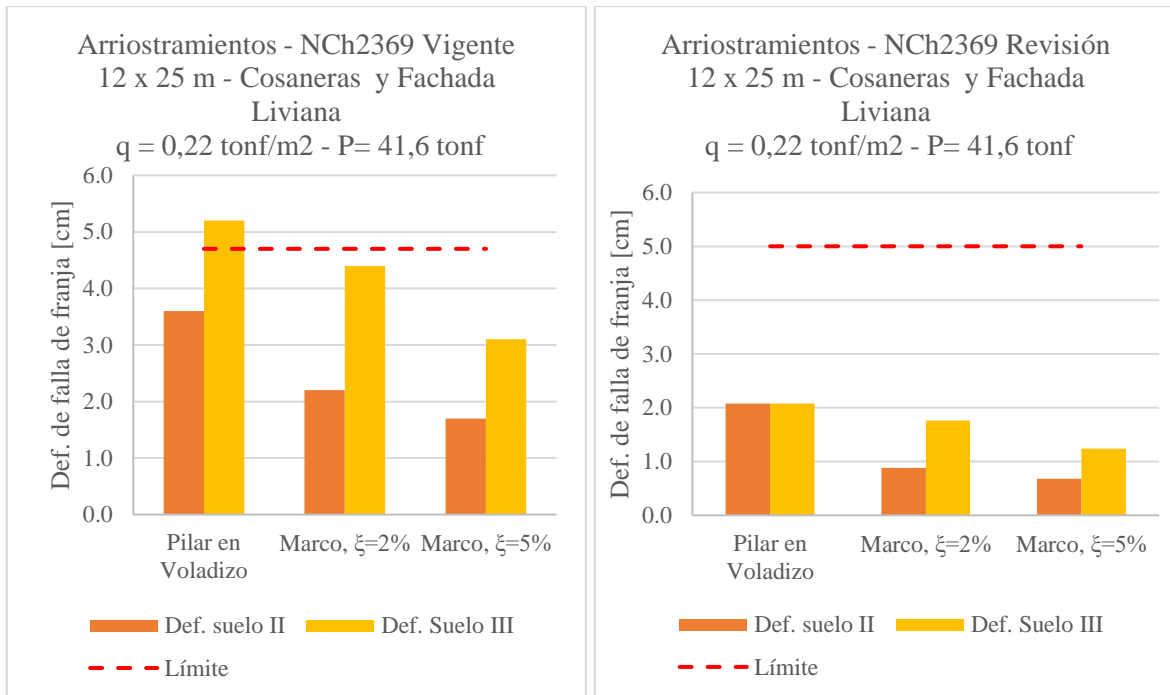


Figura 18. Esquema en planta de sistema arriostrante equivalente.

Los resultados obtenidos se resumen en los siguientes gráficos:





Cabe destacar, que si bien se tiende a pensar que las deformaciones deberían disminuir dado que el peso P disminuye en el caso de las estructuras con paneles livianos, esto no necesariamente ocurre, debido a que el coeficiente sísmico no es lineal con respecto al peso, así es que la carga sísmica a aplicar no necesariamente disminuye.

Además, se utilizó la carga sísmica correspondiente a la sección transversal de pilares que logra cumplir con las deformaciones admisibles de la estructura, (determinadas en el capítulo 4). En los casos que no se lograron cumplir con las deformaciones admisibles de la estructura se utilizó la carga sísmica correspondiente a una estructura con ancho de pilares de 70 cm.

CAPÍTULO 6: Comentarios y Conclusiones

En general las estructuras prefabricadas tuvieron buen comportamiento en el último sismo observado en el 2010, solamente un 2% de los proyectos sufrieron un daño en la importancia y todos ellos emplazados en suelos blandos.

Las deformaciones reales observadas fueron de dos a 3 veces las calculadas con los requisitos de la norma actual.

En el presente trabajo se demuestra que esta diferencia se ha corregido con la modificación propuesta en la revisión.

También se revisaron las proposiciones hechas en la revisión para los sistemas de arriostramientos no convencionales.

A continuación, se detallan los comentarios y conclusiones.

6.1. Modificaciones en el cálculo de las deformaciones

Comentarios

- 1) Las estructuras diseñadas y construidas en base a pilares analizadas en esta memoria corresponden a estructuras flexibles, en general sus periodos estarán sobre 0,4 segundos, según lo observado en los últimos eventos sísmicos, especialmente el del 2010, las deformaciones en este tipo de estructuras fueron muy superiores a las propuestas de acuerdo a la norma vigente, especialmente en las estructuras emplazadas en suelos blandos (tipo III). Por lo tanto, se hizo necesario una revisión profunda del método de cálculo. te a la revisión de esta.

Aún cuando no resulta del todo coherente, se adoptó como procedimiento para el cálculo de las deformaciones el uso del espectro de fuerzas de la NCh2745, del cual resultan deformaciones muy aproximadas a las observadas en suelo III. Sin embargo, no se tiene

la misma certeza con los suelos compactos tipo II, en donde pueden resultar deformaciones mayores a las reales.

En este trabajo no es posible concluir si las deformaciones o los límites con los más adecuados para los suelos tipo II.

- 2) Con los cambios propuestos en la revisión de la norma, en general, las naves pesadas (entre 0.76 a 1.21 segundos de periodo) con estructuras de tipo pilar en voladizo no son factibles de construir en suelos tipo II y III. Esto es, naves industriales estructuradas con vigas, costaneras de hormigón y paneles de hormigón o fachada liviana.

La estructura del ejemplo 1 es una excepción a lo mencionado en el párrafo anterior, ya que es factible de construir como tipo pilar en voladizo en suelos tipo II y III, por varias razones: su diseño con alturas variables de pilares; donde el pilar de mayor altura tiene un límite de deformaciones mayor, mientras que los pilares de menor altura aumentan la rigidez de la estructura, además se utiliza un hormigón H40 en los pilares, lo cual también aporta a la rigidez.

- 3) Las estructuras mixtas; con pilares de hormigón y estructura de techo de acero, tienen mejor comportamiento frente a la modificación en el cálculo de deformaciones de las estructuras, el aumento de sección de pilares es razonable o incluso innecesario como se vio en el ejemplo 3, tanto para suelos tipo II como suelos tipo III.
- 4) Siguiendo los requisitos propuestos en la revisión de la norma se hace más factible la construcción de estructuras prefabricadas del tipo marco rígido. Estas estructuras se permiten calcular con amortiguamiento de 5% y factor de modificación de respuesta estructural de 5, en circunstancia que las de pilar en voladizo deben utilizar 2% y 3, respectivamente.

Se hace énfasis en el factor de modificación de respuesta y el amortiguamiento de las estructuras de los marcos rígidos industriales son los mismo que los utilizados para los marcos rígidos de edificios urbanos, los cuales poseen diferentes características; menores dimensiones de luces, losas que aportan a un diafragma rígido y trabajo en conjunto a muros estructurales. Por tanto, queda pendiente un estudio más profundo referido a la justificación y determinación del amortiguamiento y factor de reducción que caracterice mejor a los marcos de naves industriales, que son diferentes a los marcos rígidos de los edificios urbanos. Priorizar una mejor definición de las estructuras comprendidas en el capítulo 9.3. Se debe discutir los alcances del capítulo 9.3 para modificar los factores mencionados e incorporar estas estructuras de marco rígido industriales dentro de este capítulo.

- 5) Aun cuando las estructuras tipo marco rígido cumplen con las deformaciones límite establecidas, también tienen un importante aumento en las deformaciones, en especial en los suelos tipo II y III, esto sin considerar las deformaciones adicionales producto de un giro en la fundación en el caso de estructuras fundadas sobre suelos tipo III. En general, estas estructuras son factibles de construir tanto en suelo tipo II como III, el aumento de sección de pilares es razonable o inexistente en algunos casos. Las estructuras de mayor peso por unidad de superficie, como estructuras con costaneras de

hormigón, paneles perimetrales de hormigón o losas caen en esta categoría, quedando varias de estas fuera de la norma para los casos en que se construyen sobre suelos tipo II y III, aún más en el suelo tipo III.

- 6) Debido a que las modificaciones realizadas en la norma repercuten en un aumento en el espectro de deformaciones, surge un conflicto con los límites de deformación. Esto es, debido a que algunas estructuras construidas previo al terremoto del 27F, que con las modificaciones realizadas en la norma ya no cumplirían con los límites de deformación (en especial estructuras fundadas sobre suelos tipo II) tuvieron un buen comportamiento frente a dicho sismo. Sin embargo, también se debe considerar que el terremoto del 27 F posee sus propias características que lo diferencian de otros eventos sísmicos ocurridos en Chile a lo largo de su historia, una característica fundamental es que el terremoto del 2010 tuvo mayor repercusión en estructuras construidas sobre suelos tipo III, mientras que las estructuras fundadas sobre suelo tipo II no presentaron daños significativos, esto es debido a razones geotécnicas y sísmicas que escapan de los alcances de esta memoria.
- 7) Si se considera M^{sup} igual al momento en la cabeza de los pilares y M^{inf} el momento en la base de los pilares, siempre se tiene que:

$$M^{sup} + M^{inf} = M^{tot}$$

Adicionalmente, se sabe que en teoría:

- Caso ideal Marco Rígido:

$$M^{sup} = M^{inf} = 50\% M^{tot}$$

- Caso ideal Péndulo invertido:

$$M^{sup} = 0 \wedge M^{inf} = M^{tot}$$

No obstante, en la realidad el momento en la cabeza de los pilares oscilará entre el 0 y 50% del momento total tanto para el caso de pilar en voladizo como marco rígido. Así es que surge la pregunta: ¿Cómo es posible diferenciar ambos casos?

La figura 19 muestra el diagrama de momento de un caso particular de una estructura tipo marco rígido y el diagrama de momento teórico para una estructura pilar en voladizo.

Este tema es abordado en detalle en el anexo F.

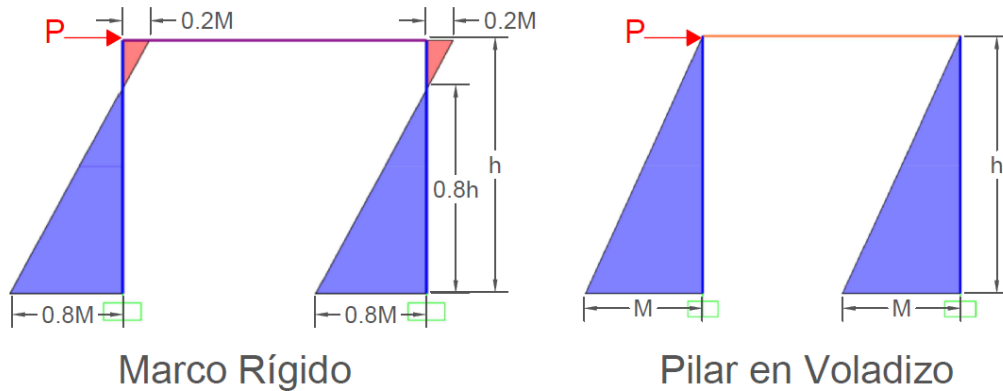


Figura 19. Diagramas de momento de estructuras pilar en voladizo y marco rígido.

Conclusiones

- 1) Con las modificaciones propuestas en la revisión de la norma, prácticamente las estructuras pilar en voladizo serán descartadas constructivamente. Las excepciones serán las estructuras fundadas sobre suelo tipo I y las estructuras mixtas en general.
- 2) En su lugar, las estructuras tipo marco rígido serán preferidas por su factibilidad constructiva aún con las modificaciones propuestas en la norma. Sin embargo, este tipo de estructuras tendrán un aumento cercano al doble en sus deformaciones, con respecto a la norma vigente.
- 3) Para evitar el salto en el amortiguamiento de las estructuras, calibrado pero impuesto de forma arbitraria se propone utilizar un amortiguamiento intermedio de 3% para ambos tipos de estructuras, manteniendo los valores de los factores de reducción actuales. Este cambio favorecería a las estructuras pilar en voladizo, se mantendrá un aumento en las deformaciones sísmicas, pero estos valores no serán tan restrictivos. Las estructuras tipo pilares en voladizo pesadas serán más factibles de construir en suelos tipo II.
- 4) Debido a que existen estructuras en suelo tipo II que tuvieron buen comportamiento frente al sismo del 27 F y que quedan fuera de norma con las modificaciones propuestas, se deja planteado que es necesario realizar una revisión también en los límites de deformación.
- 5) Por último, se propone que se establezca como condición para considerar marco una estructura un límite igual al 20% del momento total de un pilar para el porcentaje de momento traspasado en las conexiones viga-pilar. Este límite es necesario para diferencia de forma objetiva las estructuras tipo marco rígido de las estructuras pilar en voladizo, ambas estructuras tratadas de manera completamente diferente en la norma, con razones de amortiguamiento y factores de reducción distintos.

6.2. Modificaciones en el cálculo de sistemas de arriostramiento no convencionales

Comentarios

En general, para todos los sistemas de arriostramientos, la revisión propone una reducción sustancial de la fuerza a tomar por los arriostramientos, del 100% al 40% de la fuerza sísmica que correspondería a una línea de pilares en falla.

El problema que sigue es la restricción o límite de la deformación adicional en el eje que falla.

- 1) En la norma vigente la deformación máxima está determinada por la deformación que tendría un sistema convencional en X considerando solamente las barras en tracción y al límite de capacidad ($0,6 f_y$).

