Universidad De Valparaíso
Facultad De Ingeniería
Escuela De Ingeniería Civil

Evaluación de la respuesta sísmica de elementos no-estructurales (NSC) anclados a edificios de hormigón armado incluyendo la histéresis de la conexión

Por

Diego Rojas Faúndez

Trabajo de Título para optar al Grado de
Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de
Ingeniero Civil

Prof. Guía: Patricio Quintana Gallo

Abril, 2020

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Patricio Quintana Gallo, por su constante apoyo y orientación durante la creación de este trabajo.

A mis padres, Cecilia y Ricardo, por su cariño y cuidados desde que nací, y por brindarme la oportunidad de estudiar esta carrera.

ÍNDICE

1. CAPÍTULO I: Introducción y Objetivos 14

1.1 Introducción 14

1.2 Contenido 16

1.3 Objetivos 17

1.3.1 Objetivo general 17

1.3.2 Objetivos específicos 17

2. CAPÍTULO II: Antecedentes 19

2.1 Introducción 19

2.2 Componentes no-estructurales (NSC) 19

2.1.1 Clasificaciones de NSC 20

2.2 Anclajes 21

2.2.1 Anclaje de Expansión mecánica 21

2.2.2 Anclaje de tipo undercut 24

2.2.3 Anclaje tipo tornillo 27

3. CAPÍTULO III: Revisión Bibliográfica 29

3.1 Introducción 29

3.2 Componentes no-estructurales (NSC) 29

3.2.1 Métodos de análisis 29

3.2.2 Códigos de diseño de NSC 30

3.3 Anclajes 35

3.3.1 Experimentos en mesas vibradoras 35

3.3.2 Comportamiento de anclajes sometidos a corte monotónico y cíclico 36

3.3.3 Códigos de diseño de anclajes 39

3.4 Interacción estructura-anclaje-NSC (SFNI) 40

4. CAPÍTULO IV: Descripción del Caso en Estudio y Metodología 42

4.1 Introducción 42

4.2 Descripción de la estructura 43

4.3 Diseño de componentes no-estructurales (NSC) 46

4.3.1 Diseño según NCh433Of.96mod2012 [19] 46

4.3.2 Diseño según NZS1170.5:2004 [20] 49

4.3.3 Otros códigos 53

4.4 Pernos de anclaje utilizados 61

4.5 Determinación de masa de NSC 64

4.5.1 Masas según la Norma Chilena NCh433 64

4.5.2 Norma neozelandesa NZS1170.5 65

4.5.3 Comparación entre masas obtenidas 67

4.6 Modelo de análisis no-lineal 68
4.6.1 Edificio de 12 pisos de Hormigón Armado 69
4.6.2 Anclaje 70
4.6.3 Registros sísmicos 77
5. CAPÍTULO V: Resultados y Discusión 84
5.1 Introducción 84
5.1.1 Comentario general sobre códigos de diseño 85
5.2 Resultados 86
5.2.1 Coeficiente sísmico del NSC, C_{NSC} 86
5.2.2 Coeficiente sísmico de piso C_F 94
5.2.3 Factor de amplificación del NSC Ω_{NSC} 100
5.2.4 Factor demanda/resistencia en el anclaje, D_A 108
5.3 Para futuras investigaciones 119
6. CAPÍTULO VI: Conclusiones 121
6.1 Conclusiones 121
7. Referencias 122
8. Anexo 1: Histéresis típicas obtenidas 125
9. Anexo 2: Aceleraciones típicas obtenidas 127

Glosario

Gap = Espacio vacío en la conexión de un perno de anclaje, que queda entre el perno y el borde de hormigón armado, dentro del orificio perforado.

Pinching = Aumento de rigidez abrupto, que se da en la histéresis del anclaje, cuando se entra en la zona de desplazamiento no-lineal

Pryout = Falla que se produce en el anclaje, cuando es sometido a cargas de corte y este genera un brazo de palanca, que extrae parte del hormigón donde están fijado.

Slip region = Región de deslizamiento. Zona dentro de la histéresis del anclaje, donde la resistencia es proporcionada principalmente por la fricción entre la placa base y el hormigón.

Lista de abreviaturas o siglas

D	= Duración significativa
DNI	= Diagrama Nominal de Interacción
EM12	= Perno de expansión Fischer FAZII de 12mm de diámetro
FR	= Fastener Rule
FRS	= Espectro elástico de respuesta de piso
IA	= Intensidad de Arias
NLDA	= Análisis dinámico no-lineal
NSC	= Componente no-estructural
PGA	= Aceleración máxima de suelo
PGV	= Velocidad máxima de suelo
SFN	= Estructura-anclaje-NSC
SFNI	= Interacción entre estructura-anclaje-NSC
SM10	= Perno tipo tornillo SXS de 10 mm de diámetro
UM10	= Perno Hilti tipo undercut de 10 mm de diámetro

Lista de símbolos

C_{ASCE} = Coeficiente sísmico asociado al código de diseño ASCE/SEI-7-2010

C_{CEN} = Coeficiente sísmico asociado al código de diseño CEN/TS 1992-4-2009

C_{EC8} = Coeficiente sísmico asociado al código de diseño Eurocodigo 8-2010

C_F = Coeficiente sísmico de piso

C_{NCh} = Coeficiente sísmico asociado al código de diseño NCh433Of.96-2012

C_{NSC} = Coeficiente sísmico del NSC

C_{NZS} = Coeficiente sísmico asociado al código de diseño NZS1170.5:2004

D_A = Factor de demanda/resistencia del anclaje

Ω_{NSC} = Factor de amplificación dinámica del NSC

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Daño observado en el Aeropuerto Internacional de Santiago, post terremoto Maule 2010 [6]: (a) pérdida de losetas de cielo falso y daños a equipos montados en el cielo; (b) falla en soporte de motor 14
Figura 1.2 - Investigación experimental en Univ. de California en San Diego (UCSD) [8]: (a) estructura de 7 pisos sobre mesa vibradora; (b) NSC anclado al techo del primer piso del espécimen 15
Figura 1.3 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18]. 16
Figura 2.1: Costos típicos de edificios de oficinas, hoteles y hospitales. (tomada de [24]) 19
Figura 2.2 - Detalles y principios de acción de anclajes de expansión. (tomada de [3]): (a) anclaje controlado por torque; (b) anclaje controlado por desplazamiento 21
Figura 3.1 - Curvas típicas de fuerza-desplazamiento para anclajes que fallan en tensión y corte (tomada de [30]) 36
Figura 3.2 – Comportamiento típico a corte cíclico de un anclaje de expansión insertado en el hormigón: (a) Secuencia de deformado de conexión; (b) comportamiento de histéresis teórico (adaptada de [10]) 37
Figura 4.1 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18] 42
Figura 4.2 - Planta tipo del edificio. 43
Figura 4.3 - Elevación eje B 44
Figura 4.4 - Elevaciones transversales típicas: (a) Eje 1; (b) Eje 2 45
Figura 4.5 - Grafico coeficiente C_{NCh} en la altura (piso) 48
Figura 4.6 - Grafico de C_{NZS} v/s piso. 52
Figura 4.7 - Grafico de C_{ASCE} v/s piso 55
Figura 4.8 - Grafico de C_{EC8} v/s piso. 58
Figura 4.9 - Grafico de C_{CEN} v/s piso. 60
Figura 4.10 - Perno de expansión EM12 [10]: (a) dimensiones en milímetros; (b) comportamiento de histéresis 61
Figura 4.11 - Perno tipo undercut UM10 [17]: (a) imagen de perno tipo; (b) comportamiento de histéresis 62
Figura 4.12 - Perno tipo tornillo SM10: (a) dimensiones en milímetros [32]; (b) comportamiento de histéresis [9] 63
Figura 4.13 - Comparación entre masas obtenidas según NCh433 y NZS1170.5 para los anclajes EM12, UM10 y SM10 67
Figura 4.14 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18]. 68
Figura 4.15 - Modelo de análisis (Tomada de [13]) 69
Figura 4.16 - Modelo de análisis en Ruaumoko2D, con NSC agregados por el costado derecho. 70

Figura 4.17 - Forma típica de la regla de histéresis “Fastener Rule” (FR) [10].....70
Figura 4.18 - Detalle de holguras de la placa base y el agujero en el hormigón: (a) posicionamiento de conexión de anclaje ideal, vista de perfil; (b) corte seccional A-A, en posición ideal; y (c) corte seccional A-A, en posición desplazada [10]. 72
Figura 4.19 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje UM10 74
Figura 4.20 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje SM10. 75
Figura 4.21 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje EM12.....76
Figura 4.22 – Espectros de respuesta de registros sísmicos y espectros de diseño de códigos NCh433 y NZS1170.5: (a) Espectros de aceleración; (b) Espectros de desplazamiento.....78
Figura 4.23 - Registro sísmico EQ1 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda.....79
Figura 4.24 - Registro sísmico EQ2 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda.....79
Figura 4.25 - Registro sísmico EQ3 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda.....79
Figura 4.26 - Registro sísmico EQ4 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda.....80
Figura 4.27 - Registro sísmico EQ5 - Maule 2010 Chile.....80
Figura 4.28 - Registro sísmico EQ6 - Viña del Mar 2010 Chile.....80
Figura 4.29 - Registro sísmico EQ7 - Michoacán 1985 México.....81
Figura 4.30 - Registro sísmico EQ8 - Kobe 1995 Japón.....81
Figura 4.31 - Registro sísmico EQ9 - Maule 2010 Chile.....81
Figura 4.32 - Registro sísmico EQ10 - Valparaíso 82
Figura 5.1 – Coeficientes sísmicos de cada código de diseño. 85
Figura 5.2 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 86
Figura 5.3 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 87
Figura 5.4 – Coeficiente sísmico CNSC para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 87
Figura 5.5 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 88
Figura 5.6 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 88
Figura 5.7 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 89
Figura 5.8 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 89
Figura 5.9 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 90
Figura 5.10 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 90

Figura 5.11 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 91
Figura 5.12: Valores de C_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NCh433 92
Figura 5.13: Valores de C_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5 92
Figura 5.14: Valores de C_{NSC} obtenidos para ambas masas seleccionadas.....93
Figura 5.15 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 94
Figura 5.16 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 94
Figura 5.17 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 95
Figura 5.18 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 95
Figura 5.19 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 95
Figura 5.20 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 96
Figura 5.21 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 96
Figura 5.22 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 97
Figura 5.23 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 97
Figura 5.24 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 97
Figura 5.25: Valores de C_F obtenidos para masa seleccionada según NCh433.....98
Figura 5.26: Valores de C_F obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5.....98
Figura 5.27: Valores de C_F obtenidos para ambas masas seleccionadas.....99
Figura 5.28 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 100
Figura 5.29 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 101
Figura 5.30 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 101
Figura 5.31 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 102
Figura 5.32 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 102
Figura 5.33 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 103
Figura 5.34 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 103

Figura 5.35 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 104
Figura 5.36 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 104
Figura 5.37 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5 105
Figura 5.38: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NCh433.....106
Figura 5.39: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5.....106
Figura 5.40: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para ambas masas seleccionadas.....107
Figura 5.41 – Factor de demanda D_A para registro EQ1.....109
Figura 5.42 – Factor de demanda D_A para registro EQ2.....110
Figura 5.43 – Factor de demanda D_A para registro EQ3.....111
Figura 5.44 – Factor de demanda D_A para registro EQ4.....112
Figura 5.45 – Factor de demanda D_A para registro EQ5.....113
Figura 5.46 – Factor de demanda D_A para registro EQ6.....114
Figura 5.47 – Factor de demanda D_A para registro EQ7.....115
Figura 5.48 – Factor de demanda D_A para registro EQ8.....116
Figura 5.49 – Factor de demanda D_A para registro EQ9.....117
Figura 5.50 – Factor de demanda D_A para registro EQ10.....118