Los ejemplos desarrollados en este trabajo demuestran que es un límite práctico que cumple con la función de establecer una deformación máxima.

- 2) En la revisión se propone definir como límite de la deformación adicional $h/200$ (h : altura del pilar desde la base a la sección arriostrada).

De los ejemplos desarrollados se observa que este límite es similar al límite actual para alturas de pilares del orden de 10 m. Se debe discutir la validez de esta propuesta, debido a que este límite tiene relación con la falla del hormigón en la base del pilar más que con el sistema de arriostramiento en sí, y la deformación máxima obtenida con la norma actual resulta razonable.

Conclusión

En estructuraciones regulares los arriostramientos prácticamente no toman carga y la justificación de incorporarlos proviene de la importancia de dar redundancia a la estructura por la posibilidad de falla de algún pilar o línea de pilares, en consecuencia, el estado de falla para el cual están diseñados no es común en las estructuras prefabricadas.

Sin embargo, se observaron falla de arriostramiento en estructuras emplazadas en suelos blandos (tipo III) que se deben a que estos trabajaron debido a inconsistencias entre el modelo de análisis y la estructura práctica, tales como: muros perimetrales diseñados dilatados a la estructura que por error en su construcción tomaron carga imponiendo una gran diferencia de rigidez en la estructura obligando a trabajar a los arriostramientos para una carga que no fueron diseñados o equivalentemente, durante el uso de la estructura, al acumular objetos apoyados en los pilares reduciendo su largo flexural y por ende, modificando su rigidez.

7. CAPÍTULO 7: Bibliografía

7.1. Bibliografía y Referencias

1. Instituto Nacional de Normalización – INN, NCh 2369 Of.2003, *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.
2. Instituto Nacional de Normalización – INN, NCh 2745 Of.2013. *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*.
3. Instituto Nacional de Normalización – INN, NCh 433 Of. 2009 y modificaciones, *Diseño sísmico de edificios*.
4. Convenio MINVU – IC. 2017. Revisión de la NCh 2369. *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*.
5. ACI 318 2014.
6. David Campusano – Documento Word 9.2_Rev.I (3 Columnas) *Estructuras Prefabricadas de Hormigón*.
7. David Campusano – Documento Word 9.3_Rev. I (3 Columnas) *Pilares en Voladizo*
8. Francisco Barraza Calderón – Memoria de cálculo de proyecto Colina, Santiago. – Documento Word – 28 de noviembre, 2011
9. Rebeca Trifol Ceniceros - Pliego de Cálculo Galpon Comercial, S.A. – PDF – Agosto 2016
10. Memoria de Cálculo “Bodega Condominio” – Julio 2008
11. Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Chile. 2014. *Terremoto 27 F*
José Restrepo. 2009. *Curso de prefabricado organizado por el Instituto Chileno del Cemento y Hormigón*.
12. Marco Menegotto. 2009. *Esperiences from L’Aquila Earthquake*.
13. Israel Garrido. 2011. *Estudio de daños en estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado a consecuencia del terremoto del 27 de febrero de 2010. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*.
14. Franco Mancini. 2016. *Análisis crítico de la aplicación de la norma NCh 2369 Of.2003 en las estructuras prefabricadas de hormigón y el comportamiento observado en el terremoto del 27 F de 2010. Proposición de eventuales cambios. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*.

8. CAPÍTULO 8: Anexos

Anexo A: Método de cálculo de espectros NCh2369 Of.2003 y NCh2745

Cabe notar que la normativa vigente (NCh2369 Of.2003) utiliza el mismo espectro (llámese coeficiente sísmico C o espectro de aceleraciones S_a) para el cálculo de deformaciones y la fuerza sísmicas a aplicar sobre la estructura. No así la revisión de la norma, donde en el capítulo 5.3 se define el método de análisis estático para la obtención de las fueras sísmicas y en el punto 5.8.1 define el espectro de diseño para el cálculo de deformaciones distinto al mencionado en el punto 5.3.

Al igual que en la norma NCh433 Of.1996, para construcción del espectro la normativa vigente requiere identificar la zona sísmica en la cual se emplaza el proyecto y el tipo de suelo, existiendo 4 tipos del tipo de suelo, definido en la tabla 5.3 de la norma NCh2369 Of.2003.

El espectro de aceleraciones definido por la normativa vigente distingue entre sistemas resistentes estructuradas con: sistemas gravitacionales, péndulo invertido, estructuras prefabricadas con uniones secas y húmedas. Esto se ve reflejado en los parámetros R y ξ , siendo ξ el amortiguamiento de la estructura. Se extraen fragmentos de interés de las tablas 5.5 y 5.6 de la noma NCh2369 Of.2003.

Tabla 19 - Definición de los tipos de suelos de fundación, NCh2369 Of.2003.

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ s_v igual o mayor a 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	<p>a) Suelo con s_v igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 Pa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todos los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>

Tabla 20 - Razones de Amortiguamiento (Fragmento), NCh2369 Of.2003.

Sistema resistente	ξ
Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales	0,03
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas:	
Con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno	0,03
Con conexiones soldadas	0,02
Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista	0,02

Tabla 21 – Valores máximos del factor de modificación de la respuesta (Fragmento), NCh2369 Of.2003.

Sistema resistente	ξ
5. Estructuras de hormigón armado prefabricado	
5.1 Estructuras prefabricadas puramente gravitacionales	5
5.2 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	3
5.3 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales	5
5.4 Estructuras prefabricadas con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con:	
Conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno	4
Conexiones soldadas	4
5.5 Estructuras prefabricadas de péndulo invertido o con pilares en voladizo	3
5.6 Estructuras sísmicas isostáticas	3

Con estos parámetros se obtiene el valor máximo del coeficiente sísmico ($C_{m\acute{a}x.}$), se utiliza la tabla 5.7 de la norma NCh2369 Of.2003.

El espectro de aceleración queda definido con la ecuación (5-5) de la NCh2369 Of.2003:

$$S_a = \frac{2,75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4} \quad (5-5)$$

Donde A_0 depende de la zona sísmica, I de la categoría de la estructura, T' y n del tipo de suelo y T es el periodo de vibración del modo considerado.

El valor del espectro queda minorado por $I \cdot C_{m\acute{a}x.} \cdot g$.

Por otro lado, la revisión de norma NCh2369 define el espectro de aceleraciones como: "... Espectro de referencia al espectro elástico de la norma NCh2745, para el sismo de diseño (SDI), calculado para la zona sísmica y tipo de suelo del sitio del proyecto." De modo que es necesario estudiar la norma NCh2745 Of.2013 referida al análisis y diseño de edificios con aislación sísmica.

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; velocidades máximas de 22 cm/s, 41 cm/s, y 57 cm/s; y desplazamientos máximos de 10 cm, 15 cm, y 17 cm, para los suelos I, II y III, de NCh433 Of.96 respectivamente, por esto, la revisión de la norma se refiere a los suelos de tipo IV de forma puntual: "En el caso que el tipo de suelo corresponda al tipo IV se deberá considerar un espectro de referencia debidamente fundamentado."

El espectro de aceleración se construye como muestra la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, reemplazando los parámetros definidos en la tabla 6 de la NCh2745 Of.2013. Dicho espectro debe ser modificado por factores dependiendo del amortiguamiento de la estructura y la zona sísmica, se define en la 5 de la norma NCh2745 Of.2013 se define el factor de modificación por la zona sísmica. Se calcula el factor de modificación por amortiguamiento utilizando $(0,05/\xi)^{0,4}$, donde ξ es el amortiguamiento.

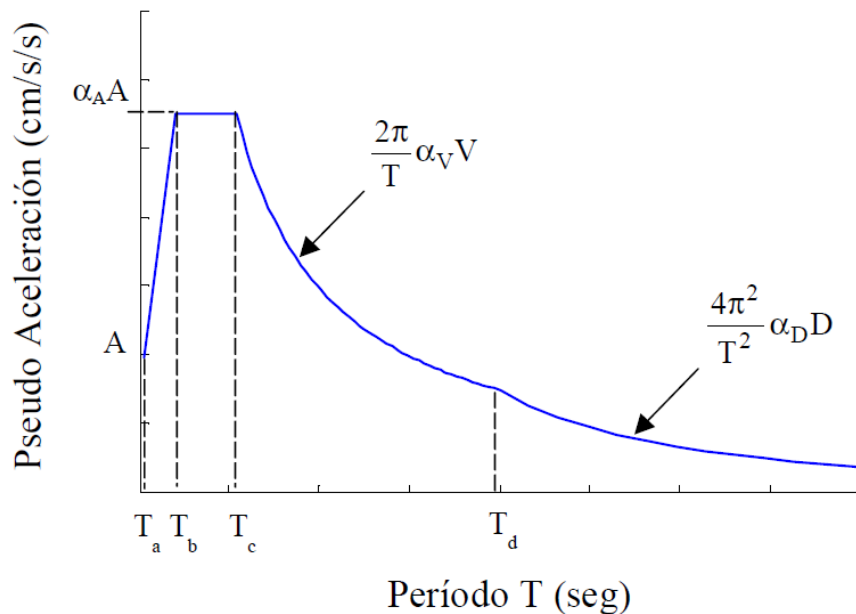


Figura 20 – Definición de espectro de diseño de pseudo-aceleración, NCh2745 Of.2013.

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	α_{AA} , cm/s ²	α_{VV} , cm/s	α_{DD} , 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 21 – Tablas 5 y 6 NCh2745 para zona sísmica y parámetros de suelo.

Tabla 22– Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento.

Amortiguamiento efectivo ξ	Factor Suelos I, II y III
2%	1,44
3%	1,23
5%	1,00

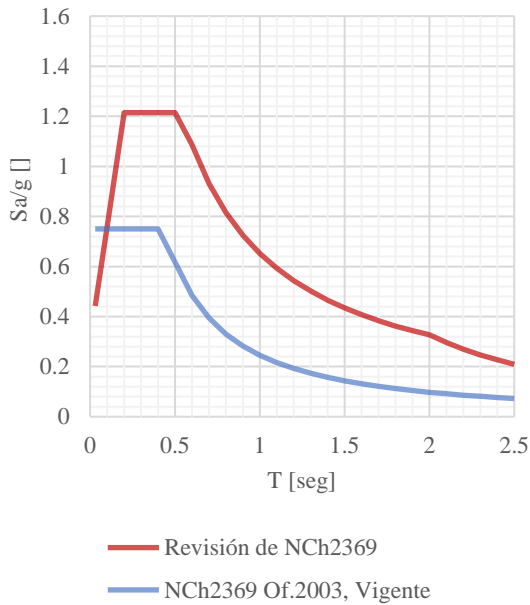
Para el cálculo de los espectros de desplazamientos se utilizó las ecuaciones (9) y (11) mencionadas en el formulario.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (9)$$

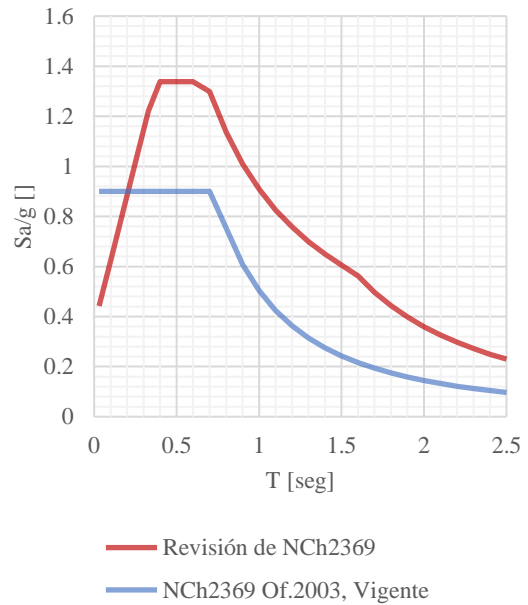
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (11)$$

Se grafican los espectros de aceleración para las estructuras tipo pilar en voladizo y marco rígido en las 3 zonas sísmicas, sobre los suelos tipo II y III.

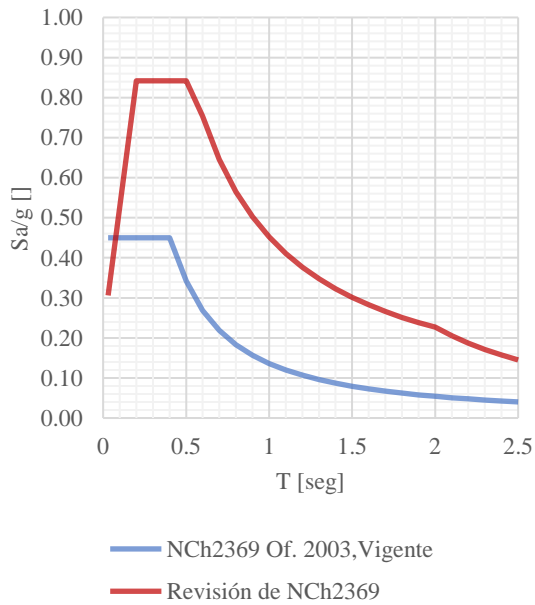
Pseudoespectro de
 aceleración- Pilar en Voladizo
 - Zona sísmica 1 - Suelo Tipo
 II - $\xi = 2\%$



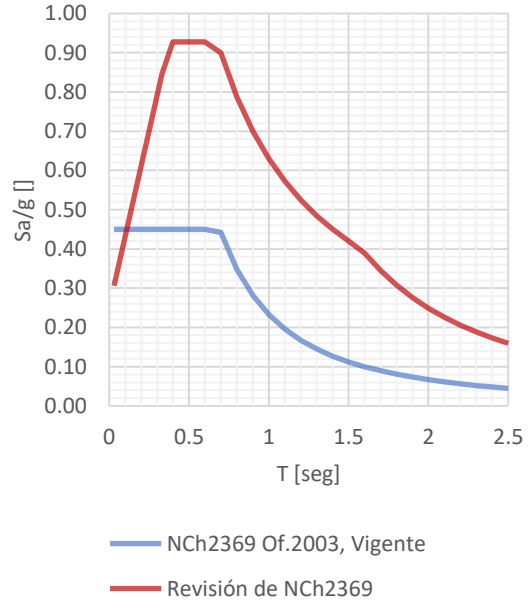
Pseudoespectro de
 aceleración-Pilar en Voladizo
 - Zona sísmica 1 - Suelo Tipo
 III - $\xi = 2\%$



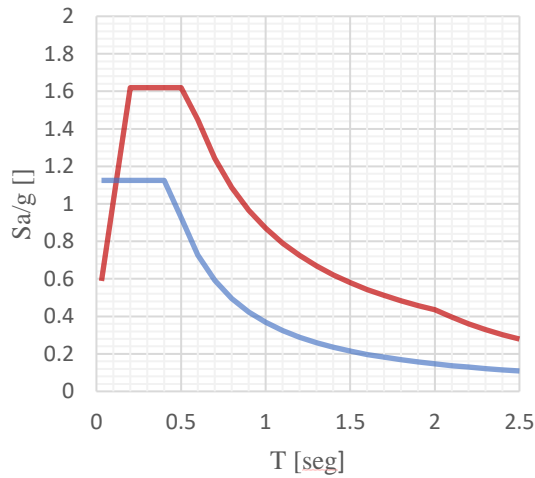
Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 1 - Suelo Tipo II
 - $\xi = 5\%$



Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 1 - Suelo Tipo
 III - $\xi = 5\%$

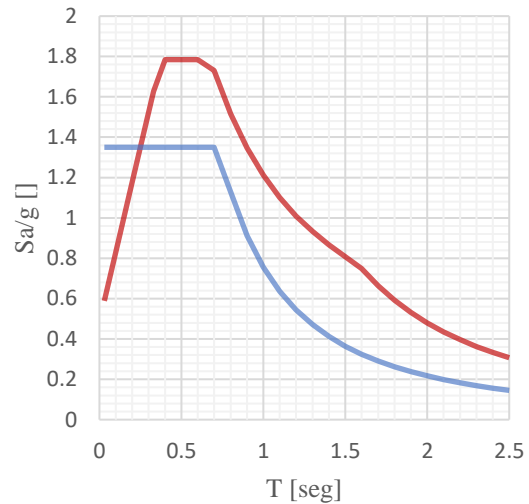


Pseudoespectro de
 aceleración- Pilar en Voladizo
 - Zona sísmica 2 - Suelo Tipo
 II - $\xi = 2\%$



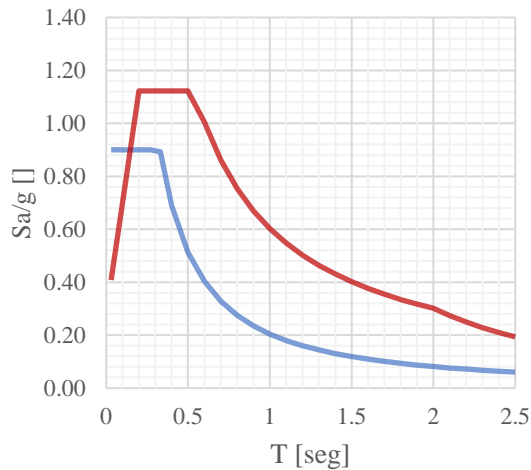
— Revisión de NCh2369
 — NCh2369 Of.2003, Vigente

Pseudoespectro de
 aceleración- Pilar en
 Voladizo - Zona sísmica 2 -
 Suelo Tipo III - $\xi = 2\%$



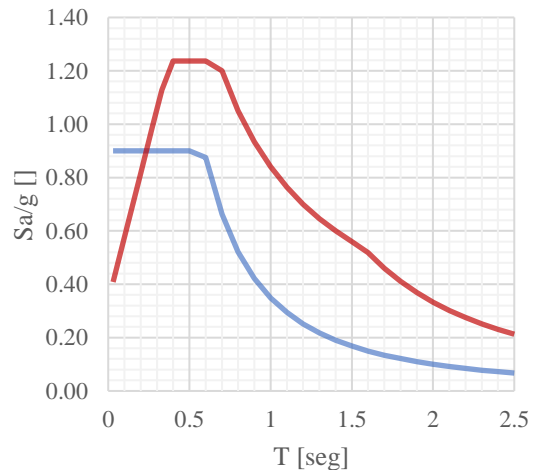
— Revisión de NCh2369
 — NCh2369 Of.2003, Vigente

Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 2 - Suelo Tipo
 II - $\xi = 5\%$



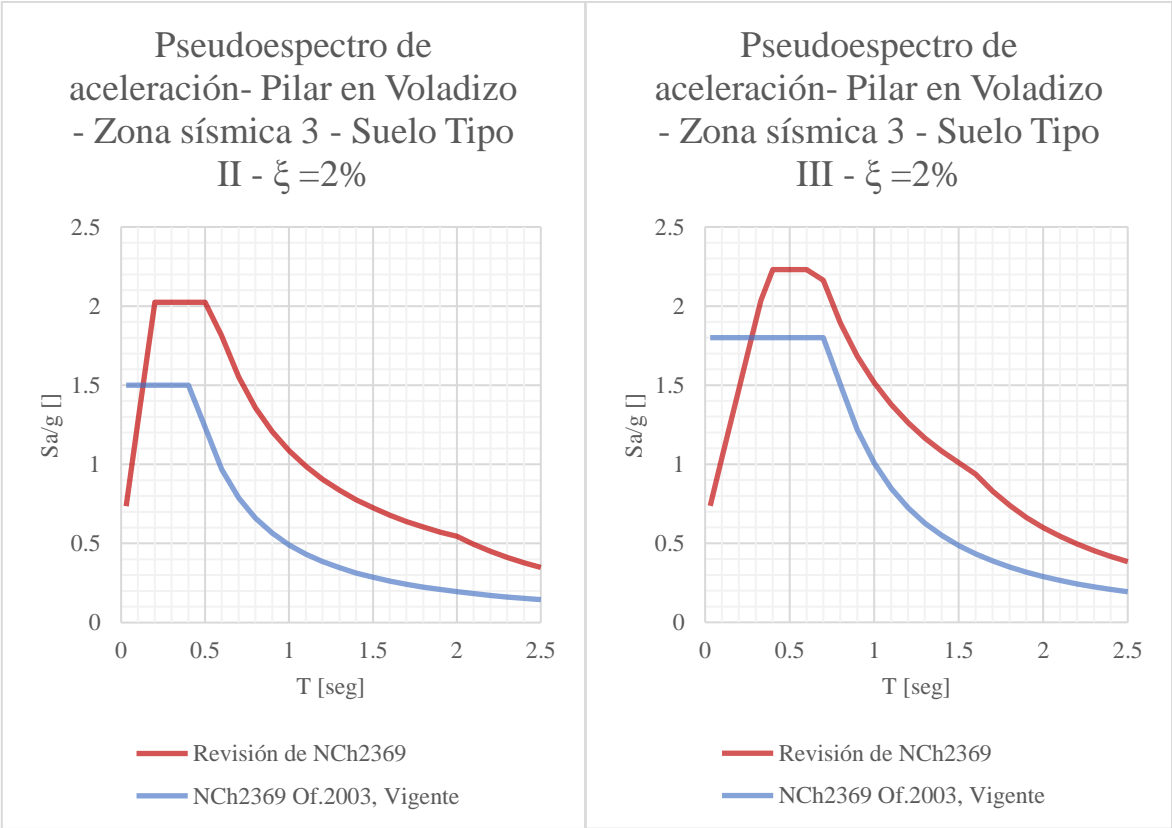
— NCh2369 Of. 2003, Vigente
 — Revisión de NCh2369

Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 2 - Suelo Tipo
 III - $\xi = 5\%$

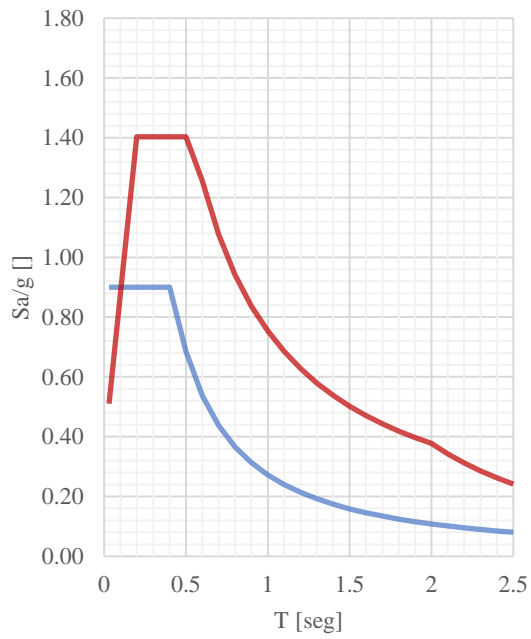


— NCh2369 Of.2003, Vigente
 — Revisión de NCh2369

De los gráficos se extrae que los espectros de la revisión de la norma son de mayor magnitud que los espectros de la normativa vigente para periodos superiores. Sólo para periodos muy pequeños (bajo 0,2 o 0,3 segundos) el espectro de la revisión de la norma es inferior, pero se debe tener en cuenta que las estructuras industriales no suelen tener periodos tan bajos. Además, se debe recordar que los espectros de la normativa vigente poseen un límite inferior, el cual depende del valor Q_{\min} . Este valor se ve expresado en el cálculo de deformaciones al aplicar el factor R_1 . Por consiguiente, para periodos superiores se podrían obtener valores de deformaciones mayores con la normativa vigente con respecto a la revisión de la norma.

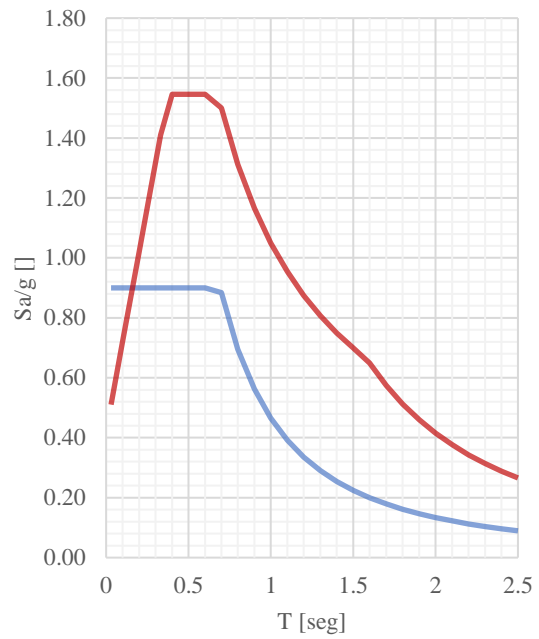


Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 3 - Suelo Tipo
 II - $\xi = 5\%$



— NCh2369 Of. 2003, Vigente
 — Revisión de NCh2369

Pseudoespectro de
 aceleración- Marco rígido -
 Zona sísmica 3 - Suelo Tipo
 III - $\xi = 5\%$



— NCh2369 Of. 2003, Vigente
 — Revisión de NCh2369

Anexo B: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 1

Propiedades elementos

Tabla 23 – Propiedades Pilares.

cuadrada 60x60		
H40		
x	0.6	m
y	0.6	m
A	0.36	m ²
Inercia	0.0108	m ⁴
rx, ry	0.1732	m
Peso	900	kg/m
Y	2.5	tonf/m ³
f'c	35	Mpa
E	27806	MPa



Figura 22. Sección transversal de pilares, ejemplo 1.

Tabla 24 – Propiedades Viga Maestra.

Doble T		
H50		
h	1.2	m
b	0.4	m
A	0.2623	m ²
Inercia 3	0.0448	m ⁴
Inercia 2	0.002031	m ⁴
Inercia tors	0.002503	m ⁴
largo	26.24	m
Peso	562	kg/m
Y	2.143	tonf/m ³

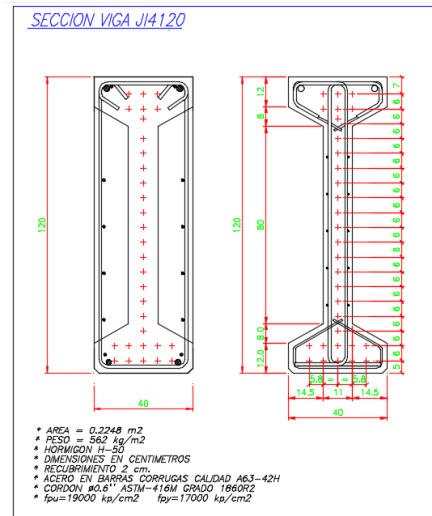


Figura 23. Sección transversal de vigas principales, ejemplo 1.

Tabla 25 – Propiedades Viga Secundaria.