Lista de Tablas

Tabla 4.1: Valores de K_p, C_p y K_d adoptados 47
Tabla 4.2:Valores de peso, corte y C_{NCh} para cada piso. 48
Tabla 4.3 - Valores de C_{ph} y R_p adoptados 49
Tabla 4.4 - Valores de $C_i(T_p)$, $C_h(0)$, Z, R y N(T, D) adoptados. 51
Tabla 4.5 - Valores de C_{Hi}, $C_p(T_p)$ y C_{NZS} para cada piso 52
Tabla 4.6 - Resumen de parámetros calculados. 54
Tabla 4.7 - Valor calculado de C_{ASCE} por piso. 55
Tabla 4.8 - Resumen de parámetros calculados 57
Tabla 4.9 - Valores de S_a y C_{EC8} para cada piso. 58
Tabla 4.10 - Valores de S_a y C_{CEN} para cada piso 60
Tabla 4.11 - Resistencias nominales de anclajes EM12 [16], UM10 [17] y SM10[32]. 63
Tabla 4.12 - Valores de peso adoptados para pernos EM12, UM10 y SM10 65
Tabla 4.13 - Valores de peso adoptados para pernos EM12, UM10 y SM10 66
Tabla 4.14 – Parámetros finales de calibración para los anclajes UM10, SM10 y EM12 76
Tabla 4.15 - Información sobre los registros sísmicos ocupados 77

CAPÍTULO I: Introducción y Objetivos

1.1 Introducción

Los componentes no-estructurales (non-structural components, NSC) constituyen aproximadamente el 60-70% del costo total de un edificio [1]. Los NSC se pueden dividir en: (1) componentes arquitectónicos; (2) equipos mecánicos y eléctricos (ver Figura 1.1(b)); y (3) contenido del edificio según su función [2]. Dichos NSC se conectan a estructuras de hormigón armando en su gran mayoría vía pernos de anclaje post-instalados [3]. Estos pernos pueden ser de varios tipos, incluyendo: (a) de expansión; (b) tipo 'undercut'; y (c) químicos, y dependiendo de la posición en el edificio del NSC que anclan, pueden resultar sometidos a solicitaciones de corte, tensión o una combinación de ambas [3], [4].

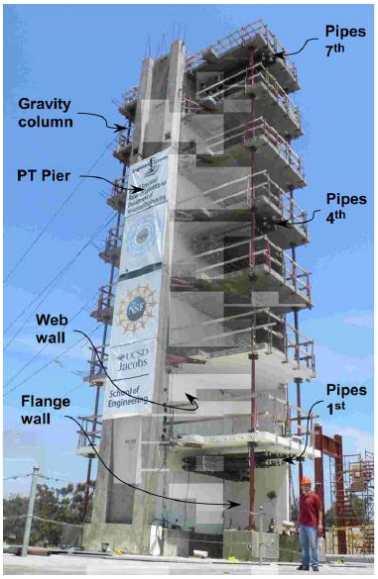
En regiones sísmicamente activas, el daño sufrido por NSC durante terremotos destructivos contribuye con la mayor parte a las pérdidas económicas producidas por dichos eventos, alcanzando el 78% de las pérdidas totales estimadas por este concepto en Estados Unidos, por ejemplo [5]. En Chile, el terremoto de Maule de 2010 causó severos daños sobre NSC, destacándose los observados en el Aeropuerto Internacional de Santiago (ver Figura 1.1), donde a pesar de no haber daños estructurales, el daño a NSC produjo importantes tiempos de inoperatividad y pérdidas económicas por reparación [6].

Figura 1.1 - Daño observado en el Aeropuerto Internacional de Santiago, post terremoto Maule 2010 [6]: (a) pérdida de losetas de cielo falso y daños a equipos montados en el cielo; (b) falla en soporte de motor

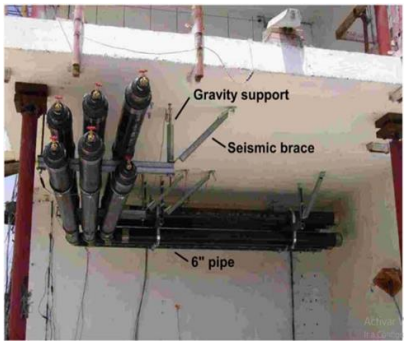
Actualmente, la gran mayoría de las normas sísmicas mundiales, incluyendo la norma chilena NCh433, permiten la existencia de daño en NSC durante sismos de intensidad moderada y severa, por lo que las consecuencias en términos de los daños observados a la fecha luego de sismos importantes, no resultan sorprendentes. Sin embargo, hoy en día se pretende no sólo evitar o limitar

el daño a elementos estructurales, sino que también a NSC durante eventos extremos ("sismo máximo creíble") [7].

Este nuevo y creciente interés, ha motivado el desarrollo de investigaciones experimentales de gran envergadura, incluyendo el ensayo de NSC reales ubicados dentro de estructuras a escala real ensayadas en mesa vibradora [8] (ver Figura 1.2). También ha motivado estudios numéricos que buscan predecir la respuesta de NSC sometidos a solicitaciones sísmicas de corte [9], incluyendo la histéresis que se produce en los pernos de anclaje mediante una nueva regla de histéresis llamada "Fastener Rule" (FR) [10], con el fin de evaluar cuán conservadores son los requisitos que establecen los códigos de diseño de NSC en la actualidad [11], [12].



(a)



(b)

Figura 1.2 - Investigación experimental en Univ. de California en San Diego (UCSD) [8]: (a) estructura de 7 pisos sobre mesa vibradora; (b) NSC anclado al techo del primer piso del espécimen

Para establecer las demandas sísmicas sobre NSC, los códigos de diseño actuales utilizan fórmulas empíricas simplificadas que desacoplan el NSC de la estructura al suponer un comportamiento perfectamente rígido de la conexión. Esto es, no se considera la histéresis que se produce en el anclaje.

Para estudiar la influencia de este efecto en las solicitaciones sísmicas estipuladas por la normativa chilena e internacional para el diseño de NSC, en este trabajo de título se realizó un análisis no-lineal dinámico (NLDA) plano (2D) de un edificio equipado con NSC a nivel de piso, simulando un anclaje en las losas (ver Figura 1.3(a)). Para ello se ocupó el modelo de análisis de un edificio de hormigón armado de 12 pisos [13], desarrollado en el software Ruaumoko2D [14].

El tamaño (masa) de los NSC se seleccionó de tal forma que la carga de diseño, según el código chileno NCh433 y el código neozelandés NZS1170.5, corresponda con la fuerza nominal de rotura de los pernos de anclaje seleccionados para el estudio, como se explica en [15].

Para modelar la histéresis en la conexión del sistema estructura-anclaje-NSC (ver Figura 1.3(b)), se utilizó la regla de histéresis FR mencionada anteriormente, con los parámetros de calibración: (1) sugeridos en [10] para pernos de expansión Fischer FAZII de 12mm de diámetro (EM12) [16]; (2) los obtenidos mediante la calibración de los pernos: (a) perno Hilti tipo undercut de 10 mm de diámetro (UM10) (datos experimentales en [17]), y (b) el perno tipo tornillo SXS de 10 mm de diámetro (SM10) (datos disponibles en [9]).

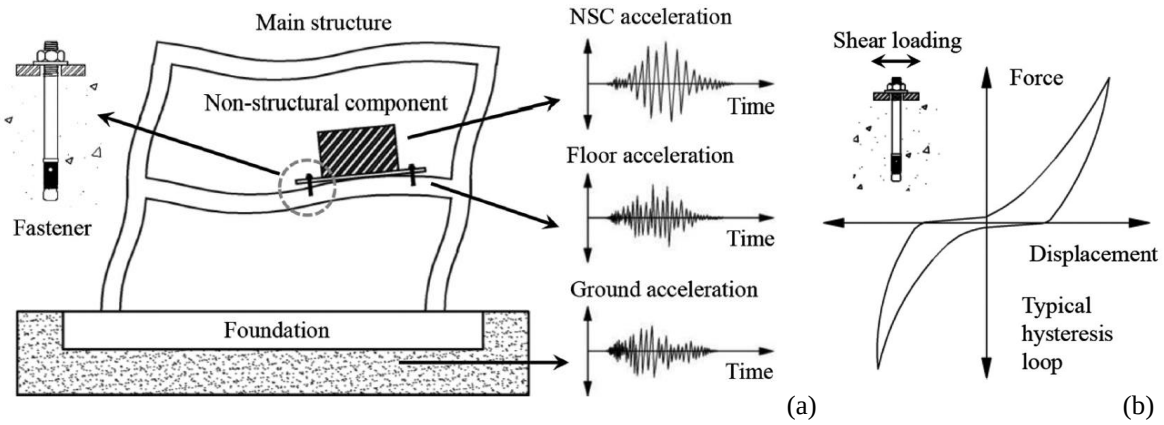


Figura 1.3 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18].

Las aceleraciones máximas sobre NSCs obtenidos con los NLDA, para un conjunto de varios registros sísmicos de terremotos destructivos ocurridos en Chile y el extranjero, se compararon con las solicitaciones de diseño estipuladas por los códigos: (1) Norma chilena NCh433-2012 [19]; (2) la norma neozelandesa NZS1170.5:2004 [20]; (3) Eurocode8-2010 [21]; y (4) ASCE/SEI 7-2010 [22]; además de (5) espectros elásticos de respuesta de piso (floor response spectra, FRS) construidos con las historias de aceleraciones de piso del edificio obtenidas con los NLDA. Las máximas fuerzas sobre el anclaje, por su parte, se chequearon con el código de diseño para pernos de anclaje CEN/TS 1992:4:1-2009 [23].

1.2 Contenido

En el Capítulo 2 de este trabajo, se presentan los antecedentes generales considerados en este trabajo, tanto en lo referente a componentes no-estructurales (NSC), como en lo que respecta a anclajes. En ambos casos, se detallan requisitos y conceptos que se utilizan para el desarrollo de estudio.

En el Capítulo 3, se presenta una revisión bibliográfica del estado del arte de NSC y pernos anclajes para hormigón. Primero, se discuten los métodos de análisis de NSC y se revisan los enfoques que prescribe cada código de diseño considerado. Luego, se revisa: (b) la física del comportamiento a corte cíclico y monotónico de pernos de anclaje insertos en hormigón; (a) los ensayos realizados en mesa vibradora; y (c) el enfoque de diseño del código de anclajes CEN/TS 1992-4-1. Finalmente se discute sobre la interacción que se da entre sistema-anclaje-NSC.

En el Capítulo 4, se presenta el caso en estudio y la metodología utilizada para definirlo. Se describe: (1) la estructura de 12 pisos de hormigón armado; (2) el diseño de los NSC que se anclaron en cada piso; (3) los pernos de anclaje utilizados; (4) el cálculo de la masa seleccionada para cada NSC; y (5) el modelo de análisis no-lineal, donde a su vez se presenta: (a) el modelo de 12 pisos con los NSC agregados; (b) la modelación del anclaje mediante la regla de histéresis FR; y (c) los registros sísmicos ocupados como input para el análisis.

En el Capítulo 5, se presentan los resultados del análisis no-lineal dinámico (NLDA). Primero, se hace un comentario general sobre las provisiones de los códigos de diseño. Luego, se presentan y discuten los resultados obtenidos. Como criterio de análisis se consideraron 4 coeficientes: (1) Coeficiente sísmico del NSC, C_{NSC}; (2) Coeficiente sísmico de piso, C_F; (3) Factor de amplificación dinámica del NSC, Ω_{NSC}, y (4) Factor de demanda/resistencia sobre el anclaje, D_A. Los resultados de cada variable se presentan en una sección distinta, donde se describen los aspectos más relevantes de los resultados obtenidos y se comenta sobre estos.

En el Capítulo 6, se presentan las conclusiones más relevantes del trabajo, identificando falencias de la actual normativa, y sugiriendo alternativas que parecen ser apropiadas, a la luz de los resultados de que se presentan en el trabajo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la demanda a la que podrían estar sometidos NSC anclados a edificios de hormigón armado sometidos a solicitaciones sísmicas, incluyendo el comportamiento de histéresis que se produce en el anclaje que los une, y compararlos con los requerimientos de la normativa sísmica chilena y neozelandesa, además de otros códigos internacionales relevantes y métodos de evaluación alternativos (FRS), investigando posibles deficiencias y sugiriendo enmiendas de ser necesario.

1.3.2 Objetivos específicos

1) Calibrar de la regla de histéresis FR [10] para capturar el comportamiento de histéresis en corte de los pernos: (a) Hilti tipo "undercut" tamaño M10 [18], y (b) Fischer tipo tornillo SXS tamaño M10 [9], utilizando los resultados de ensayos cíclicos cuasi-estáticos realizados por otros investigadores.
2) Evaluar los requerimientos de códigos de diseño para NSC de Chile y Nueva Zelanda, y de otros países en forma complementaria, considerando la posibilidad de adoptar requisitos mencionados en códigos para el diseño de pernos de anclaje (CEN/TS 1992:4:1) en el diseño de NSC, como se sugiere en Pürgstaller et al. (2020) [12].
3) Comparar las demandas sísmicas sobre NSC obtenidas mediante los NLDA con los resultados obtenidos con espectros elásticos de respuesta de piso (FRS), evidenciando deficiencias del método de ser necesario.
4) Realizar NLDA de un sistema Estructura-Anclaje-NSC en 2D, considerando su interacción, utilizando el modelo de un edificio de hormigón armado de varios pisos.

CAPÍTULO II: Antecedentes

2.1 Introducción

En este capítulo se presentan los antecedentes generales considerados como base de estudio para este trabajo. Tanto para componentes no-estructurales (NSC), como para pernos de anclajes, se presentan los conceptos fundamentales y las definiciones relevantes.

2.2 Componentes no-estructurales (NSC)

Los componentes no-estructurales (non-structural components, NSC), también llamados "sistemas secundarios", son elementos los cuales no se consideran dentro del diseño sísmico como elementos resistentes a cargas. Esto debido a su baja resistencia o a la forma en la que se conectan a la estructura soportante [21]. Se pueden conectar a nivel de piso, en cielos y en los muros, y durante un evento sísmico pueden estar sujeto a aceleraciones de gran magnitud, que producen grandes fuerzas en su conexión a la estructura soportante.

Los NSC forman una gran parte de los costos totales de un edificio [1]. En la figura 2.1, se muestran las distribuciones de costos típicas para edificios de oficinas, hoteles y hospitales. Se puede observar que los costos de los NSC varían entre un 48 y 70%, siendo mucho mayores que los costos asociados a la estructura del edificio [24].

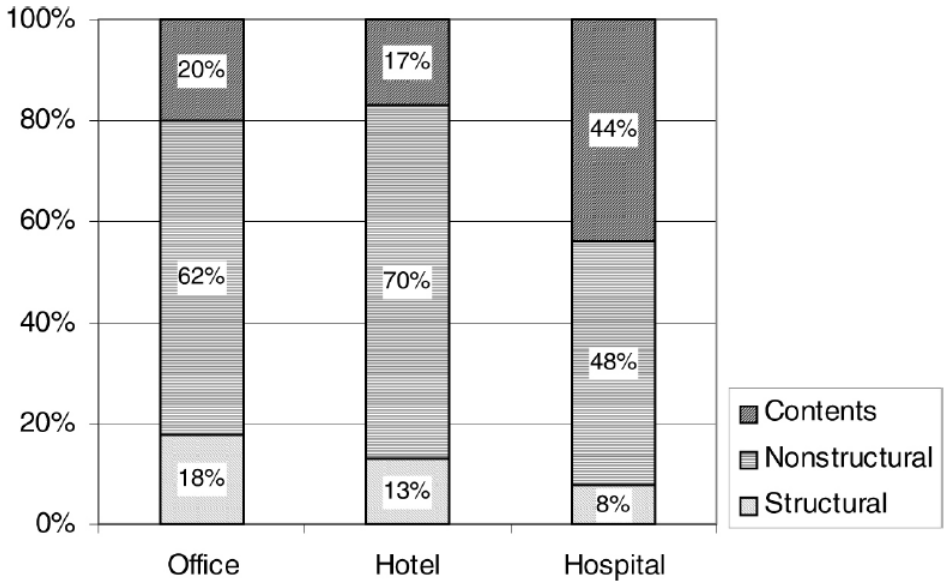


Figura 2.1: Costos típicos de edificios de oficinas, hoteles y hospitales. (tomada de [24])

2.1.1 Clasificaciones de NSC

Los NSC se pueden clasificar, de manera general, en 3 grupos [2]:

- **Equipos mecánicos y eléctricos**: como motores, sistemas de alarma, ascensores, etc.
- **Componentes Arquitectónicos**: como techos en voladizo, chimeneas, parapetos, tabiquería, etc.
- **Contenidos del edificio:** como estanques, repisas, camas, etc.

También en algunos códigos de diseño se hace una clasificación en función del período fundamental de NSC [19], [22]. Estos se dividen en dos categorías:

- Rígido: Cuando $T_n \leq 0{,}06$ [s]
- Flexible: Cuando $T_n > 0{,}06$ [s]

Donde T_n es el período fundamental del NSC.

De manera más detallada, cada código de diseño realiza las siguientes clasificaciones de los NSC:

- ASCE/SEI-7-10 [22]: Clasifica los NSC en: (1) componentes arquitectónicos; (2) componentes mecánicos y eléctricos; (3) componentes y sistemas aislados a la vibración; y (4) sistemas de distribución. A cada elemento perteneciente a estos grupos, se le asigna: (a) un factor de amplificación (α_p), que varía entre 1 y 2,5; y (b) un factor de modificación de la respuesta (R_p), que varía entre 1 y 12.
- Eurocode8-2010 [21]: No clasifica los NSC, sino que sólo entrega un factor relacionado al comportamiento de la estructura (q_u) para distintos tipos de elementos, que puede ser 1 o 2.
- NCh433-2010 [19]: Clasifica los NSC en: (1) Elementos secundarios; y (2) Equipos Mecánicos o eléctricos. A cada elemento perteneciente a estos grupos se le asigna: (a) un coeficiente sísmico (C_p), que varía entre 0,7 y 2; y (b) un factor de desempeño (K_d), que varía entre 0,75 y 1,35, según la categoría del edificio.

Cabe señalar, que la norma neozelandesa no distingue entre elementos rígidos y flexibles, y por lo tanto, no hace una clasificación de los NSC en estos términos, ni tampoco en ningún otro.

2.2 Anclajes

En la mayoría de los casos, los NSC se conectan a la estructura soportante mediante pernos de anclaje post-instalados [3]. Estos pernos pueden ser de varios tipos, incluyendo: (1) de expansión; (2) tipo 'undercut'; y (3) tipo tornillo. A continuación, se presenta la definición de cada uno de ellos.

2.2.1 Anclaje de Expansión mecánica

Los anclajes de expansión mecánica pueden ser divididos en 2 grupos (Fig. 2.2, tomada de [3]):

- Controlados por torque (Fig. 2.2(a))
- Controlados por desplazamiento (Fig. 2.2(b))

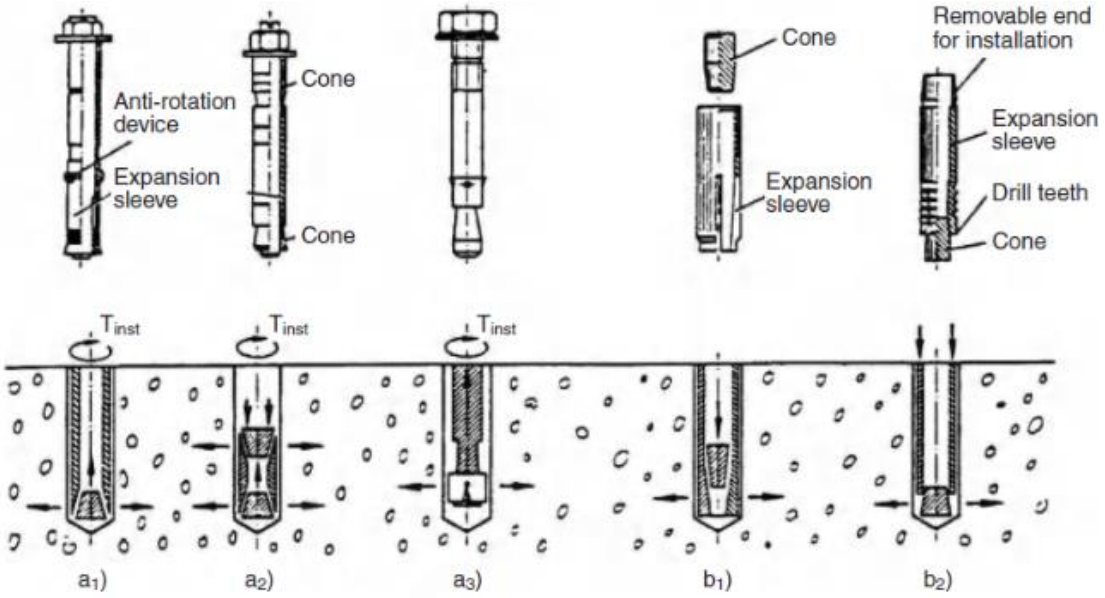


Figura 2.2 - Detalles y principios de acción de anclajes de expansión. (tomada de [3]): (a) anclaje controlado por torque; (b) anclaje controlado por desplazamiento

Los anclajes de expansión controlados por torque se instalan de la siguiente manera: (1) se perfora un orificio en el hormigón; (2) se inserta el anclaje en el orificio; y (3) se fija mediante la aplicación de un torque en la cabeza de este, con una llave de torsión (Fig. 2.3). El torque aplicado presiona los elementos de expansión ubicados en el extremo del perno, hacia los lados del agujero perforado, colocando el perno en tensión.

La instalación se puede verificar en función de si el perno de anclaje es capaz de alcanzar o no el torque de pretensado requerido. Si un perno no está bien colocado, girará antes de alcanzar este torque. Esto puede ser causado por defectos locales en el hormigón o porque el orificio perforado es demasiado grande. Adicionalmente, también puede ocurrir que el anclaje alcance el torque de

pretensado requerido, pero es extraído hacia afuera del orificio en exceso al momento de tensarlo, lo que también indica una instalación incorrecta.

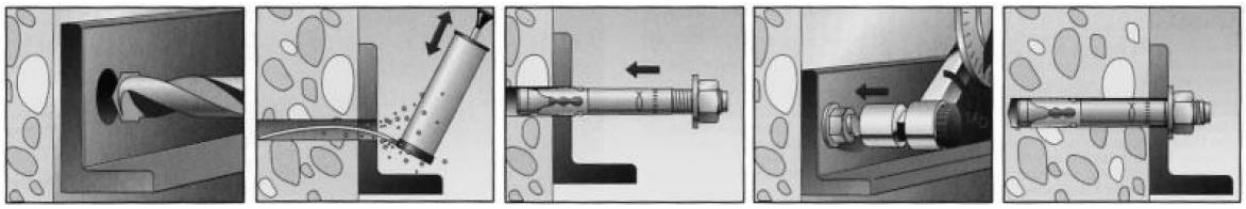


Figura 2.3 - Instalación de un anclaje de expansión mecánica controlada por torque. (tomada de [3])

Las desviaciones menores en el diámetro del orificio perforado pueden ser compensadas por la medida en que el perno se introduce en el elemento de expansión del mismo (Fig. 2.4). Esto se conoce como reserva de expansión y está limitada por las dimensiones del anclaje.

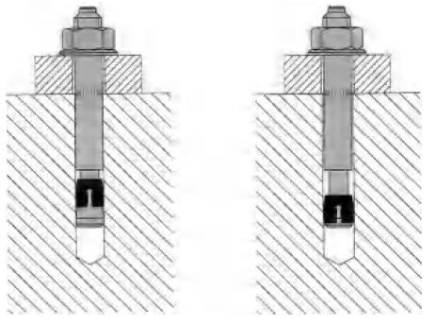


Figura 2.4 - Anclajes de expansión controlados por torque, orificios perforados con diferentes diámetros. (tomada de [3])

La fuerza de tracción en el anclaje se transfiere al hormigón mediante fricción y en menor medida, mediante la trabazón mecánica que se produce en el lugar donde el elemento de expansión presiona al hormigón. La fuerza de pretensado disminuye después de la instalación debido, entre otros factores, a la distensión localizada en el hormigón. Las grietas generadas en el proceso de instalación pueden reducir todavía más esta fuerza.