Doble T		
H50		
h	0.6	m
b	0.4	m
A	0.1569	m ²
Inercia 3	0.006514	m ⁴
Inercia 2	0.001525	m ⁴
Inercia tors	0.001232	m ⁴
largo	12	m
Peso	392	kg/m
γ	2.498	tonf/m ³

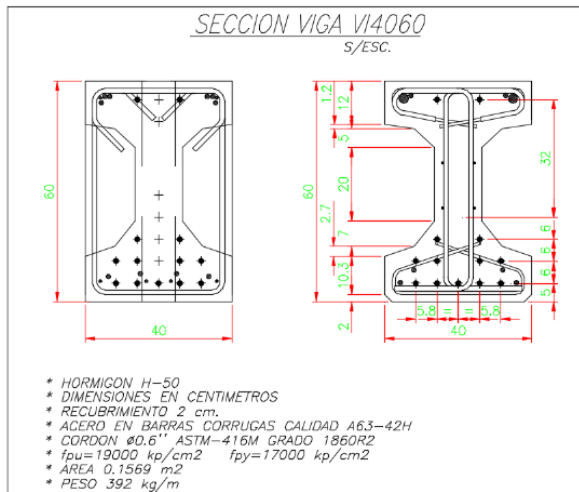


Figura 24. Sección transversal de vigas secundarias, ejemplo 1.

Tabla 26 – Propiedades de canalones.

Sección Omega		
H50		
Área	0.07459594	m ²
largo	12	m
Peso	179.0	kg/m
γ	2.4	ton/m ³

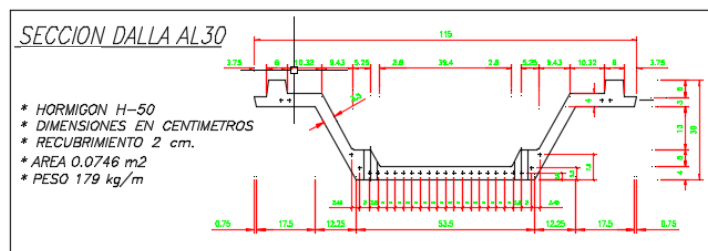


Figura 25. Sección transversal de canalones de hormigón, ejemplo 1.

*No existen arriostramientos de techo convencional, este se reemplaza por un sistema de arriostramiento especial, el cual utilizar los canalones empotradas en los extremos a las vigas principales.

Cubicación

Tabla 27 – Pesos unitarios de elementos, ejemplo 1.

Elemento	Peso [tonf]
Pilares (promedio)	8.86
Viga Maestra	14.75
Viga Secundaria	4.70
Canalones	2.15

Peso de la cubierta de techo: $\gamma_{cubierta} = 20 \text{ kgf/m}^2$.

Peso de la fachada perimetral: $\gamma_{cubierta} = 60 \text{ kgf/m}^2$. Se utiliza una altura ponderada del perímetro igual a 8,27 m para el cálculo.

Tabla 28 – Pesos totales y sísmicos del ejemplo 1.

	Peso sísmico [tonf]	Peso Total [tonf]
Pilar	298,1	596,2
Viga Maestra	884,8	884,8
Viga Secundaria	310,5	310,5
Canalones	1063,4	1063,4
Cubierta	348,05	348,05
Fachada	130.5	261.06
TOTAL	3035.4	3202.9

Se calcula el peso sísmico por superficie construida:

$$q = 0,18 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Además, el peso por unidad de área sin considerar el peso de los pilares y vigas es de:

$$q^* = 0,09 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Cantidad de hormigón por superficie construida

La eficiencia está referida a la cantidad de hormigón (en cm de hormigón) que aporta a la resistencia de la estructura por superficie construida. Esta se calcula como el peso de los elementos resistentes dividido por la densidad del hormigón y la superficie construida. Se calcula la eficiencia con y sin considerar el peso de los pilares.

Tabla 29 – Pesos de elementos estructurales, ejemplo 1.

	Peso [tonf]
Pilar	596.2
Viga Princ	884.8
Viga Secun	310.5
Canalones	1063.4
tot	2854.9

$$Eff^{c/pilar} = \frac{P}{\gamma_H \cdot Sup}$$

$$= \frac{2854,9 [tonf]}{2,5 \left[\frac{tonf}{m^2} \right] \cdot 17298,6 [m^2]}$$

$$Eff^{c/pilar} = 6,6 \left[\frac{cm H}{m^2} \right]$$

$$Eff^{s/pilar} = \frac{2258,7 [tonf]}{2,5 \left[\frac{tonf}{m^2} \right] \cdot 17298,6 [m^2]}$$

$$Eff^{s/pilar} = 5,2 \left[\frac{cm H}{m^2} \right]$$

Esbeltez de pilares

Tanto el área como la inercia son constantes en todos los pilares, por lo tanto, su radio de curvatura también:

$$A_{pilar} = 0,36 m^2$$

$$I_{pilar} = 0,0108 m^4$$

$$r_x = r_y = 0,1732 m$$

Tabla 30. Cálculo de esbeltez para casos de marcos y pilares en voladizo.

		F	E	D	C	B	A
	h [m]	8.228	9.538	10.847	12.078	7.91	6.6
Marco	Ky	1.12	1.05	1.04	1.04	1.06	1.14
	Kx	1.19	1.18	1.14	1.13	1.2	1.22
	λy	53.2	57.8	65.1	72.5	48.4	43.4
	λx	56.5	65.0	71.4	78.8	54.8	46.5
Rotulado	K	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	λ	95.0	110.1	125.3	139.5	91.3	76.2

Están señalados en rojo son los pilares que no cumplen con la relación de la norma NCh2369 (tanto vigente como en revisión):

$$\lambda \leq 100$$

Deformación por giro de fundación

Para los casos hipotéticos de estructuras fundadas sobre suelo tipo III 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 5 kg/cm^3 . La fundación es una zapata cuadrada de 3,5 m de ancho, 0,5 m de alto y se encuentra en promedio a 1,9 m de profundidad. Se realiza un modelo con el programa SAP2000 para calcular la deformación en la cabeza del pilar.

La fundación en el para el caso tipo marco, recibe una carga de:

$$N = \frac{P}{n^{\circ} \text{ pilares}} + P_{zapata} = \frac{3202,9}{72} + 2,4 \cdot 0,5 \cdot 3,5^2 = 59,2 \text{ ton.}$$
$$M = \frac{Q_0 \cdot 0,6h + Q_0 h_{zapata}}{n^{\circ} \text{ pilares}} = \frac{409,8 \cdot 0,6 \cdot 1208 + 409,8 \cdot 190}{72} = 5206,7 \text{ ton x cm.}$$

La deformación obtenida en la cabeza del pilar para el giro de una Fundación de un pilar de 1208 cm de alto es de 0,89 cm.

Deformaciones máximas en cabezas de pilares

Se calculan los periodos para los casos pilares en voladizo y sistema de marcos. En el caso de pilares en voladizo se asume un diafragma rígido en el techo pese a que aún no se definen arriostramientos de techo. Sabiendo la masa sísmica (constante en todos los casos), y los periodos de la estructura se determina la rigidez en casa sentido. Posteriormente, se calculan las deformaciones máximas con los espectros de diseños correspondientes y mediante el modelamiento de la estructura.

Tabla 31. Periodos y rigideces asociadas a cada caso, ejemplo 1.

Caso	T [s]	k [tonf/cm]
Estructura en voladizo, eje x	1.060	108.8
Estructura en voladizo, eje y	0.960	132.7
Estructura en voladizo, torsional	0.83	177.5
Estructura en base a marcos, eje x	0.897	152.0
Estructura en base a marcos, eje y	0.644	294.8
Estructura en base a marcos, torsional	0.677	266.8

Tabla 32. Parámetros de suelos.

Tipo suelo	I	II	III
T'	0.2	0.35	0.62
n	1	1.33	1.8
So	1	1.25	1.5

Tabla 33. Parámetros sísmicos.

Estructura	Péndulo inv.		Marcos		
β	0.02	0.03	0.02	0.03	0.05
R	3		5		
C _{max}	0.3	0.255	0.195	0.173	0.135
C _{min}	0.12		0.075		
I	1				

Deformación sísmica máxima

De la cubicación se obtuvo la masa sísmica total de la estructura, con esto se calcula el valor de Q_{min} según la norma vigente.

Tabla 34 – Corte mínimo asociado al tipo de estructura.

Estructura	Q_{min} [tonf]
Pilares en Voladizo	364.25
Marcos	227.65

Tabla 35 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 2%

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente							Revisión NCh2369	
		T [seg]	Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	$\Delta(Sd)$ [cm]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	$\Delta(Sd)$ [cm]
x	II	0.63	0.1816	551.1	0.66	1.8	5.4	6.7	1.3801	13.6
y	II	0.5	0.2469	749.4	0.49	1.5	4.6	5.7	1.6194	10.0
x	III	0.63	0.3000	910.6	0.40	3.0	8.9	13.3	1.7842	18.5
y	III	0.5	0.3000	910.6	0.40	1.9	5.6	8.4	1.7842	12.0

Tabla 36 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%

		NCh2369 Vigente							Revisión NCh2369	
Eje	Tipo de Suelo	T [seg]	Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Qmin/Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Δ · R ₁ · S ₀ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ(Sd) [cm]
x	II	0.63	0.1544	468.6	0.78	1.5	4.6	5.7	1.1735	11.6
y	II	0.5	0.2099	637.2	0.57	1.3	3.9	4.9	1.3769	8.5
x	III	0.63	0.2550	774.0	0.47	2.5	7.5	11.3	1.5171	15.8
y	III	0.5	0.2550	774.0	0.47	1.6	4.7	7.1	1.5171	10.3

Tabla 37 – Deformaciones Estructura compuesta de Marcos, amortiguamiento 2%

		NCh2369 Vigente						Revisión NCh2369	
Eje	Tipo de Suelo	T [seg]	Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Qmin/Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ(Sd) [cm]
x	II	0.865	0.0715	216.9	1.05	1.3	7.0	1.0052	18.7
y	II	0.622	0.1108	336.3	0.68	1.1	5.3	1.3979	13.4
x	III	0.865	0.1307	396.8	0.57	2.4	12.1	1.4008	26.9
y	III	0.622	0.1950	591.9	0.38	1.9	9.4	1.7842	18.0

Tabla 38 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%

		NCh2369 Vigente						Revisión NCh2369	
Eje	Tipo de Suelo	T [seg]	Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Qmin/Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ(Sd) [cm]
x	II	0.865	0.0608	184.4	1.23	1.1	7.0	0.8547	15.9
y	II	0.622	0.0942	286.0	0.80	0.9	4.5	1.1886	11.4
x	III	0.865	0.1111	337.4	0.67	2.1	10.3	1.1911	23.0
y	III	0.622	0.1730	525.1	0.43	1.7	8.3	1.5171	15.5

Tabla 39 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 5%

		NCh2369 Vigente						Revisión NCh2369	
Eje	Tipo de Suelo	T [seg]	Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Qmin/Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ(Sd) [cm]
x	II	0.865	0.0495	150.3	1.51	0.9	7.0	0.6967	12.9
y	II	0.622	0.0768	233.1	0.98	0.7	3.7	0.9689	9.3
x	III	0.865	0.0906	275.0	0.83	1.7	8.4	0.9710	18.9
y	III	0.622	0.1350	409.8	0.56	1.3	6.5	1.2367	12.8

Dimensiones para el cumplimiento de la revisión de la norma

Como el espectro establecido por la revisión de la norma prácticamente depende sólo del período de la estructura para determinar las deformaciones, se calculan cómo cambian los períodos en ambas direcciones al modificar solamente el área transversal de todas las columnas. Los resultados se encuentran en la tabla 41.

Tabla 40. Periodos de la estructura para secciones de pilares variables.

Sección del Pilar	Sistema	Tx [seg]	Ty [seg]
60x60	Marco	0.897	0.644
65x65	Marco	0.822	0.576
70x70	Marco	0.761	0.522
75x75	Marco	0.712	0.479
80x80	Marco	0.670	0.443
85x85	Marco	0.633	0.414

Luego se calcula, de forma abstracta, el periodo máximo para cumplir con las deformaciones admisibles en cada caso, estos períodos se comparan con los periodos en la dirección x (por ser los mayores periodos) obtenidos con los aumentos de sección transversal de los pilares. Los resultados se encuentran en la tabla 42.

Tabla 41 – Sección de pilar mínima para el cumplimiento de límite de deformaciones utilizando la revisión de la norma caso marco rígido.

ξ	Tipo de Suelo	T [s]	NCh2369 Revisión			Aumento a sección:
			Sa (5%) [g]	Sa(ξ) [g]	Δ máx (Sd) [cm]	
2%	II	0.832	0.7244	1.0450	18.0	65x65
3%	II	0.897	0.6719	0.8242	16.5	60x60
5%	II	0.897	0.6719	0.6719	13.4	60x60
2%	III	0.638	1.2367	1.7842	18.1	85x85
3%	III	0.705	1.1913	1.4614	18.1	80x80
5%	III	0.865	0.9710	0.9710	18.1	65x65

Anexo C: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 2

Elementos

- Pilares prismáticos de sección transversal cuadrada de 70 x 70 cm.
- Vigas principales y secundarias de sección constante doble T, pretensadas.
- Riostras de hormigón armado, de sección transversal constante.
- Costaneras de hormigón armado, apoyadas sobre las vigas principales con un espaciamiento de 2,33 m.
- Paneles de hormigón de 350 kg/m² de altura promedio de 9 m.

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.