Los anclajes de expansión controlados por desplazamiento, generalmente consisten en un tubo de expansión y un elemento de expansión cónico. Quedan instalados mediante la expansión del tubo que es generada por el elemento de expansión cónico dentro de esta. Un anclaje por desplazamiento típico, llamado anclaje por inserción (Fig. 2.2b1) se realiza introduciendo el cono de expansión en el tubo, mediante un martillo y una herramienta de ajuste, como se muestra en la figura 2.5.

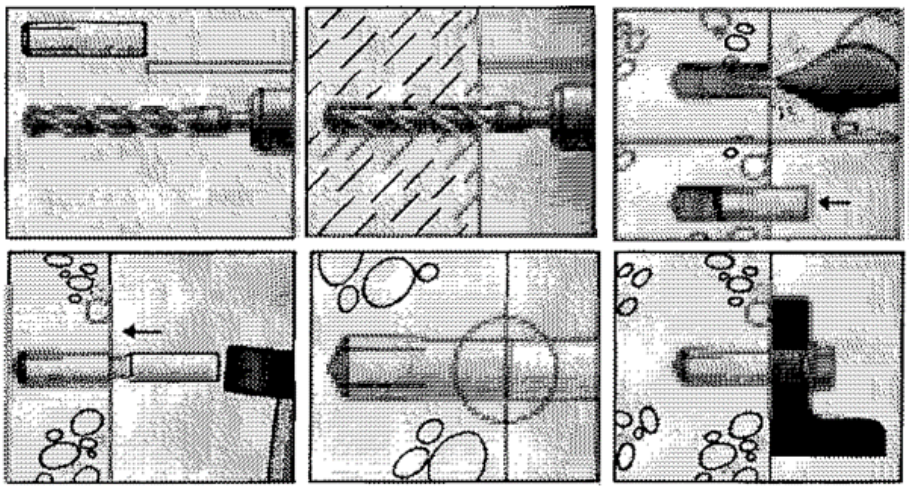


Figura 2.5 - Instalación de un anclaje de inserción del tipo mostrado en la Figura 2.2b_1. (tomada de [3])

Al igual que el caso de los anclajes controlados por torque, la fuerza de tensión se transfiere mediante fricción y en menor medida, mediante trabazón mecánica localizada.

2.2.2 Anclaje de tipo undercut

Este tipo de anclajes se realizan perforando un orificio y generando una muesca dentro de este, donde se apoyará en anclaje. Esta muesca puede ser creada por un aparato especial (Fig. 2.6a, b) o por el mismo anclaje (Fig. 2.6c, d). La muesca por su parte, puede estar orientada hacia la superficie (Fig. 2.6a) o hacia el fondo del orificio (Fig. 2.6b - d).

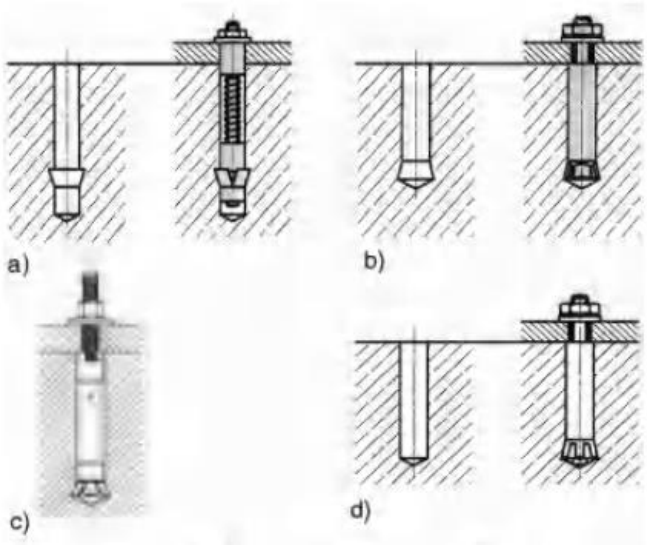


Figura 2.6 - Anclajes tipo undercut: a) muesca reversa; b) a d) muesca hacia el fondo. (tomada de [3])

El proceso de instalación de un anclaje como el que aparece en la figura 2.6a, se describe en la figura 2.7. Este se lleva a cabo de la siguiente manera: (1) se perfora un orificio; (2) se crea una muesca dentro del orificio con una herramienta de perforación; (3) se inserta el anclaje en el orificio y los elementos de apoyo de este se ajustan a la muesca; y (4) se fija el anclaje mediante una torsión aplicada. El comportamiento a tensión depende en gran medida de que la forma de la muesca sea la correcta.

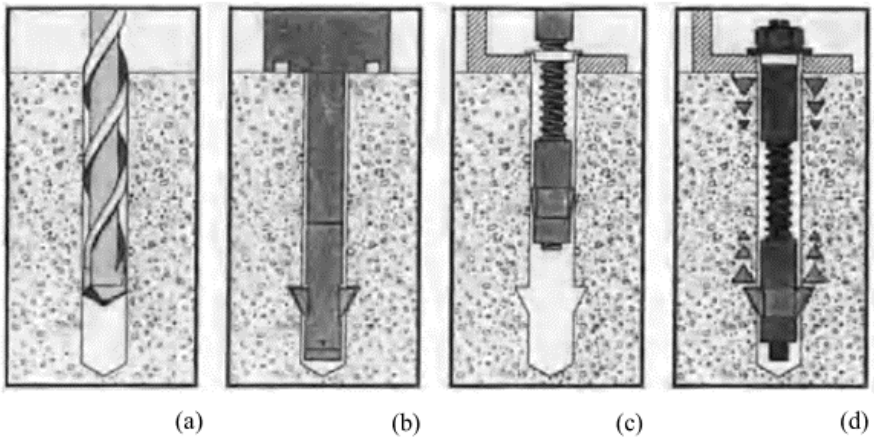


Figura 2.7 - Instalación de un anclaje tipo undercut, de la clase que se muestra en la fig. 2.6a (tomada de [3]): (a) perforación del orificio; (b) creación de muesca; (c) inserción del anclaje; (d) fijación del anclaje mediante torsión

El anclaje presentado en la figura 2.6b, se instala de la siguiente manera (Fig. 2.8): (1) se perfora un orificio con una broca especial; (2) cuando el orificio es perforado en toda su longitud, la muesca se crea mediante la rotación del taladro (el diseño de la broca limita el rango de rotación y por lo tanto, la forma de la muesca resultante); (3) el anclaje se inserta martillándolo dentro del orificio, haciendo que su extremo cónico se expanda y quede fijo dentro de la muesca.

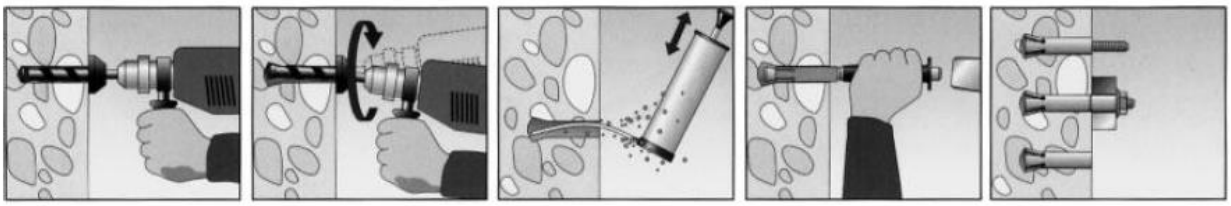


Figura 2.8 - Instalación de un anclaje tipo undercut, de la clase que se muestra en la fig. 2.6b (tomada de [3])

El anclaje presentando en la figura 2.6c, posee un extremo cónico de expansión endurecido diseñado para generar la muesca en el hormigón. Su proceso de instalación se describe de la siguiente manera (Fig. 2.9): (1) se perfora un orificio con un taladro con tope; (2) el anclaje se monta en un taladro de impacto y se inserta en el orificio; (3) gracias al impacto giratorio del taladro, el anclaje crea la muesca en el concreto y a la vez su extremo cónico se amplía hasta su posición final.

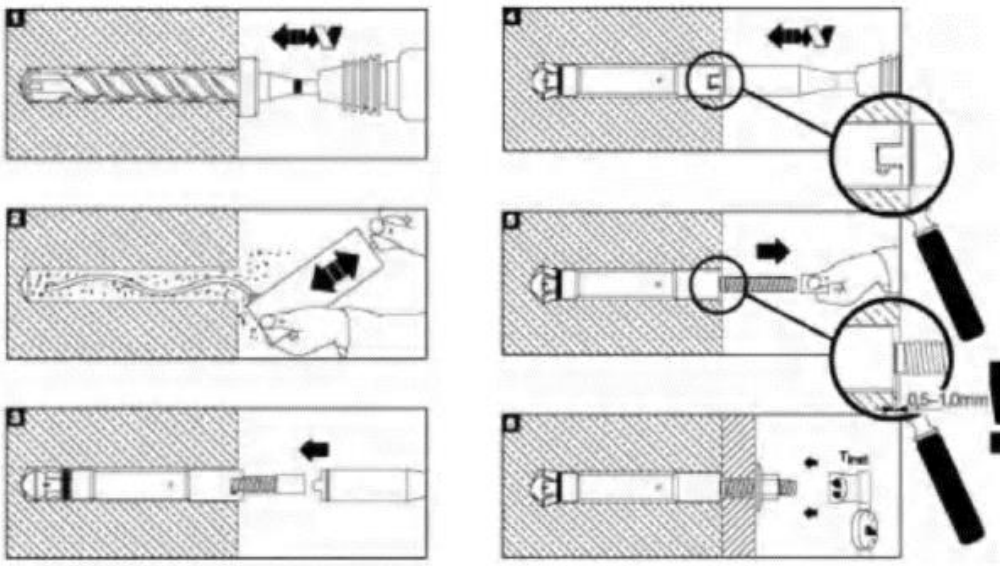


Figura 2.9 - Instalación de un anclaje tipo undercut, de la clase que se muestra en la fig. 2.6c (tomada de [3])

El anclaje presentado en la figura 2.6d también genera la muesca en el hormigón con la ayuda de su extremo cónico endurecido, pero se diferencia del presentado en la figura 2.6c en que el proceso de formación de la muesca se hace solamente por acción de martilleo (Fig. 2.10). Debido a esto, generalmente el tamaño de la muesca generada es menor.

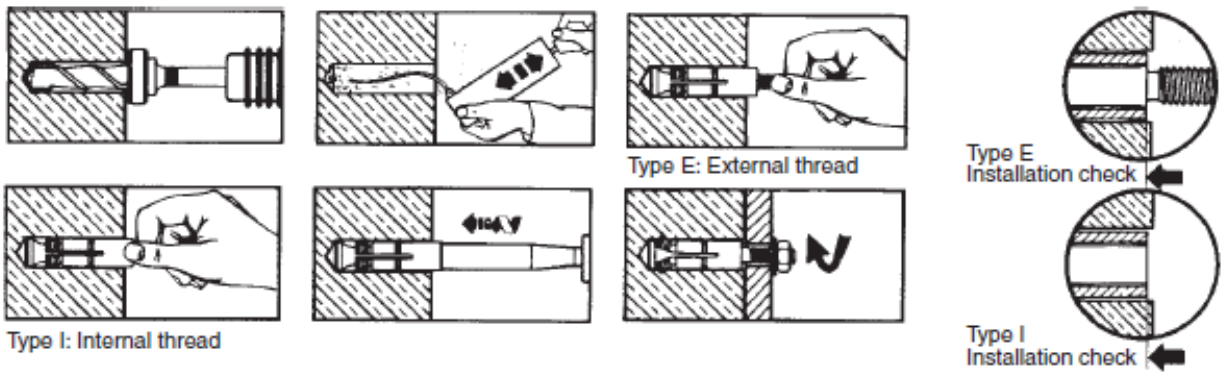


Figura 2.10 - Instalación de un anclaje tipo undercut, de la clase que se muestra en la fig. 2.6d (tomada de [3])

Generalmente, la correcta instalación de los anclajes mostrados en las figuras 2.6b, 2.6c y 2.6d se verifica mediante una marca en el perno, que indica cuando el anclaje está completamente expandido. Los anclajes con rosca interna por su parte, se verifican mediante su posición en relación a la superficie de hormigón (Fig. 2.10).

2.2.3 Anclaje tipo tornillo

Los anclajes tipo tornillo (Fig. 2.11) se instalan en agujeros taladrados, mediante un taladro especial de impacto (Fig. 2.12), o mediante un taladro convencional equipado con un adaptador. El diámetro del orificio se ajusta a la geometría de perno, de modo que este se pueda enroscar en el hormigón y quede trabado. Transfiriendo así la fuerza externa al hormigón. La punta del anclaje generalmente esta endurecida para facilitar que corte el hormigón.

El comportamiento a tensión depende principalmente de la correcta ejecución del orificio perforado, lo que hace esencial el uso de brocas con tope.

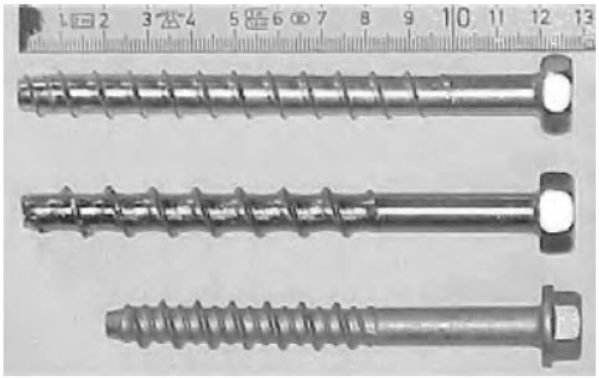


Figura 2.11 - Diferentes tipo de anclajes tipo tornillo (tomada de [25])

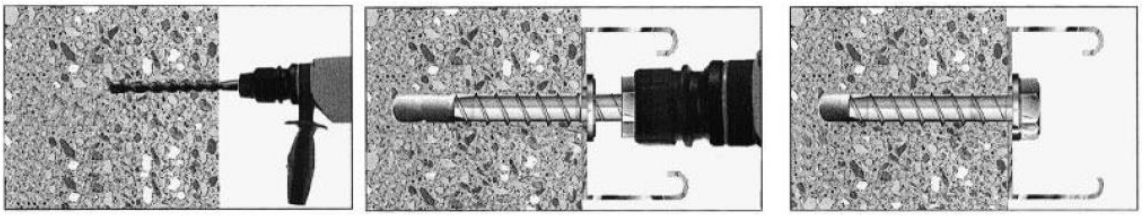


Figura 2.12 - Instalación de un anclaje tipo tornillo (no se muestra el paso de limpieza del orificio) (tomada de [3])

.

CAPÍTULO III: Revisión Bibliográfica

3.1 Introducción

En este capítulo se presenta una revisión del estado del arte, relativo al diseño sísmico de NSC y a pernos de anclajes para hormigón. Primero, se hace un comentario sobre los métodos de análisis de NSC y se revisan los enfoques que tiene cada código de diseño. Luego, para anclajes, se revisan: (a) los ensayos realizados en mesa vibradora, a nivel de sistema y de componente; (b) investigaciones relativas al comportamiento cíclico y monotónico de corte; y (c) el enfoque de diseño del código de anclajes CEN/TS 1992-4-1. Finalmente se discute la interacción que se produce entre sistema-anclaje-NSC y sus posibles consecuencias para el diseño actual [12].

3.2 Componentes no-estructurales (NSC)

3.2.1 Métodos de análisis

En el pasado se ha investigado ampliamente el comportamiento de los NSC y se han propuestos varios métodos de análisis, algunos de ellos con una base empírica sólida y otros basados en principios rigurosos de dinámica de estructuras [2].

Un problema que se da con frecuencia en la práctica es que la estructura soportante y el diseño de NSC, son desarrollados por diferentes profesionales y en diferentes etapas de diseño, dentro de un proyecto estructural. Esto lleva a que en la mayoría de casos, los esfuerzos se centren en realizar análisis que consideran el NSC desacoplado de la estructura soportante [2].

En general, los métodos de análisis se pueden dividir en 2 tipos:

Métodos simplificados que consideran los sistemas secundarios como lineales:

- Método de Espectro de Respuesta de Piso (Floor Response Spectrum, FRS): En este método, se obtiene la respuesta de aceleración de un nivel de piso de interés, frente a un movimiento del suelo. Esta respuesta se usa como input para obtener la respuesta del NSC para diferentes períodos de este último, construyéndose un FRS.

Métodos simplificados que consideran la no-linealidad en los sistemas secundarios:

- La mayor parte del esfuerzo se ha puesto en el desarrollo de factores de reducción o amplificación para modificar el FRS. [26]

3.2.2 Códigos de diseño de NSC

Para calcular las solicitaciones sísmicas de diseño para los NSC, cada código de la normativa mundial utiliza un enfoque diferente [26]:

Norma Americana ASCE/SEI-7-2010 [22]

Este código dedica 10 páginas al diseño de NSC. Las fuerzas de diseño se determinan según la ecuación 3.2.2(1).

$$0{,}3\ S_{DS}\ I_p\ W_{NSC} \leq F_P = \frac{0{,}4\ \alpha_p\ S_{DS}\ W_{NSC}}{\frac{R_p}{I_p}} \left(1 + \frac{2z}{H}\right) \leq 1{,}6\ S_{DS}\ I_p\ W_{NSC} \qquad 3.2.2(1)$$

Donde:

S_{DS} = Aceleración espectral a nivel de piso, basado en el tipo de suelo y la zona sísmica

α_p = Factor de amplificación que varía de 1 a 2,5

I_p = Factor de importancia del componente, que puede ser: 1, para componentes típicos; o 1,5 para componentes requeridos para el resguardo de la vida, operaciones esenciales o que contienen materiales peligrosos

W_{NSC} = Peso del componente no-estructural

R_p = Factor de modificación de respuesta del componente, que varía de 1 a 12 y que se relaciona con la capacidad de deformación del componente

Este código también admite el cálculo de la fuerza de diseño, mediante un Análisis Modal Espectral (con FRS), como método alternativo.

Código Europeo Eurocodigo 8-2010 [21]:

Este código dedica 2 páginas al diseño de NSC, y hace las siguientes distinciones:

- Para NSC de gran importancia o que son particularmente peligrosos, se requiere un análisis sísmico basado en un modelo realista de la restructura soportante.
- Para todos los demás casos, se permite usar la fórmula simplificada 3.2.2(2)

$$F_a = \frac{S_a * W_a * \gamma_a}{q_a} \qquad 3.2.2(2)$$

Donde:

γ_a = Factor de importancia del elemento, que puede ser: 1,5, si un componente debe permanecer operacional después de un evento sísmico, o 1, en los demás casos

q_a = Factor de comportamiento del elemento, que puede ser 1 o 2

W_a = El peso del elemento

El coeficiente sísmicos asociado al NSC, S_a, se puede determinar mediante la ecuación 3.2.2(3), presentada en la sub-clausula (3) de la sección 4.3.5.2 del código.

$$\alpha * S < S_a = \alpha * S * \left(3 * \frac{1 + \frac{z}{H}}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0{,}5 \right) \qquad 3.2.2(3)$$

Donde:

α = Es la razón entre la aceleración de suelo de diseño, en un suelo tipo A, a_g, con respecto a la aceleración de gravedad g

S = Factor de tipo de suelo

T_a = Período fundamental del NSC

T_1 = Período fundamental de la estructura soportante, en la dirección de análisis

z = Es la altura del NSC sobre el nivel de aplicación del movimiento sísmico (fundación o parte superior de un sótano rígido)

H = Altura del edificio medida desde la fundación o desde la parte superior de un sótano rígido.

Norma Europea CEN/TS 1992-4-2009 [23]:

Esta norma, que está orientada al diseño de anclajes en hormigón, ocupa una versión simplificada del Eurocodigo-8 [21].

El coeficiente sísmico asociado al NSC, S_a, se calcula mediante la ecuación 3.2.2(4).

$$\alpha * S \leq s_a = \alpha * S * (\left(1 + \frac{z}{H}\right) * A_a - 0{,}5) \qquad 3.2.2(4)$$

Donde:

$$A_a = \frac{3}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} \qquad 3.2.2(5)$$

Si el período del NSC T_a y de la estructura T_1, no son conocidos, se permite obtener A_a, con los valores de la tabla E.1.

Norma Chilena NCh433Of.96-2012 [19]:

El código chileno dedica 4 páginas al diseño de NSC. La fuerza horizontal de diseño se obtiene con la ecuación 3.2.2(6).

$$F = Q_p * C_P * K_d \qquad 3.2.2(6)$$

Donde:

C_p = Coeficiente sísmico del NSC, que varía entre 0,7 y 2

K_d = Factor de desempeño, que varía entre 0,75 y 1,35, según la categoría del edificio

Q_p = Esfuerzo de corte que se presenta en la base el NSC, de acuerdo con un análisis del edificio.

Sin embargo, para NSC rígidos (con período T < 0,06 s) o NSC flexibles, cuyo peso total es menor que el 20% del peso sísmico del piso donde se encuentra ubicado, se permite usar la fórmula alternativa 3.2.2(7).

$$F = \left(\frac{F_k}{P_k}\right) * K_p * C_p * K_d * P_P \qquad 3.2.2(7)$$

Donde:

F = Fuerza de diseño horizontal en el NSC

F_k = Corte sísmico horizontal aplicado en el piso.

P_k = Peso asociado al nivel de piso.

K_p = Factor de amplificación dinámica del NSC.

P_p = Peso total del NSC, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda.

C_p = Coeficiente sísmico del NSC.

K_d = Factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico del NSC, que varía según la categoría del edificio.

El factor K_p se puede obtener con la ecuación 3.2.2(8a) o la ecuación 3.2.2(8b).

$$K_p = 2{,}2 \qquad 3.2.2(8a)$$

$$K_p = 0{,}5 + \frac{0{,}5}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (0{,}3 * \beta)^2}} \qquad 3.2.2(8b)$$

Donde:

$\beta = 1$ para $0{,}8 * T^* \leq T_p \leq 1{,}1 * T^*$

$\beta = 1{,}25 * \left(\frac{T_P}{T^*}\right)$ para $T_p \leq 0{,}8 * T^*$

$\beta = 0{,}91 * (\frac{T_p}{T^*})$ para $T_p > 1{,}1 * T^*$

Donde:

T_p = Período fundamental del NSC

T^* = Período fundamental de la estructura soportante

Para determinar β, no se puede usar un valor de T^* menor que 0,06 s

<u>Norma Neozelandesa NZS1170.5:2004</u> [20]:

La norma neozelandesa dedica 4 páginas al diseño de NSC en su capítulo 8. Sin embargo, una parte considerable del cálculo se refiere al capítulo 3 de la misma, el cual tiene 12 páginas. La fuerza horizontal de diseño se define mediante la ecuación 3.2.2(9).

$$F_{ph} = C_p(T_p)\, C_{ph}\, R_p\, W_p \leq 3{,}6\, W_p \qquad 3.2.2(9)$$

Donde:

F_{ph} = Fuerza de diseño horizontal en el NSC.

$C_p(T_p)$ = Coeficiente de diseño horizontal del NSC.

C_{ph} = Factor de respuesta horizontal del NSC, que depende de la ductilidad del NSC y varía entre 1 y 0,45. Sin embargo, se recomienda utilizar un valor de 1 a menos que la aceleración de piso sea capaz de hacer fluir al NSC.

R_p = Factor de riesgo del NSC, que varía entre 0,9 y 2, según la categoría otorgada en la tabla 8.1 del código de diseño.

W_p = Peso del NSC.

El coeficiente de diseño horizontal $C_p(T_p)$ se obtiene desde ecuación 3.2.2(10), propuesta en la sección 8.2 del código de diseño.

$$C_p(T_p) = C(0)\, C_{Hi}\, C_i(T_p) \qquad 3.2.2(10)$$

Donde:

C(0) = Coeficiente de riesgo para un período T = 0, determinado según la sección 3.1 del código de diseño, usando los valores para el método de respuesta modal espectral y métodos de integración numérica tiempo historia.

C_{Hi} = Coeficiente de altura de piso para el nivel i. Depende de la altura a la cual está anclado el NSC, medida desde la base. Puede variar entre 1 y 3.