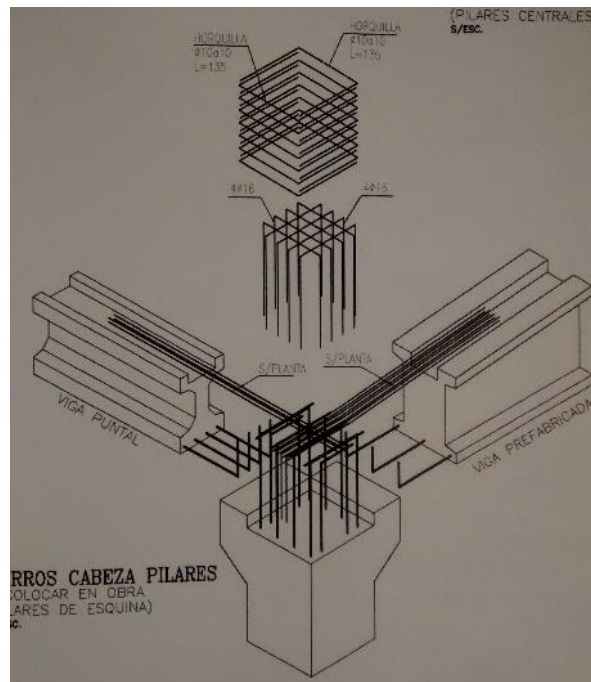


Figura 26. Detalle de conexión pilar – viga, ejemplo 2.

Cubicación

Tabla 42– Pesos totales y sísmicos, ejemplo 2.

Elemento	Peso sísmico [tonf]	Peso total [tonf]
Pilar H.A	235.4	470.9
VT1	449.8	449.8
VT2	227.2	227.2
Riostras H.A	132.2	132.2
Paneles prefabricados	648.7	1297.4
Costaneras + cubierta de Techo	207.9	207.9
PESO TOTAL	1901.3	2785.4

Se calcula el peso por superficie construida:

$$q = 0,23 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Periodo fundamental de la estructura

En la memoria de Franco Mancini se utilizó el programa de modelación estructural SAP2000 para modelar el edificio. Analizó 4 condiciones de la estructura, de las cuales solo se considerarán 2 condiciones que son pertinentes para el objetivo de esta memoria.

- 1) 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.

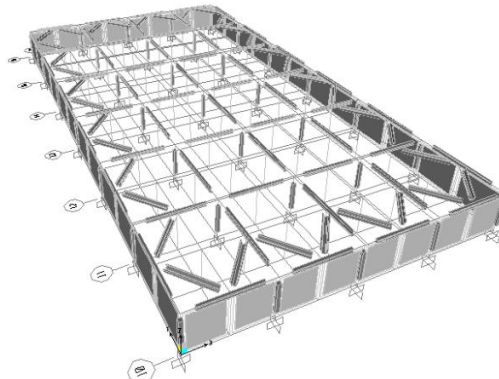


Figura 27. Modelo 2 con arriostramientos y paneles dilatados, Memoria de Franco Mancini.

- 2) Modelo de la situación posterior al colapso de los arriostramientos de techo, con los muros y sin las riostras de techo. Donde se modelan las conexiones entre viga y columna como rotuladas.

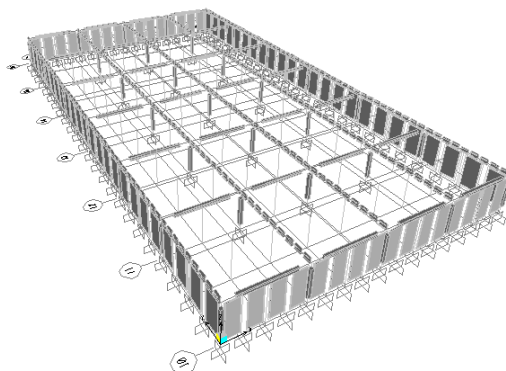


Figura 28. Modelo 4 sin arriostramientos y paneles dilatados, Memoria de Franco Mancini.

Los periodos obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 43. Períodos calculados por Franco Mancini.

Modelo	Periodo	
2	Tx	0.56
	Ty	0.68
4	Tx	0.89
	Ty	0.95

Esbeltez

Se calculó la esbeltez máxima de las columnas considerando pilares en voladizo. Sabiendo que el radio de giro al ser una columna cuadrada es igual al cociente entre el ancho de la sección dividido por $\sqrt{12}$.

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{2 \cdot 880 \text{ cm}}{20.2 \text{ cm}} = 87.1 \leq 100$$

Cabe notar que la esbeltez en el caso de pilares en un sistema de marcos disminuirá con respecto al valor calculado anteriormente. De forma simplificada la esbeltez de las columnas en un sistema de marcos es el siguiente:

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{1.2 \cdot 880 \text{ cm}}{20.2 \text{ cm}} = 52.3 \leq 100$$

Deformación por giro de fundación

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 es una zapata cuadrada de 4,6 m de ancho.

La fundación en el para el caso tipo marco, recibe una carga de:

$$N = \frac{P}{n^{\circ} \text{ pilares}} + P_{zapata} = \frac{3301,8}{35} + 2,4 \cdot 1,3 \cdot 4,6^2 = 160,4 \text{ ton.}$$

$$M = \frac{Q_0 \cdot 0,6h + Q_0 h_{zapata}}{n^{\circ} \text{ pilares}} = \frac{286,8 \cdot 0,6 \cdot 942 + 286,8 \cdot 130}{35} = 5696,7 \text{ ton x cm.}$$

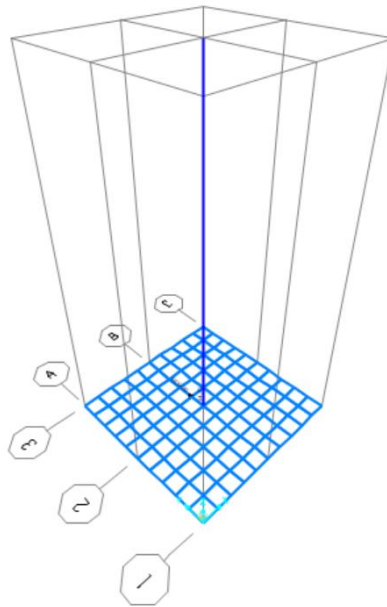


Figura 29. Modelo de fundación del ejemplo 2, modelado con programa SAP2000.

La deformación obtenida en la cabeza del pilar es de 0,45 cm. Deformación que no se considera al ser muy pequeña.

Deformaciones en cabezas de pilares

Las deformaciones obtenidas por el modelamiento de Franco Mancini se expresan en la tabla 45.

Resumen comparativo de deformaciones entre los modelos del caso 1.

Tabla 44. Deformaciones calculadas por Franco Mancini.

	<i>Modelo</i>	
	2	4
Δy <i>Pilar eje</i>	[cm]	[cm]
A, 16	0,0	0,0
B, 16	6,5	12,5
C, 16	11,3	17,8

Se calculan las deformaciones utilizando los periodos obtenidos utilizando los espectros dados por la normativa vigente y la revisión de esta. Se detallan los cálculos de las deformaciones:

Tabla 45 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente						NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	$\Delta(Sd)$ [cm]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	$\Delta_{m\acute{a}x}(Sd)$ [cm]
x	II	0.0855	187.54	1.40	2.6	11.0	13.8	0.7833	24.0
y	II	0.0855	187.54	1.40	2.6	11.0	13.8	0.7833	24.0
x	III	0.1391	305.14	0.86	4.3	12.8	19.1	1.0916	33.4
y	III	0.1391	305.14	0.86	4.3	12.8	19.1	1.0916	33.4

Tabla 46 – Deformaciones Estructura con pilares en voladizo, amortiguamiento 3%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente						NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	$\Delta(Sd)$ [cm]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	$\Delta_{m\acute{a}x}(Sd)$ [cm]
x	II	0.0727	169.48	1.65	2.2	11.0	13.8	0.6660	20.4
y	II	0.0727	169.48	1.65	2.2	11.0	13.8	0.6660	20.4
x	III	0.1182	275.75	1.01	3.6	11.0	16.5	0.9282	28.4
y	III	0.1182	275.75	1.01	3.6	11.0	16.5	0.9282	28.4

Tabla 47 – Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente					NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ _{máx} (Sd) [cm]
x	II	0.1004	220.22	0.75	1.1	5.6	1.2977	14.5
y	II	0.0895	196.48	0.84	1.2	5.9	1.1911	15.8
x	III	0.1950	427.86	0.38	2.2	10.9	1.7842	19.9
y	III	0.1774	389.27	0.42	2.3	11.7	1.6599	22.0

Tabla 48– Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 2%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente					NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ _{máx} (Sd) [cm]
x	II	0.1004	234.05	0.75	1.1	5.6	1.2977	14.5
y	II	0.0895	208.82	0.84	1.2	5.9	1.1911	15.8
x	III	0.1950	454.73	0.38	2.2	10.9	1.7842	19.9
y	III	0.1774	413.72	0.42	2.3	11.7	1.6599	22.0

Tabla 49 – Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 3%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente					NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ _{máx} (Sd) [cm]
x	II	0.0853	187.25	0.88	1.0	4.8	1.1034	12.3
y	II	0.0761	167.06	0.99	1.0	5.0	1.0127	13.4
x	III	0.1730	379.59	0.43	1.9	9.6	1.5171	16.9
y	III	0.1509	330.99	0.50	2.0	10.0	1.4114	18.7

Tabla 50– Deformaciones Estructura con marco rígido, amortiguamiento 5%, ejemplo 2.

Eje	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente					NCh2369 Revisión	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	Δ(Sd) [cm]	Δ · R ₁ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ _{máx} (Sd) [cm]
x	II	0.0696	152.64	1.08	0.8	4.2	0.8995	10.0
y	II	0.0621	136.19	1.21	0.8	5.0	0.8256	10.9
x	III	0.1350	296.21	0.56	1.5	7.5	1.2367	13.8
y	III	0.1230	269.82	0.61	1.6	8.1	1.1505	15.2

Anexo D: Desarrollo de cálculo de deformaciones ejemplo 3

Cubicación

Densidad del acero: $\gamma=7,85$ [tonf/m³]

Tabla 51 – Pesos unitarios de ejemplo 3.

Elemento	Sub-elemento	Sección transversal [m ²]	Largo [m]	Cantidad	Peso subelemento [tonf]	Peso elemento [tonf]
Viga long principal (VL1)	Canal 150x75x4	0.001168	7.5	2	0.14	0.21
	Doble ángulo 40x40x4	0.000608	1.1	5	0.03	
		0.000608	1.52	6	0.04	
Viga long secundaria (VL2)	Cajón 150x150x3	0.001764	7.5	1	0.10	0.10
Viga transversal (o cercha) (VT)	Canal 200x75x4	0.001368	20	1	0.21	0.66
		0.001368	20.3	1	0.22	
	Doble ángulo 40x40x4	0.000608	15.1	1	0.07	
		0.000768	26.06	1	0.16	
Riostra	Canal 80x40x3	0.000462	9.0	1	0.03	0.03
Costaneras	Canal 150x75x15x3	0.000297	7.5	1	0.02	0.02

Peso de cubierta por superficie: $\gamma_{\text{cub}}=0,02$ [tonf/m²]

Tabla 52 – Pesos totales y sísmicos de ejemplo 3.

Elemento	Peso Sísmico [Tonf]	Peso total [Tonf]
Pilar H.A	326.59	653.184
VT	74.10	74.10
VL1	24.26	24.26
VL2	32.40	32.40
Riostras	14.65	14.65
Costaneras	21.82	21.82
cubierta	312.00	312.00
Fachada	139.05	278.10
TOTAL	944.9	1410.5

Se calcula el peso por superficie construida:

$$q = 0,06 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Cantidad de hormigón por superficie construida

$$\begin{aligned} Eff^{c/pilar} &= \frac{P}{\gamma_H \cdot Sup} \\ &= \frac{653,18 [\text{tonf}]}{2,5 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right] \cdot 15600 [\text{m}^2]} \\ Eff^{c/pilar} &= 1,74 \left[\frac{\text{cm H}}{\text{m}^2} \right] \end{aligned}$$

Esbeltez de pilares

Propiedades del pilar según la dirección

Tabla 53 – Propiedades de la sección del pilar.

	x	y
A [m2]	0.24	0.24
I [m4]	0.0072	0.0032
r [m]	0.1732	0.1155

La altura del pilar es de 9 m, sin embargo, por la existencia de los muros de albañilería de 2,4 m de alto la altura del pilar puede asumirse de 6,6 m. Se calcula la esbeltez para ambos casos, considerando un pilar en voladizo, por lo tanto, el valor de $K=2$. No se cumple con la restricción impuesta por la normativa en la dirección y, no obstante, dado el sistema de cerchas de techo y arriostramiento se identifica que la deformación de los pilares no es de tipo péndulo invertido, ya que la cercha proporciona un grado de empotramiento distinto de cero. Se utiliza un valor de K intermedio entre un sistema perfectamente empotrado en los extremos ($K=1,2$) y sistema de péndulo invertido ($K=2$) con $K=1,5$. Las esbelteces calculadas se muestran en la tabla 55.

Tabla 54 – Esbelteces según altura condición del elemento.

h [m]	9	6.6	
λ_x	103.9	76.2	Rotulado
λ_y	155.9	114.3	
λ_x	77.9	57.2	Con transmisión de momento
λ_y	116.9	85.7	

Deformación por giro de fundación

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 5 kg/cm³. La fundación es una zapata cuadrada de 2,65 m de ancho, alto 0,5 m y profundidad desde la base 80 cm.

La fundación recibe una carga de:

$$N = \frac{P}{n^\circ \text{ pilares}} + P_{zapata} = \frac{1410,5}{126} + 2,4 \cdot 0,5 \cdot 2,65^2 = 19,6 \text{ ton.}$$

$$M = \frac{Q_0 \cdot h + Q_0 h_{zapata}}{n^\circ \text{ pilares}} = \frac{113,38 \cdot 900 + 113,38 \cdot 80}{126} = 557,9 \text{ ton x cm.}$$

La deformación obtenida en la cabeza del pilar es de 0,25 cm. Deformación que no se considera al ser muy pequeña.

Deformaciones máximas en cabezas de pilares

Se realizó un modelo computacional para calcular el periodo de la estructura.

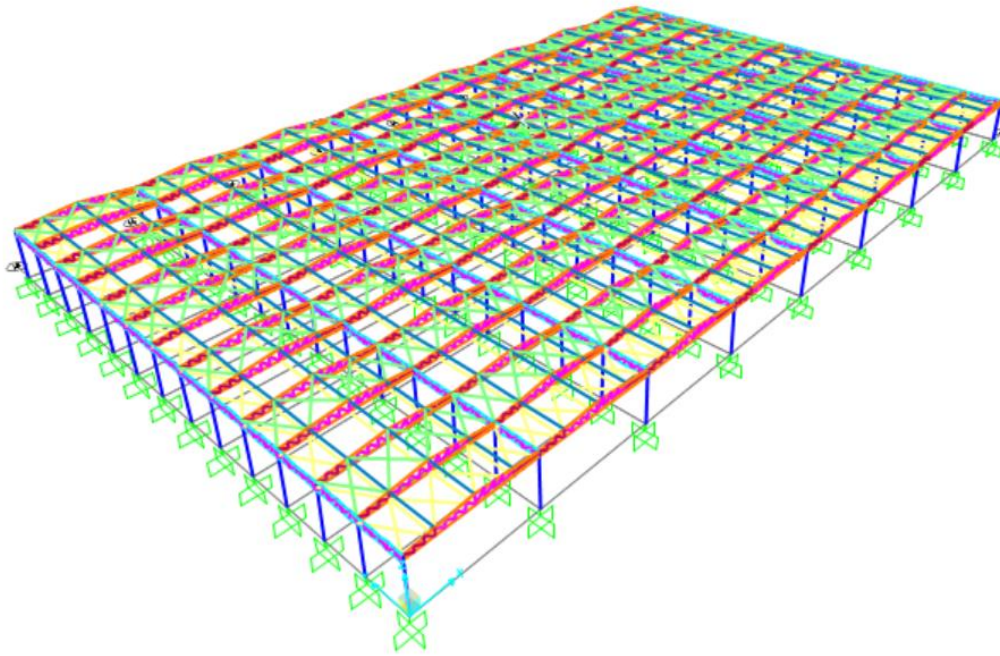


Figura 30. Modelo computacional del ejemplo 3.

El periodo de la estructura para este caso:

$$T_x = 0,28 \text{ seg}$$

$$T_y = 0,42 \text{ seg}$$

Tabla 55 – Parámetros de suelos.

Tipo suelo	I	II	III
T'	0.2	0.35	0.62
n	1	1.33	1.8
So	1	1.25	1.5

Tabla 56 – Parámetros sísmicos.

Estructura	Péndulo inv.	Péndulo inv.
β	0.02	0.03
R	3	
C_{\max}	0.3	0.255
C_{\min}	0.12	
I	1	

Deformación sísmica máxima

De la cubicación se obtuvo la masa sísmica total de la estructura, con esto se calcula el valor de Q_{\min} según la norma vigente.

$$Q_{\min} = 113,38 \text{ [tonf]}$$

Tabla 57. Deformaciones máximas de la Estructura con pilares en voladizo.

ξ	Tipo de Suelo	NCh2369 Vigente						Revisión NCh2369	
		Sa [g]	Q ₀ [tonf]	Q _{min} /Q ₀	Δ (Sd) [cm]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	Δ (Sd) [cm]
2%	II	0.300	283.46	0.40	1.3	3.9	4.9	1.6194	7.1
2%	III	0.300	283.46	0.40	1.3	3.9	5.9	1.7842	7.8
3%	II	0.255	240.94	0.47	1.1	3.3	4.2	1.3769	6.0
3%	III	0.255	240.94	0.47	1.1	3.3	5.0	1.5171	6.6

Anexo E: Desarrollo de cálculo de deformaciones de estructuras parametrizadas

Se detalla casa paso realizado para los casos 25x12 m canalones y Paneles de Hormigón y 30x15 m canalones y Paneles de Hormigón. El resto de los casos son análogos. Además, se adjuntan los modelos para el cálculo de los periodos asociados y cálculos realizados en planillas Excel.

Los cálculos realizados se encuentran en los siguientes archivos Excel:

- [Caso1a y b 12x25 h10](#)
- [Caso1c 12x25 h10 mixto](#)
- [Caso2a y b 15x30 h10](#)
- [Caso2c 15x30 h10 mixto](#)
- [Caso3 12x25 h12](#)
- [Caso4 12x25 h08](#)

Caso 1: 25x12 m Canalones y Paneles de Hormigón

El primer caso a evaluar corresponde a un proyecto de luces de 25 x12 m, con 3 y 6 luces por lado, respectivamente. La altura de los pilares es de 10 m, su sección transversal será cuadrada con ancho variable. El peso sísmico de la estructura por unidad de área, en una primera instancia se asume de 0,20 tonf/m². Se definen secciones transversales para las vigas principales (VT1) y vigas secundarias (VT2), estas quedan definidas según las figuras 30 y 31. El sistema de arriostramiento se impone semejante al sistema del ejemplo 1, de canalones de hormigón pretensado, con sección transversal como muestra la figura 32. Se impone que estas estructuras posean muros perimetrales pesados, aumentando el peso sísmico de la estructura por unidad de área.

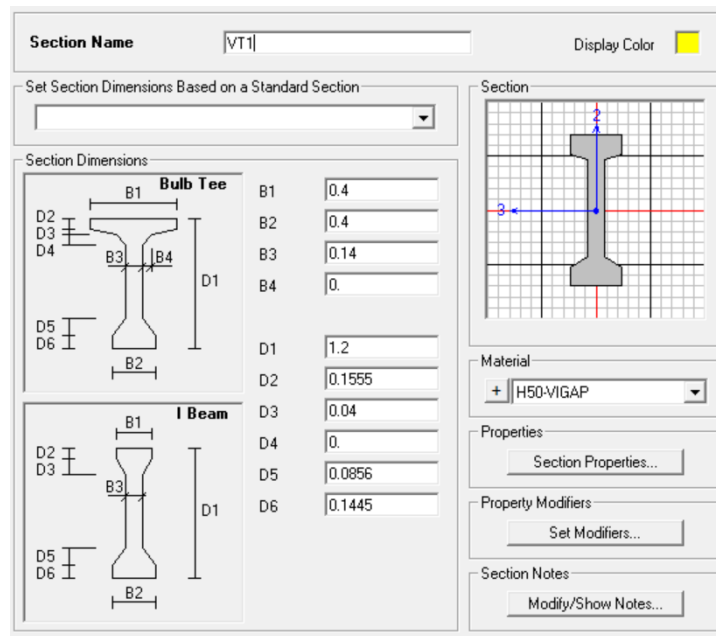


Figura 31. Sección transversal de viga principal en estructura teórica.

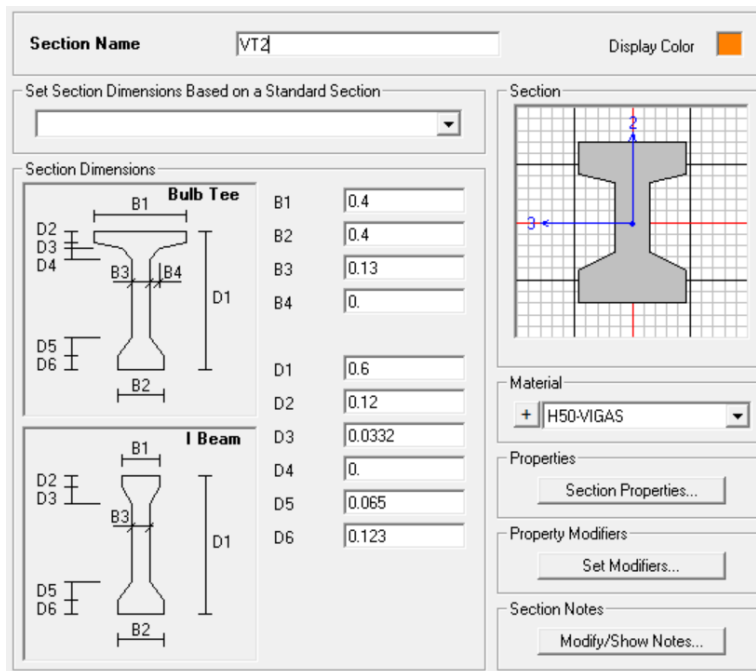


Figura 32 Sección transversal de viga secundaria en estructura teórica.

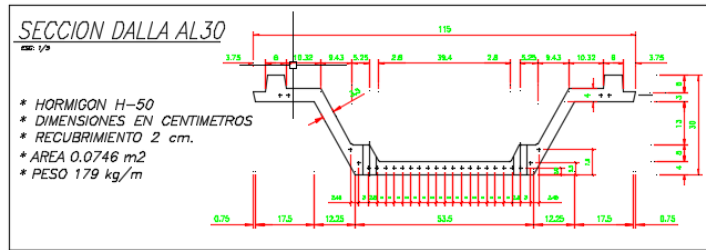


Figura 33. Sección transversal de canalón en estructura teórica.

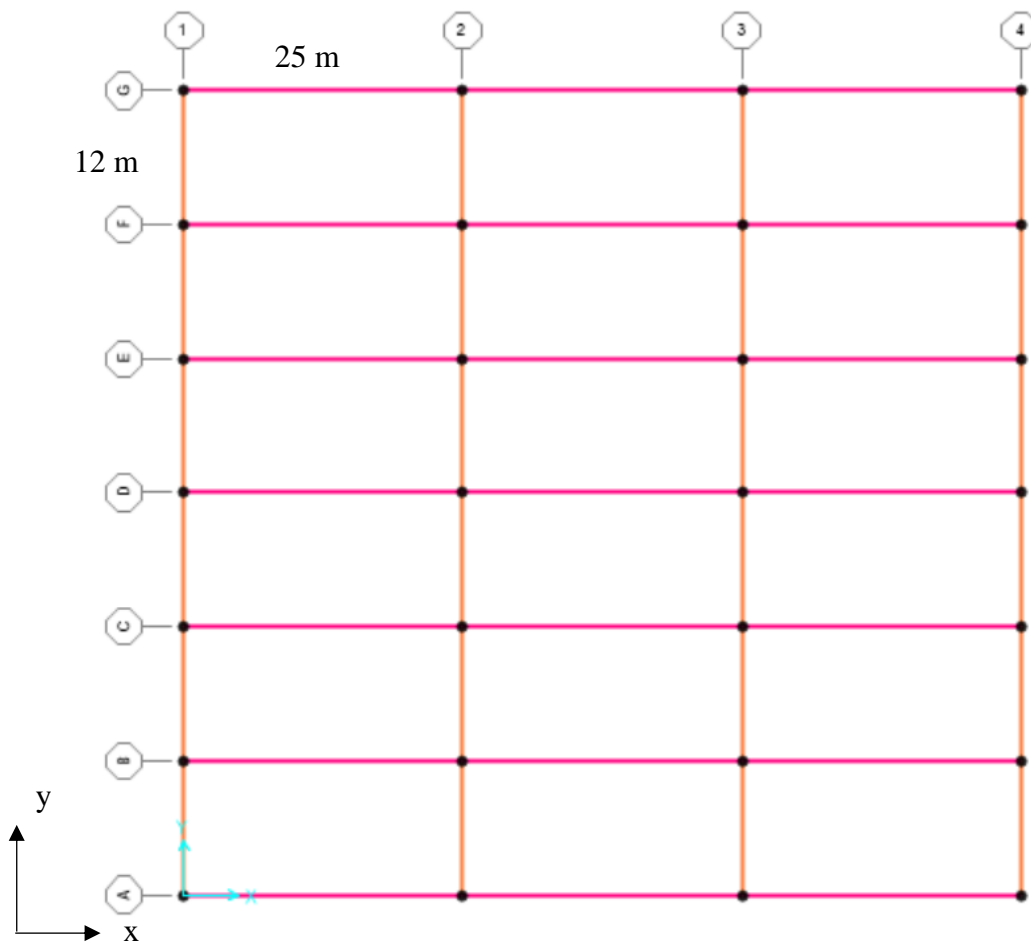


Figura 34. Planta del caso 1.

Esbeltez

Se calculan las propiedades de los pilares según el ancho (a) que poseen. Para poder determinar si cumplen con la restricción que exige que la esbeltez no super el valor de 100, definida en la norma NCh2369 (tanto la revisión de esta como la norma vigente). Además, se calcula la rigidez de cada pilar aislado en los casos de marco rígido y pilar en voladizo. Los resultados se encuentran en la tabla 59.

Tabla 58 – Cálculo de esbeltez para distintas secciones transversales de los pilares.