T_p = Período fundamental del NSC

$C_i(T_p)$ = Factor de forma espectral del NSC para el nivel i. Depende del período del NSC y varía entre 0,5 y 2.

El coeficiente de riesgo C(0) se obtiene desde la ecuación 3.2.2(11) propuesta en la sección 3.1.1 del código de diseño.

$$C(0) = C_h(0)\ Z\ R\ N(T, D) \qquad 3.2.2(11)$$

Donde:

$C_h(0)$ = Factor de forma espectral. Depende del tipo de suelo y el período de la estructura. Puede variar entre 0 y 3.

Z = Factor de riesgo. Asocia en el riesgo sísmico a la ubicación geográfica de la estructura. Puede variar entre 0,13 y 0,6.

R = Factor asociado al periodo de retorno, que intenta ponderar la influencia del periodo de retorno del sismo de diseño, dentro de la resistencia requerida en el NSC. Puede variar entre 0,2 y 1,8 pero está limitado tal que $Z\ R\ <\ 0{,}7$.

N(T, D) = Factor asociado a las fallas geográficas principales cercanas. Pondera el efecto que producirían las fallas geográficas principales, en la amplificación de la respuesta sísmica, de las estructuras que estén ubicadas a menos de 20 km de estas. Para NSC este factor toma un valor igual a 1 en todos los casos.

Comentario

Como lo describe Pürgstaller (2017) [11], las formulaciones de los códigos americano y europeos, sugieren que las fuerzas de diseño son mayores para los componentes y las conexiones flexibles; mayores para elementos anclados más arriba en el edificio, mayores para elementos que contienen materiales peligrosos, que son necesarios para las funciones de seguridad de la vida, o que son necesarios para el continuo funcionamiento de una instalación esencial; y menores para elementos con alta ductilidad o capacidad de deformación. Sin embargo, las disposiciones de ASCE 7 y EC8 recomiendan el uso de métodos de análisis dinámico cuando existe información más precisa sobre las propiedades del edificio.

Las formulaciones de la norma chilena, en tanto, sugieren fuerzas de diseño mayores: cuando el elemento es flexible; cuando la categoría del edificio es más alta (factor K_d); y cuando el corte sísmico del piso donde se ancla el NSC es mayor. Por contraste, se sugieren fuerzas de diseño menores cuando el peso sísmico del piso es más alto.

Las formulaciones de la norma neozelandesa, por su parte, sugieren fuerzas de diseño mayores: en elementos anclados más arriba en el edificio; en elementos más rígidos; en elementos cuya falla causaría daños desproporcionadamente grandes; cuando se considera una mayor aceleración máxima de suelo (PGA); y cuando se considera un periodo de retorno más alto para el sismo de diseño. Por contraparte, se sugieren fuerzas de diseño menores para elementos más dúctiles.

3.3 Anclajes

Los anclajes han sido estudiados extensamente en el pasado. En particular, se ha intentado comprender mejor su comportamiento frente a cargas de corte monotónico y cíclico, y bajo tensión monotónica y cíclica, o una combinación de dichos tipos de carga [4].

3.3.1 Experimentos en mesas vibradoras

La cantidad de experimentos en mesas vibradoras son relativamente limitados a la fecha. Estos incluyen: (1) Experimento de NSC reales, anclados a un piso de una estructura a escala real (por ejemplo, un sistema de ventilación en un edificio); y (2) ensayos de NSC simulados en la forma de una masa cualquiera, anclada a un bloque de concreto conectado a la mesa vibradora [15]. El registro de movimiento del suelo es aplicado: a la base del edificio en el caso (1) y al bloque de concreto en el caso (2).

Dentro de la primera categoría, se encuentra:

- Hoehler et al. [8], que ensayaron un sistema de tuberías suspendido, anclado a un edificio de siete pisos a gran escala sometido a movimientos sísmicos, en la mesa de vibradora de la Universidad de California, San Diego
- Hoehler et al. [27], que ensayaron cielos falsos anclados a un edificio de cinco pisos, en las instalaciones del Instituto Nacional de Investigación en Ciencias de la Tierra y Prevención de Desastres (NIED), en la ciudad de Tsukuba, Japón.

Dentro de la segunda categoría, se encuentra:

- Rieder [15], que ensayó diferentes tipos de anclajes post-instalados insertados en un bloque de concreto sometido a movimientos de un mesa vibradora triaxial.
- Mahrenholtz et al. [28], que realizaron ensayos en una mesa vibradora uniaxial de anclajes post-instalados en concreto agrietado en forma cíclica, simulando el agrietamiento inducido sísmicamente en la estructura del huésped. [4], [29].
- Quintana Gallo et al. [18], que realizaron ensayos de NSC anclados con pernos de expansión a un bloque de hormigón conectado a la mesa vibradora de la Universidad de Canterbury, en Nueva Zelanda. En estos ensayos se evaluaron distintas versiones del prototipo de perno de anclaje con amortiguamiento suplementario, denominado “EQ-Rod”.

3.3.2 Comportamiento de anclajes sometidos a corte monotónico y cíclico

Los pernos de anclaje, dependiendo de la posición donde se anclan en la estructura, pueden estar sometidos a solicitaciones de corte, tensión o una combinación de ambas. [3], [4]. El presente estudio se enfocó en el comportamiento a corte del anclaje, y su interacción con el NSC.

3.3.2.1 Corte monotónico

El comportamiento a corte frente a cargas monotónicas se puede describir cómo sigue [30] (ver Fig. 3.1): (1) el esfuerzo de corte se transfiere entre el hormigón y la placa base, soportando la fricción generada por el torque aplicado al anclaje. Cuando el corte sobrepasa a la fricción el perno se desliza hasta que entra en contacto con el hormigón. Con una profundidad de empotramiento suficiente, y habiéndose incrustado correctamente el elemento de expansión en el hormigón, el anclaje resiste una carga adicional hasta que falla por rotura acero en el anclaje. Esto suponiendo que no existe una falla tipo "*pryout*" en el hormigón [3].

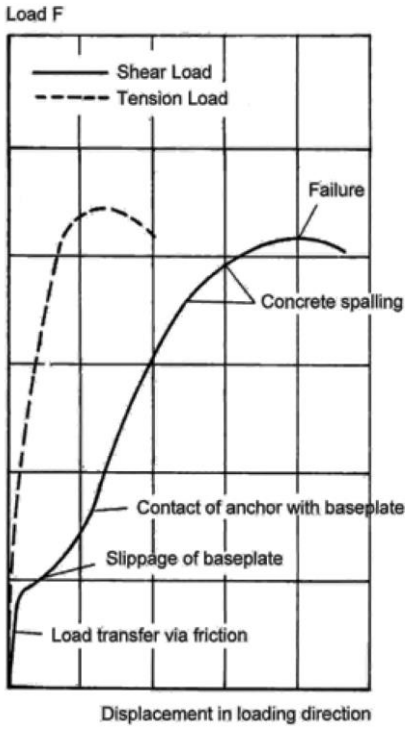


Figura 3.1 - Curvas típicas de fuerza-desplazamiento para anclajes que fallan en tensión y corte (tomada de [30])

Los modos de falla asociados a la carga de corte son [3]:

1. Falla de acero
2. Falla del borde del hormigón
3. Falla de apalancamiento de hormigón (pryout)
4. Falla de desprendimiento

3.3.2.2 Corte cíclico

El comportamiento típico de corte cíclico de un anclaje de expansión se presenta en la figura 3.2 [10]. En la figura 3.2(a) se presenta la secuencia de deformación en 12 estados, de (0) a (11), y en la figura 3.2(b) se presenta la ubicación de cada uno de estos estados en la histéresis del anclaje.

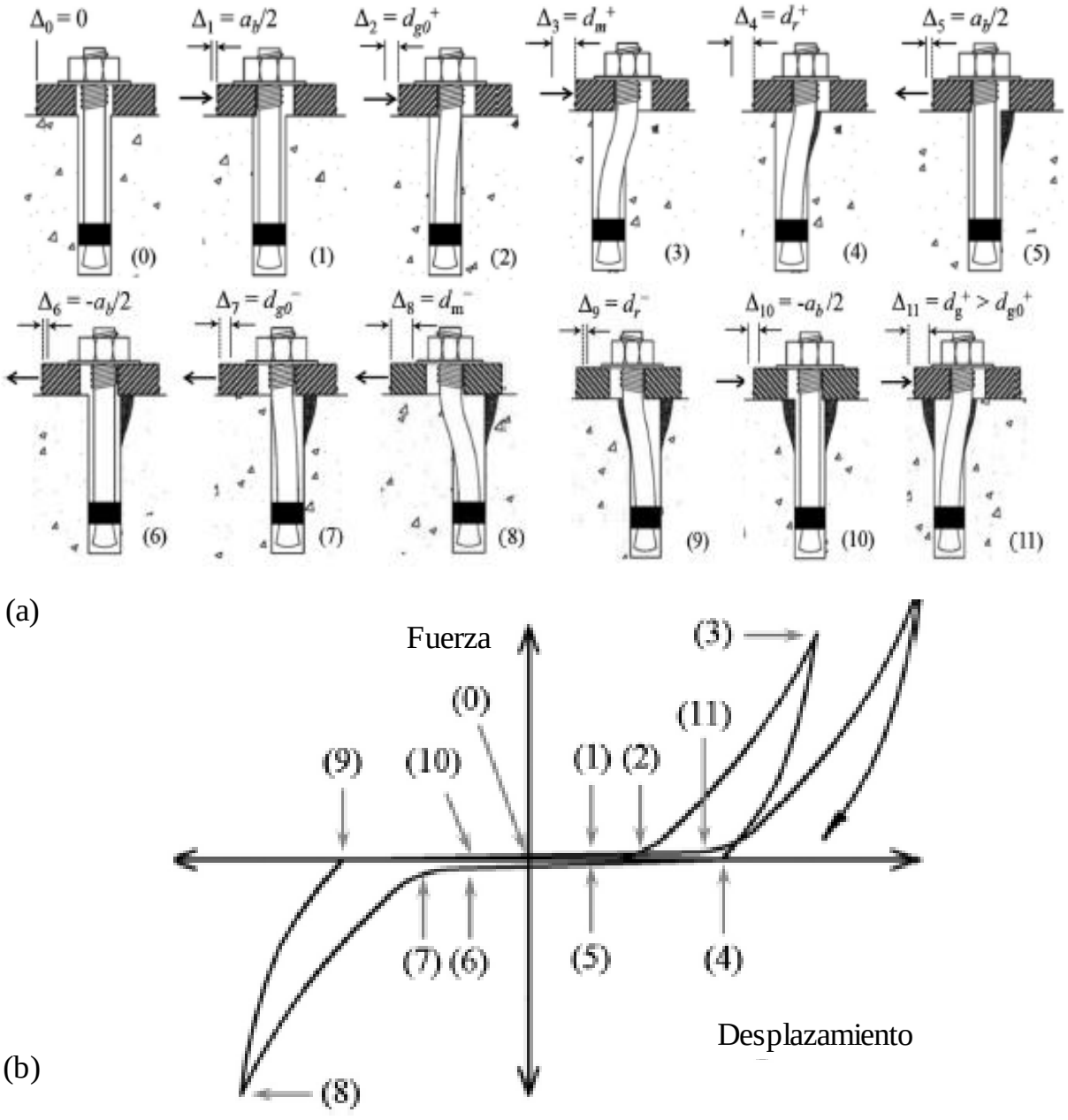


Figura 3.2 – Comportamiento típico a corte cíclico de un anclaje de expansión insertado en el hormigón: (a) Secuencia de deformado de conexión; (b) comportamiento de histéresis teórico (adaptada de [10])

El estado (0) corresponde a la posición inicial, asumiendo que el anclaje está perfectamente centrado. Cuando la placa base empieza a moverse en la dirección positiva, llega un punto donde entra en contacto con el borde del perno. Este es el estado (1). Luego, al aumentar la fuerza en la dirección positiva, la placa base desplaza al perno en dirección al borde del hormigón. El estado (2) se alcanza cuando el perno entra en contacto con el borde del hormigón. La rigidez entre los estados (1) y (2) es igual a la rigidez del anclaje.