	H30	H30	H30	H30	H30
a [m]	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9
h [m]	10	10	10	10	10
A [m ²]	0.49	0.5625	0.64	0.7225	0.81
I [cm ⁴]	2000833	2636719	3413333	4350052	5467500
r [m]	0.202	0.217	0.231	0.245	0.260
k Marco [tonf/cm]	5.76	7.59	9.83	12.53	15.75
k Voladizo [tonf/cm]	1.44	1.90	2.46	3.13	3.94
λ Marco [-]	59.4	55.4	52.0	48.9	46.2
λ Voladizo [-]	99.0	92.4	86.6	81.5	77.0

La esbeltez para el caso de los marcos se calcula asumiendo $K=1,2$. Todos los casos cumplen con la restricción de la esbeltez.

Cubicación

Se cubica la masa total y sísmica de la estructura, considerando una densidad del hormigón armado de $2,5 \text{ tonf/m}^3$. El ancho de los pilares oscilará entre los 0,7 m y 0,9 m, para simplificar los cálculos se calcula una vez el peso de los pilares utilizando el ancho inicial 0,7 m.

Peso de la cubierta de techo: $\gamma_{cubierta} = 10 \text{ kgf/m}^2$. Se utiliza la superficie total igual a 5400 m^2 para calcular las cargas totales.

Peso de Muros de hormigón perimetral: $\gamma_{panel} = 300 \text{ kgf/m}^2$. El perímetro es 294 m y la altura de los muros 10 m.

Se calculan los pesos asociados al caso 1, los pesos calculados se estipulan en las tablas 60.

Tabla 59 – Cubicación por elementos de la estructura teórica caso 1.

Elemento	P [tonf]	Peso total [tonf]	Nº	Peso unitario [tonf]	Largo [m]	A _{transversal} [m ²]
Pilar H.A	171.5	343.0	28	12.25	10	0.4900
Viga Principal H.A.	397.7	397.7	21	18.94	25.00	0.3030
Viga Secundaria H.A.	109.8	109.8	24	4.58	12.00	0.1525
Canalones	344.1	344.1	162	2.12	12.00	0.0708
Paneles prefabricados	441.0	882.0				
Cubierta de Techo	54.0	54.0				
TOTAL	1518.1	2130.6				

Se calcula el peso sísmico por superficie construida:

$$q_{tot} = 0,28 \left[\frac{tonf}{m^2} \right]$$

Además, se calcula el peso sísmico correspondiente el peso total menos el peso de los paneles pesados:

$$q_{s/panel} = 0,20 \left[\frac{tonf}{m^2} \right]$$

Luego, se calcula el peso de los pilares para las distintas secciones transversales, con esto, se obtiene el peso sísmico total.

Tabla 60. Pesos totales y sísmicos de todos los pilares de la estructura.

Ancho [cm]	Peso sísmico de pilares [Ton]	P [Ton]	$q_{tot} \left[\frac{tonf}{m^2} \right]$
70	171.5	1518.1	0.28
75	196.9	1543.5	0.29
80	224.0	1570.6	0.29
85	252.9	1599.5	0.30
90	283.5	1630.1	0.30

Períodos

Para el caso de péndulo invertido se calculan los periodos de dos formas; utilizando un método simplificado de un pilar asilado y mediante un modelo computacional realizado con el programa SA2000. Para el caso de marco rígido solo se realiza un modelo computacional.

Para el método simplificado se calcula la masa sísmica en la cabeza de un pilar aislado como el peso sísmico total dividido por el número de pilares (m). Posteriormente, se calcula la frecuencia y el periodo asociados.

Tabla 61 – Cálculo de periodos fundamentales de pilares en voladizo de forma manual.

a [cm]	70	75	80	85	90
m [ton]	54.2	55.1	56.1	57.1	58.2
k_{Voladizo} [tonf/cm]	1.44	1.90	2.46	3.13	3.94
w [rad]	5.10	5.81	6.55	7.33	8.14
T [seg]	1.23	1.08	0.96	0.86	0.77

Se modela considerando las cargas de las costaneras, cubierta de techo y fachada perimetral. Se prueba con 3 secciones transversales cuadradas de pilares: {0,75; 0,80; 0,85} Los periodos asociados cada sección transversal se muestran la tabla 63.

Tabla 62 – Periodos obtenidos mediante modelos computacionales.

ancho de pilar		0.7	0.75	0.8	0.85	0.9
Tipo	dirección	T [s]				
Marco	x	0.69	0.62	0.57	0.53	0.49
	y	0.78	0.72	0.66	0.62	0.58
Pilar en Voladizo	x	1.21	1.06	0.94	0.84	0.76
	y	1.21	1.06	0.94	0.84	0.76

Se comprueba que los periodos obtenidos por el modelo son coherentes y se consideran correctos, por lo que se utilizan para calcular las deformaciones según las normativas.

Deformaciones producto del giro de Fundaciones sobre suelo tipo III

Se realiza a modo de ejemplo un caso particular, donde se proponen las dimensiones de las fundaciones cuadradas iguales a 3,2x3,2x0,8 m, se considera k_b del suelo 5 kg/cm³ y se calculan las cargas que llegan a la fundación desde el pilar para el caso de una estructura tipo pilar en voladizo con costaneras de hormigón y paneles perimetrales de hormigón.

La carga que recibe la función corresponde a la carga que recibe el pilar mas el peso de la misma fundación. El momento sobre la fundación es igual al momento en la base del pilar calculado a partir de la resolución del análisis elástico estático y el momento producto del corte basal y el brazo existente entre la base del pilar y el punto de giro de la fundación.

$$N = P_{tot}/n_{pilares} + \gamma_H \cdot Vol_{fundación}$$

$$N = 2146,5/28 \text{ ton} + 2,5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \cdot 3,2^2 \text{ m}^2 \cdot 0,8 \text{ m}$$

$$N = 94,7 \text{ ton}$$

$$M = Q_b \cdot h_{pilar} + Q_b \cdot h_{fundación}$$

$$M = 6,57\text{ton} \cdot 10 \text{ m} + 6,57\text{ton} \cdot 0,8 \text{ m}$$

$$M = 71 \text{ ton m}$$

Se modela la fundación en el programa SAP2000 y se obtiene la deformación en la cabeza del pilar. Cabe notar que se cumple con el 80% del apoyo de la fundación en el suelo. La deformación obtenida es de 1,7 cm.

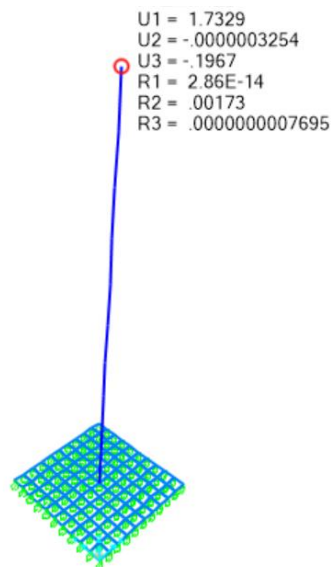


Figura 35. Modelo de giro de fundación sobre suelo tipo III, caso estructura pilar en voladizo $q_{tot}=0,28$ [tonf/m²]. Unidades en cm.

Este valor fue calculado para saber el orden de magnitud del desplazamiento adicional a considerar producto del giro en la fundación. Si bien, esta deformación no se incluye en el espectro de desplazamiento se sabe que el aumento del espectro para el suelo tipo III en zona sísmica 2 es cercano a dicho valor, pudiendo ser despreciable en algunos casos, como lo visto en el ejemplo 2.

Deformaciones de la Estructura

Deformación admisible

Punto 6.3, fórmula (6-7), “Otras estructuras”:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015h$$

Se considera la altura del edificio 10,00 m.

Deformación máxima admisible = 15,0 [cm]

Deformaciones máximas según ambas normativas

Tabla 63 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 2%.

		NCh2369 Vigente	NCh2369 Revisión
Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	$\Delta_{m\acute{a}x}(S_d)$ [cm]
II	70	16.4	26.1
II	75	12.6	22.9
II	80	9.9	20.3
II	85	8.1	18.1
II	90	7.6	16.4
III	70	19.6	36.4
III	75	19.0	31.9
III	80	18.5	28.3
III	85	18.1	25.3
III	90	17.7	22.9

Tabla 64– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 3%.

		NCh2369 Vigente	NCh2369 Revisión
Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	$\Delta_{\text{máx}}(S_d)$ [cm]
II	70	16.4	22.2
II	75	12.6	19.5
II	80	9.9	17.3
II	85	7.9	15.4
II	90	6.5	13.9
III	70	19.6	30.9
III	75	16.1	27.1
III	80	15.7	24.0
III	85	15.4	21.5
III	90	15.1	19.4

Esta estructura no satisface la deformación admisible en los casos que el suelo de fundación es III y tampoco cumple en ningún caso cuando se calculan las deformaciones con la revisión de la norma.

Se calculó las deformaciones sólo en la dirección con mayor período.

Tabla 65 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 2%.

Tipo de Suelo	T [s]	NCh2369 Vigente	NCh2369 Revisión
		$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta_{\text{máx}}(\text{Sd})$ [cm]
II	70	6.2	16.8
II	75	5.9	15.5
II	80	5.5	14.2
II	85	5.3	13.4
II	90	5.1	12.5
III	70	11.9	23.5
III	75	11.7	21.7
III	80	10.5	19.3
III	85	9.3	17.0
III	90	8.1	14.9

Tabla 66 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 3%.

Tipo de Suelo	T [s]	NCh2369 Vigente	NCh2369 Revisión
		$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta_{\text{máx}}(\text{Sd})$ [cm]
II	70	5.7	14.3
II	75	5.0	13.2
II	80	4.7	12.1
II	85	4.5	11.4
II	90	4.3	10.6
III	70	10.1	19.9
III	75	10.0	18.4
III	80	9.4	16.4
III	85	8.3	14.5
III	90	7.2	12.7

Tabla 67 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 5%.

Tipo de Suelo	T [s]	NCh2369 Vigente	NCh2369 Revisión
		$\Delta \cdot R_1$ [cm]	$\Delta_{\text{máx}}(\text{Sd})$ [cm]
II	70	5.7	11.7
II	75	4.8	10.8
II	80	4.1	9.9
II	85	3.7	9.3
II	90	3.5	8.7
III	70	8.2	16.3
III	75	8.1	15.0
III	80	7.3	13.4
III	85	6.4	11.8
III	90	5.6	10.3

Caso 2: 30x15 m Canales y Paneles de Hormigón

Corresponde a un proyecto de luces de 30 x15 m, con 6 y 3 luces por lado. La altura de los pilares es de 10 m. El peso sísmico de la estructura por unidad de área es de 0,17 tonf/m². Se definen secciones transversales para las vigas principales (VT1) y vigas secundarias (VT2), estas quedan definidas según las siguientes imágenes.

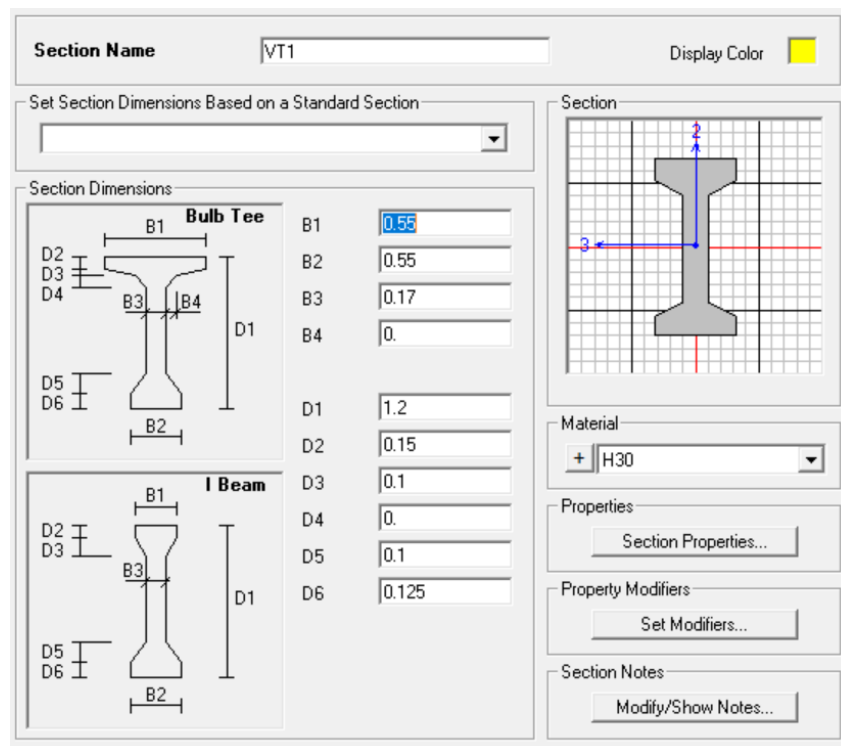


Figura 36. Sección transversal de viga principal en estructura teórica.

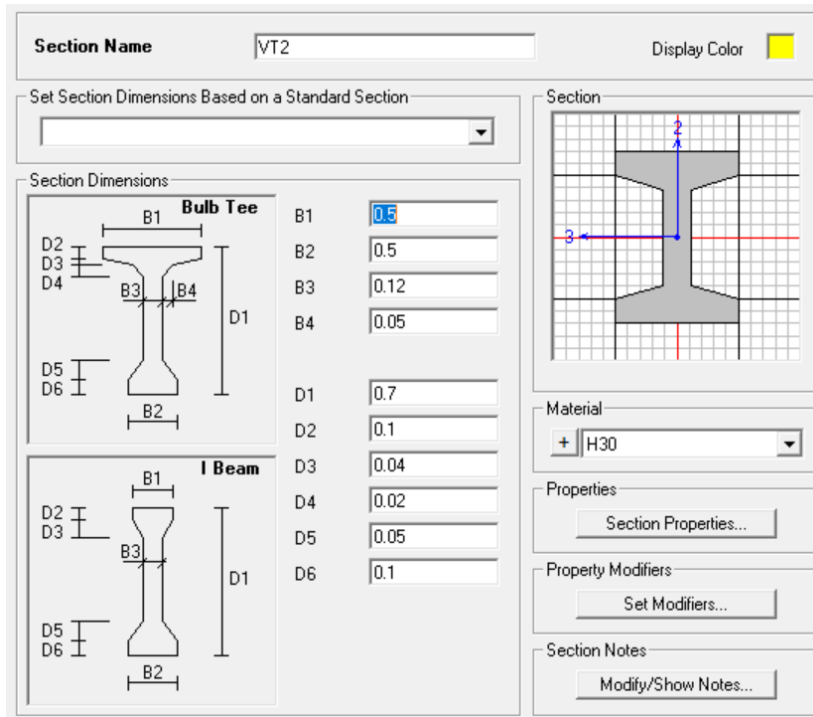


Figura 37. Sección transversal de viga secundaria en estructura teórica.

Tabla 68 - Períodos en función del ancho de pilares y tipo de estructura.

		ancho de pilar						
		0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
		tipo de hormigón						
		H30	H30	H30	H30	H30	H30	H30
Tipo	dirección	T [s]						
Marco	x	0.79	0.72	0.66	0.6	0.56		
	y	0.91	0.84	0.77	0.72	0.67		
Pilar en voladizo	x	1.37	1.2	1.06	0.94	0.85	0.77	0.7
	y	1.37	1.2	1.06	0.94	0.85	0.77	0.7

Deformaciones admisibles

Punto 6.3, fórmula (6-7), “Otras estructuras”:

$$d_{m\acute{a}x} = 0.015h$$

Se considera la altura del edificio 10,00 m.

Deformación máxima admisible = 15,0 [cm]

Deformaciones máximas según ambas normativas

Tabla 69 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 2%.

Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	T [s]	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión	
			Sa [g]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	$\Delta_{\text{máx}}(\text{Sd})$ [cm]
II	70	1.37	0.0646	21.0	0.6347	29.6
II	75	1.2	0.0771	16.1	0.7246	25.9
II	80	1.06	0.0909	12.6	0.8203	22.9
II	85	0.94	0.1066	9.9	0.9250	20.3
II	90	0.85	0.1219	8.2	1.0229	18.3
II	95	0.77	0.1390	7.7	1.1292	16.6
II	100	0.7	0.1578	7.2	1.2421	15.1
III	70	1.37	0.0952	25.2	0.8845	41.2
III	75	1.2	0.1209	19.4	1.0098	36.1
III	80	1.06	0.1511	19.0	1.1431	31.9
III	85	0.94	0.1876	18.5	1.2891	28.3
III	90	0.85	0.2248	18.1	1.4255	25.6
III	95	0.77	0.2686	17.8	1.5737	23.2
III	100	0.7	0.3000	16.4	1.7310	21.1

Tabla 70 – Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo pilar en voladizo, amortiguamiento 3%.

Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	T [s]	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión	
			Sa [g]	$\Delta \cdot R_1 \cdot S_0$ [cm]	Sa(ξ) [g]	$\Delta_{\text{máx}}(\text{Sd})$ [cm]
II	70	1.37	0.0549	21.0	0.5396	25.1
II	75	1.2	0.0655	16.1	0.6161	22.0
II	80	1.06	0.0773	12.6	0.6975	19.5
II	85	0.94	0.0907	9.9	0.7865	17.3
II	90	0.85	0.1036	8.1	0.8698	15.6
II	95	0.77	0.1182	6.6	0.9601	14.1
II	100	0.7	0.1342	6.1	1.0561	12.8
III	70	1.37	0.0810	25.2	0.7520	35.0
III	75	1.2	0.1028	19.3	0.8586	30.7
III	80	1.06	0.1285	16.1	0.9720	27.1
III	85	0.94	0.1595	15.7	1.0961	24.0
III	90	0.85	0.1912	15.4	1.2121	21.7
III	95	0.77	0.2284	15.1	1.3381	19.7
III	100	0.7	0.2550	14.0	1.4719	17.9

Tabla 71– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 2%.

Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	T [s]	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión	
			Sa [g]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]
II	70	0.91	0.0668	7.7	0.9555	19.6
II	75	0.84	0.0743	6.6	1.0351	18.1
II	80	0.77	0.0834	6.1	1.1292	16.6
II	85	0.72	0.0912	5.9	1.2076	15.5
II	90	0.67	0.1004	5.6	1.2977	14.5
III	70	0.91	0.1193	12.3	1.3316	27.4
III	75	0.84	0.1378	12.1	1.4425	25.3
III	80	0.77	0.1612	11.9	1.5737	23.2
III	85	0.72	0.1819	11.7	1.6829	21.7
III	90	0.67	0.1950	10.9	1.7842	19.9

Tabla 72– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 3%.

Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	T [s]	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión	
			Sa [g]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]
II	70	0.91	0.0568	7.7	0.8124	16.7
II	75	0.84	0.0632	6.6	0.8801	15.4
II	80	0.77	0.0709	5.5	0.9601	14.1
II	85	0.72	0.0775	5.0	1.0268	13.2
II	90	0.67	0.0853	4.8	1.1034	12.3
III	70	0.91	0.1015	10.4	1.1322	23.3
III	75	0.84	0.1172	10.3	1.2266	21.5
III	80	0.77	0.1370	10.1	1.3381	19.7
III	85	0.72	0.1546	10.0	1.4310	18.4
III	90	0.67	0.1730	9.6	1.5171	16.9

Tabla 73– Deformaciones máximas para estructuras teóricas tipo marco rígido, amortiguamiento 5%.

Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]	T [s]	NCh2369 Vigente		NCh2369 Revisión	
			Sa [g]	$\Delta \cdot R_1$ [cm]	Tipo de Suelo	Ancho pilar [cm]
II	70	0.91	0.0463	7.7	0.6623	13.6
II	75	0.84	0.0515	6.6	0.7175	12.6
II	80	0.77	0.0578	5.5	0.7827	11.5
II	85	0.72	0.0632	4.8	0.8370	10.8
II	90	0.67	0.0696	4.2	0.8995	10.0
III	70	0.91	0.0827	8.5	0.9230	19.0
III	75	0.84	0.0955	8.4	0.9999	17.5
III	80	0.77	0.1117	8.2	1.0908	16.1
III	85	0.72	0.1261	8.1	1.1665	15.0
III	90	0.67	0.1350	7.5	1.2367	13.8

- Todos estos casos consideraron paneles perimetrales de hormigón dilatados de la estructura, de modo que los paneles sólo aportan en masa sísmica.
- El sistema de arriostramiento es de tipo no convencional, con canalones de hormigón empotradas en los extremos.

Anexo F: Razón de momento en los extremos de pilares para estructuras parametrizadas

Se sabe que una estructura es de tipo pilar en voladizo cuando en la cabeza de los pilares el momento flector es igual a cero. Mientras que, para el caso de marco rígido perfecto, el momento en la cabeza de pilares es igual al momento en la base de los pilares, equivalente al 50% de la suma de ambos momentos. Estas situaciones corresponden a casos ideales ficticios, en la realidad el momento en la cabeza de los pilares oscilará entre el 0 y 50% del momento total. En el caso de los marcos rígidos pese a que exista una conexión continua entre el pilar y las vigas, el momento en la cabeza de pilares será menor al 50% del total del momento, debido a que las vigas no son infinitamente rígidas. En paralelo, en el caso de los pilares en voladizo pese a que las conexiones son diseñadas como discontinuas siempre existe un pequeño traspaso de momento entre los pilares y las vigas, debido a la forma constructiva que tienen las conexiones.

Así es que surge la pregunta ¿Cómo distinguir entonces una estructura de tipo pilar en voladizo de una tipo marco rígido si ambas traspasan momento en la cabeza de pilares?

Se propone suponer que las estructuras serán tipo marco rígido cuando exista un traspaso de momento en la cabeza de los pilares mayor o igual al **20 %** del momento total.

Se evalúa este concepto en las estructuras parametrizadas consideradas como marco rígido, para esto, se obtiene de la modelación de los casos parametrizados la relación de momento entre la cabeza de los pilares y el momento total. Los resultados son los siguientes.

Tabla 74 – Distribución de momento en pilares caso 1a (12x25 m de luz, estructuras pesadas) de estructuras parametrizadas.

Ancho de pilar [m]	0.7		0.75		0.8		0.85		0.9	
Dirección	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
M superior [tonf m]	19.47	16.77	19.83	15.71	18.88	14.93	18.67	14.29	18.91	13.59
M inferior [tonf m]	21.78	24.65	23.01	25.38	22.89	26.84	23.83	28.20	25.58	30.91
Mtot [tonf m]	41.24	41.43	42.84	41.09	41.77	41.77	42.50	42.50	44.50	44.50
% Momento cabeza	47%	40%	46%	38%	45%	36%	44%	34%	43%	31%

Tabla 75 – Distribución de momento en pilares caso 1b (12x25 m de luz, estructuras de fachadas livianas) de estructuras parametrizadas.

Ancho de pilar [m]	0.7		0.75		0.8		0.85		0.9	
Dirección	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
M superior [tonf m]	14.93	12.81	15.06	12.75	15.11	11.97	16.52	12.39	17.58	12.69
M inferior [tonf m]	16.71	18.83	17.48	20.10	18.32	21.47	21.09	24.96	23.90	28.88
Mtot [tonf m]	31.64	31.64	32.54	32.85	33.42	33.44	37.61	37.35	41.48	41.57
% Momento cabeza	47%	40%	46%	39%	45%	36%	44%	33%	42%	31%

Tabla 76 – Distribución de momento en pilares caso 2a (15x30 m de luz, estructuras pesadas) de estructuras parametrizadas.

Ancho de pilar [m]	0.7		0.75		0.8		0.85		0.9	
Dirección	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
M superior [tonf m]	15.09	12.53	16.61	13.18	18.38	13.88	19.71	14.11	21.18	14.35
M inferior [tonf m]	17.26	19.82	19.84	23.27	23.11	27.61	26.30	31.90	30.21	37.05
Mtot [tonf m]	32.35	32.35	36.45	36.45	41.49	41.49	46.01	46.01	51.40	51.40
% Momento cabeza	47%	39%	46%	36%	44%	33%	43%	31%	41%	28%

Tabla 77 – Distribución de momento en pilares caso 2b (15x30 m de luz, estructuras de fachadas livianas) de estructuras parametrizadas.

Ancho de pilar [m]	0.7		0.75		0.8		0.85		0.9	
Dirección	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
M superior [tonf m]	13.95	11.59	15.37	12.19	17.02	12.85	18.55	13.28	19.85	13.44
M inferior [tonf m]	15.97	18.33	18.37	21.54	21.40	25.57	24.75	30.02	28.31	34.71
Mtot [tonf m]	29.92	29.92	33.74	33.73	38.42	38.42	43.31	43.31	48.15	48.15
% Momento cabeza	47%	39%	46%	36%	44%	33%	43%	31%	41%	28%

En todos los casos se cumple con el traspaso de momento propuesto.

Reducción de periodo con momento límite

Se desea identificar cuanto aumentan los periodos de las estructuras al disminuir el traspaso de momento en la cabeza de los pilares al 20% del momento total. Para esto, se iteró con distintas dimensiones de vigas en el programa SAP2000 y se calcularon los momentos en los extremos como en el punto anterior. Se realizó este procedimiento para estructuras de luces de 25x12 m con y sin paneles pesados de hormigón.

Los resultados se encuentran las siguientes tablas:

Tabla 78 - Variación de periodo en función del traspaso de momento en las conexiones, caso 12 x25 m estructura pesada.

ancho de pilar [m]	0.7	0.7
dirección	x	y
% momento cabeza	47%	40%
T [s] modelo	0.69	0.78

Modificación de las vigas

Msuperior [ton m]	10.10	8.17
M inferior [ton m]	30.82	32.87
Mtot [ton m]	40.92	41.04
% momento cabeza	25%	20%

T [s] modelo	0.92	0.95
Diferencia de T [s]	0.23	0.17

Tabla 79- Variación de periodo en función del traspaso de momento en las conexiones, caso 12 x25 m estructura con fachada liviana.

ancho de pilar [m]	0.7	0.7
dirección	x	y
% momento cabeza	47%	40%
T [s] modelo	0.6	0.68

Modificación de las vigas

Msuperior [ton m]	10.10	8.17
M inferior [ton m]	30.82	32.87
Mtot [ton m]	40.92	41.04
% momento cabeza	25%	20%
T [s] modelo	0.76	0.8
Diferencia de T [s]	0.16	0.12

Por lo tanto, se considera que el aumento de periodo de las estructuras que traspasan cerca del 40% a estructuras que traspasan el 20% del momento en la cabeza de pilares oscila entre 0,1 y 0,25 segundos. Estos valores son utilizados para la asociación de los tipos de estructuras a los periodos de estas, trabajo realizado en la elaboración de pseudo espectros de deformación.