Luego, si la placa base sigue moviéndose en la dirección positiva el perno de anclaje comenzará a comprimir el hormigón alrededor de este, hasta llegar al desplazamiento máximo en la dirección positiva para el ciclo. Este punto es el estado (3). La resistencia entre los estados (2) y (3) es proporcionada principalmente por el hormigón comprimido y la rigidez entre estos estados es mucho mayor a la rigidez que se da en la zona de deslizamiento (entre estados (0) y (2)), como se puede apreciar en la figura 3.2.

Luego de llegar al máximo desplazamiento positivo para el ciclo, el anclaje empieza el proceso de descarga hasta llegar al punto donde este deja de estar en contacto con el hormigón. Este es el estado (4). Si se considera que la única fuente de inelasticidad es el hormigón se tendría que, si la placa base sigue moviéndose en la dirección negativa, el perno eventualmente volvería a su posición original, el cual sería el estado (5).

Los estados del (6) al (8) son análogos a los estados del (1) al (3), pero en la dirección negativa. La placa base se mueve en esta dirección hasta entrar en contacto con el perno (estado (6)) luego desplaza al perno hasta que este entra en contacto con el hormigón (estado (7)) y finalmente se sigue moviendo hasta alcanzar el desplazamiento máximo en la dirección negativa (estado (8))

El estado (9) representa el punto, que se da luego del proceso de descarga, donde el perno deja de estar en contacto con el hormigón. Si la placa base se sigue moviendo en la dirección positiva, eventualmente el anclaje volvería a su posición original y se completa un ciclo. Este sería el estado (10). Si la placa sigue moviéndose en la direcciono positiva, el perno vuelve a entrar en contacto con el hormigón (estado (11)) y comienza un nuevo ciclo. Como se ilustra esquemáticamente, el desplazamiento en el estado (11) es mayor al desplazamiento en el estado (2), lo que refleja el aplastamiento del hormigón ocurrido en el ciclo anterior.

3.3.3 Códigos de diseño de anclajes

Para el diseño sísmico de anclajes, se puede usar la norma CEN/TS 1992-4-1 [23], que en su capítulo 8, describe las verificaciones necesarias para cargas sísmicas. El Anexo E del documento, presenta recomendaciones adicionales, como por ejemplo: (a) para calcular las aceleraciones verticales en NSC; (b) para calcular valores del factor de comportamiento q_a; y (c) para calcular el factor de amplificación sísmica A_0 en la tabla E.1.

Para evitar la falla frágil, que es el principal objetivo del diseño, una de las siguientes condiciones debe ser satisfecha:

- Diseño sin requerir ductilidad en el anclaje (diseño protegiendo el anclaje): Para esto se pueden usar las opciones de diseño por Capacidad o Diseño Elástico.

    - Diseño por capacidad: Se usa la fuerza correspondiente a la fluencia de un acero dúctil teniendo en cuenta la sobre-resistencia (fluencia en el elemento anclado o en la placa base), o la fuerza máxima que puede ser transferida a la conexión por el componente anclado (ver Fig. 3.3).
    - Diseño Elástico (sólo para NSC): se debe usar un factor de 2.5 veces la acción sísmica elástica E_d

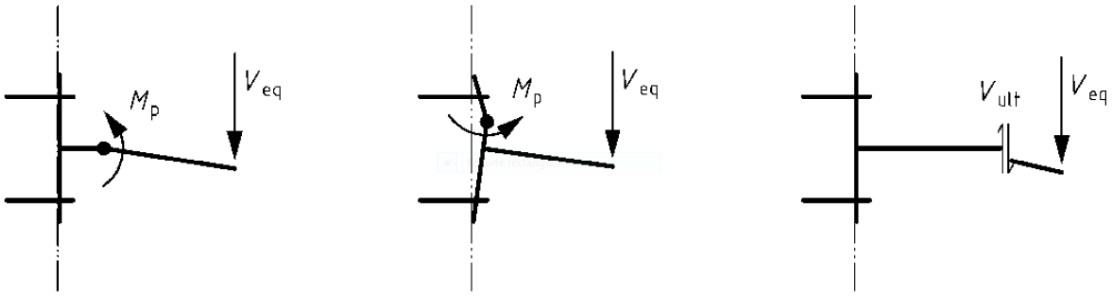


Figura 3.3 - Protección sísmica del anclaje: a) fluencia del elemento anclado; b) fluencia de la placa base; c) diseño por capacidad del elemento anclado (según [23])

- Diseño requiriendo ductilidad en el anclaje (diseño protegiendo el elemento anclado): el anclaje se diseña para una falla dúctil en el acero, asegurando que se eviten los modos de fallas del hormigón. Es aplicable sólo para la componente de tracción de la carga (ver Fig. 3.4).

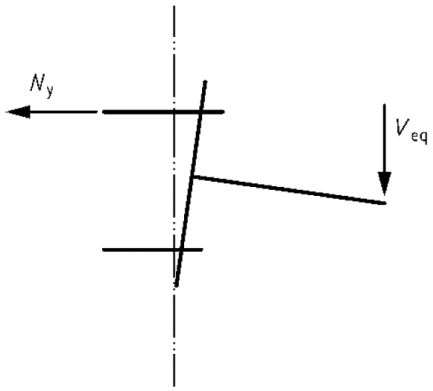


Figura 3.4: Diseño sísmico para fluencia dúctil del anclaje (según [23])

Con respecto a la ductilidad de anclaje, en EN-1992-4 se menciona que "se debe suponer que los anclajes son elementos no disipativos y que no pueden disipar energía por medio de un comportamiento histérico dúctil y que no contribuyen a la ductilidad general de la estructura" [31].

3.4 Interacción estructura-anclaje-NSC (SFNI)

En la actualidad para obtener las demandas de diseño de NSC, los códigos utilizan fórmulas empíricas simplificadas que desacoplan el NSC de la estructura, suponiendo un comportamiento perfectamente rígido en la conexión. Es decir, no se considera la histéresis, inelástica y con "*pinching*", que se produce en el anclaje.

La interacción entre Estructura-Anclaje-NSC (SFNI, por sus siglas en inglés), estudiada por primera vez por Pürgstaller et al. (2020) [12], es bastante compleja e incluye muchos elementos que afectan las demandas sísmicas del NSC y el propio anclaje. Existe una falta de conocimiento sobre cómo el comportamiento real del anclaje (no-lineal) afecta las demandas sísmicas del NSC y del anclaje en sí, y si las disposiciones de código y otros métodos simplificados (como Floor Response Spectra (FRS)) son capaces de reproducir estos resultados.

Los siguientes parámetros contribuyen a esta interacción compleja entre los movimientos del terreno, la estructura soportante, el anclaje y el NSC [11]:

- **Características de movimiento del terreno de entrada**: magnitud, distancia del sitio de origen, mecanismo de ruptura, ubicación del sitio local, etc.
- **Estructura soportante**: geometría, número de pisos, sistema de resistencia de carga lateral, período fundamental y características de deformación no lineal
- **Anclaje**: tipo de anclaje (mecanismo de transferencia de carga), ancho de la grieta, agrietamiento cíclico y carga (axial, de corte o combinado), diámetro del anclaje y profundidad de empotramiento, etc.
- **NSC**: geometría, período natural (flexible / rígido), amortiguamiento, propiedades inelásticas, ubicación del NSC dentro de la estructura (altura, montada en el piso, pared o suspendida del techo, en voladizo / no en voladizo), masas (para la interacción con la estructura primaria), etc.

CAPÍTULO IV: Descripción del Caso en Estudio y Metodología

4.1 Introducción

En la definición del sistema SFN, se utilizó el edificio de hormigón armado de 12 pisos desarrollado por Quintana Gallo [13], y en particular, el modelo de análisis no-lineal plano de dicha estructura, construido en el programa de análisis Ruaumoko2D [14]. El edificio se equipó con un NSC a nivel de cada piso, simulando un anclaje en las losas, como se muestra en la figura 4.1(a). El tamaño (masa) de los NSC se seleccionó de tal forma que la carga de diseño corresponda con la resistencia nominal de rotura del anclaje seleccionado, consistente en un solo perno. Claro está, que esto es una representación simplificada del caso real, dado que no se incluyen los efectos dinámicos que se producen en conexiones hechas medias varios pernos de anclaje.

Para modelar la histéresis que se produce en la conexión (ver Figura 4.1(b)) se utilizó la regla de histéresis "Fastener Rule" (FR), desarrollada por Quintana Gallo et al. (2019) [10]. Esta regla se calibró con los resultados de experimentos cuasi-estáticos realizados a los pernos de anclaje estudiados: (1) perno de expansión tamaño M12 (EM12); (2) perno undercut tamaño M10 (UM10); y (3) perno tipo tarugo con vaina plástica (SM10). En los análisis del sistema SFN, se utilizó un set de 10 movimientos sísmicos, registrados en Chile y el extranjero, y se obtuvo la respuesta en el NSC en cada piso.

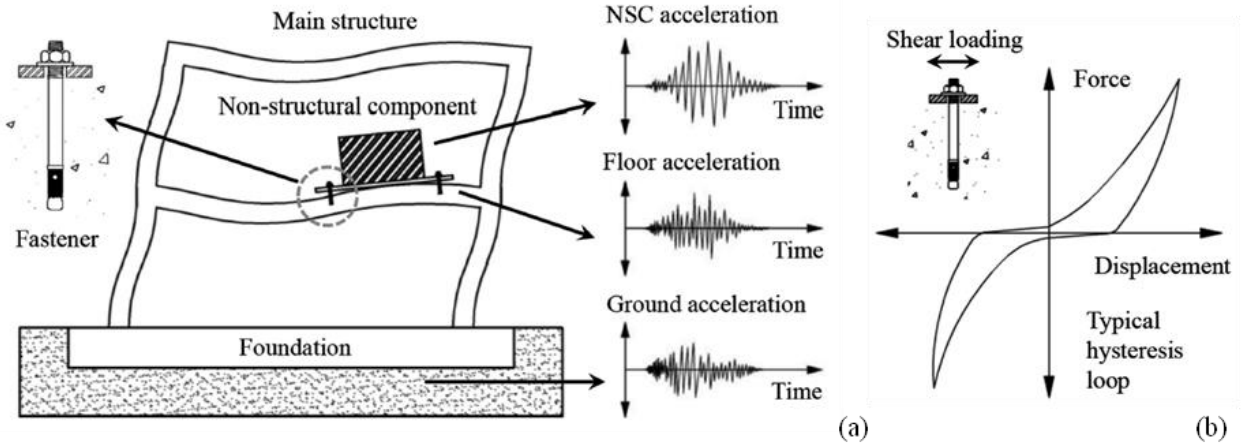


Figura 4.1 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18]

En la sección 4.2, se describe la estructura de hormigón armado de 12 pisos utilizada, se detallan las dimensiones de los elementos estructurales que la conforman, y se presentan su planta tipo y las elevaciones más relevantes. En la sección 4.3, se describe la forma en que se calculan las masas de los NSC de cada piso, utilizando los siguientes códigos: (a) Norma Chilena NCh433Of.96mod2012 [19]; y (b) la Norma Neozelandesa NZS1170.5:2004 [20]. Se determinó el coeficiente sísmico necesario para el diseño de los NSC, según los requisitos de cada norma, calculado como la fuerza horizontal de diseño divida por el peso del NSC. En forma complementaria, se obtuvieron los coeficientes sísmicos de las otras tres normas revisadas

anteriormente (ASCE7-2010 [22], Eurocode8-2010 [21], y CEN/TS 1992-4-2009 [23]), con el fin de compararlos con los resultados obtenidos con los análisis no lineales.

En la sección 4.4, se describen los pernos de anclaje estudiados (EM12, UM10 y SM10); se presenta una imagen descriptiva de cada anclaje, su resistencia nominal y su comportamiento de histéresis típico. Utilizando esta información y los coeficientes sísmicos anteriormente calculados, en la sección 4.5, se determina el valor numérico de la masa de los NSC de cada piso del edificio. Se determinan seis masas distintas para cada piso, utilizando las características de los tres pernos y los coeficientes obtenidos con las dos normas de diseño.

En la sección 4.6, se describe el modelo de análisis no-lineal desarrollado por Quintana Gallo [13]. Además, se describe: (a) la regla de histéresis FR; (b) el proceso de calibración de los anclajes estudiados; y (c) los resultados de la calibración de la regla FR para cada perno. Finalmente, se presentan los registros sísmicos ocupados como input en los análisis.

4.2 Descripción de la estructura

El edificio estudiado es de 12 pisos, con una altura total de 45,15 (m). La altura del primer piso es de 5 (m) y la de los pisos superiores es de 3,65 (m). Las plantas de cada piso son regulares de 55,3 (m) por 20,1 (m). La estructuración es idéntica para cada planta y está compuesta por: 4 muros en forma de T, con sus alas paralelas al plano longitudinal y marcos de hormigón armado. Las plantas son simétricas con respecto al plano transversal (Ver Figura 4.2). El espesor de la losa es de 20 (cm) en cada piso, incluyendo el techo [13].

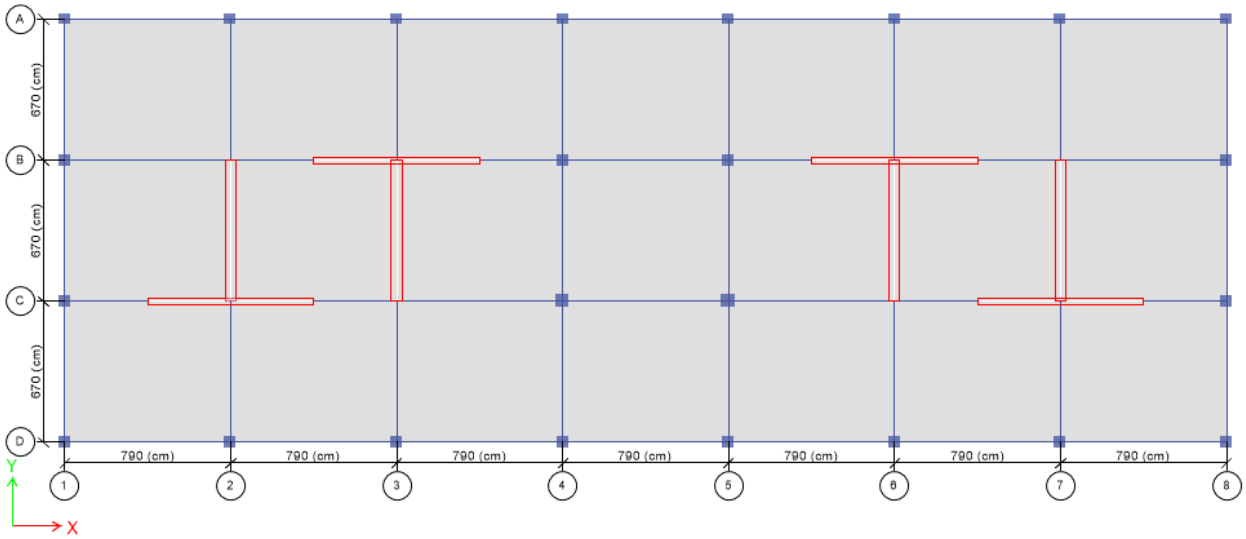


Figura 4.2 - Planta tipo del edificio.

Las dimensiones de todos los elementos estructurales son constantes a lo largo de la altura del edificio, exceptuando las columnas de la parte central, que tienen una mayor sección transversal en los pisos inferiores. Los muros T tienen espesores de 50 (cm) y 30 (cm) en las almas y alas, respectivamente. Las vigas son de 60 x 25 (cm^2). Las columnas son de 55 x 55 (cm^2), excepto las

columnas C4 y C5, entre los pisos 1 y 3 y las columnas B4 y B5 entre los pisos 1 y 2, las cuales tienen sección de 65 x 65 (cm^2).

El hormigón es de calidad G35, con una resistencia característica de f_c' = 30 (MPa) y el acero de refuerzo es de calidad A630-420H, con un tensión de fluencia de f_y = 420 (MPa) y una tensión de ruptura de f_u= 630 (MPa)

Las elevaciones típicas del edificio se presentan en las figuras 4.3 y 4.4

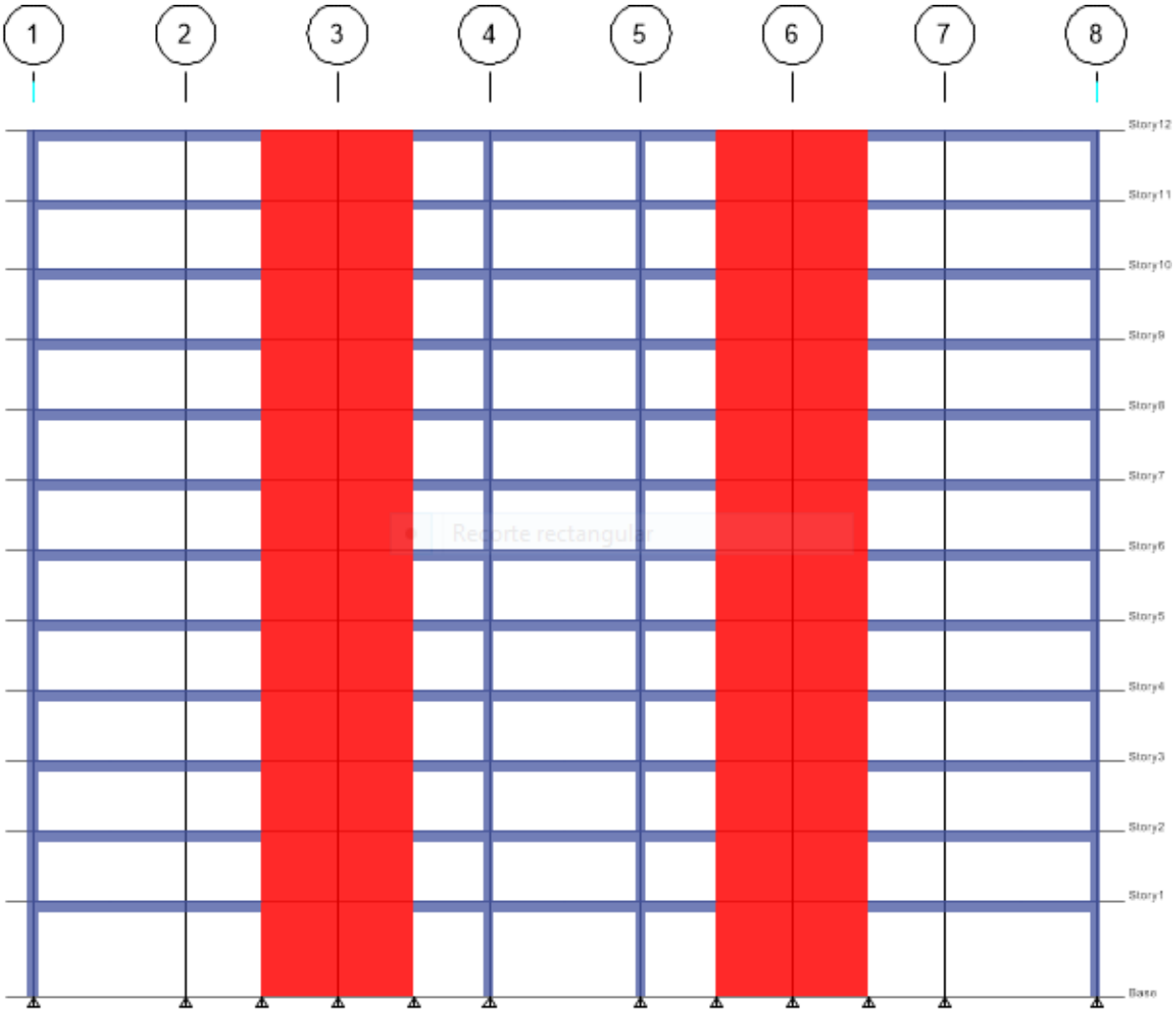


Figura 4.3 - Elevación eje B

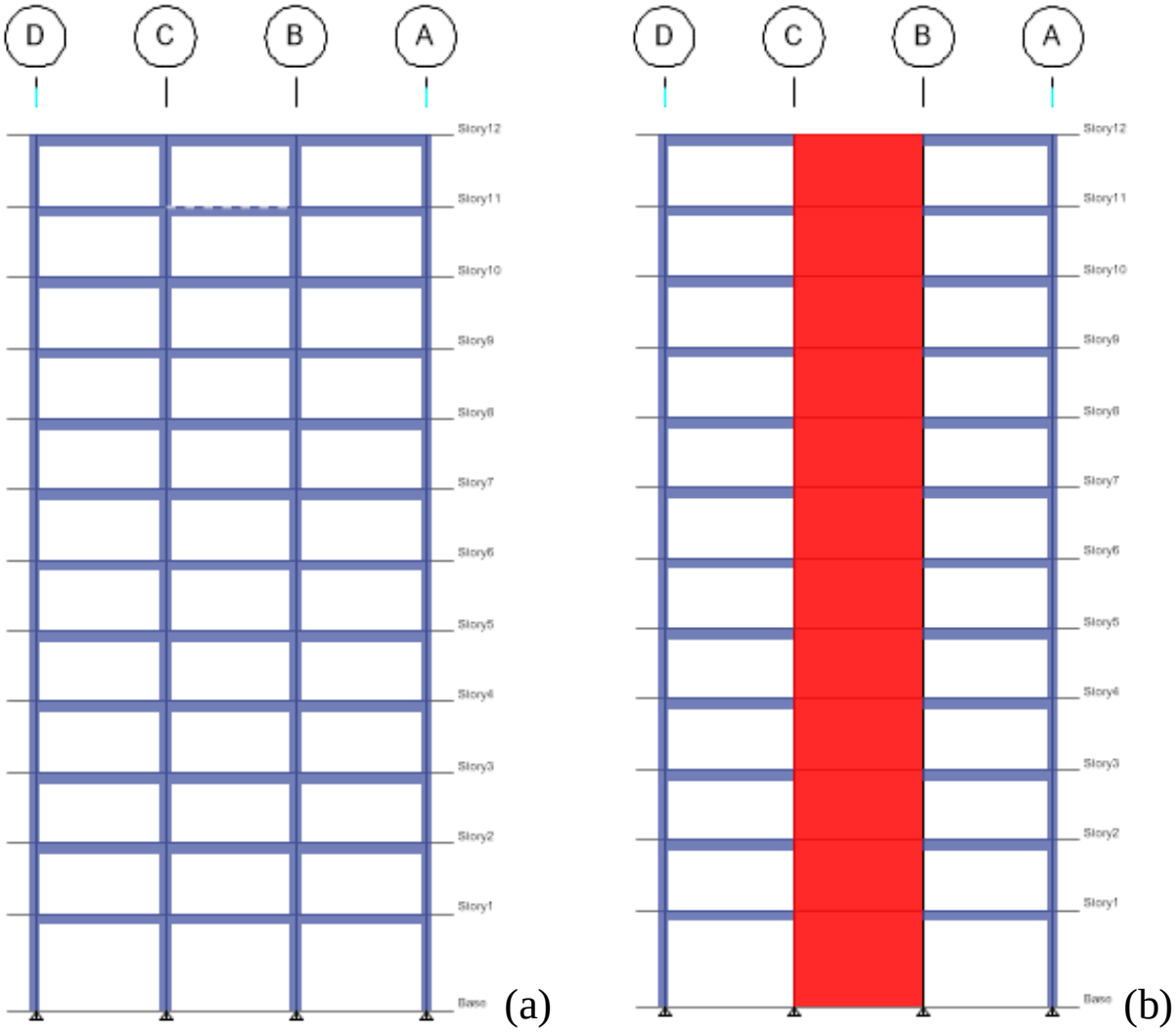


Figura 4.4 - Elevaciones transversales típicas: (a) Eje 1; (b) Eje 2

4.3 Diseño de componentes no-estructurales (NSC)

El diseño los componentes no-estructurales (NSC) que se anclaron en cada piso del edificio, se realizó mediante dos normas sísmicas: (1) la Norma Chilena NCh433Of.2012, y (2) la Norma Neozelandesa NZS1170.5:2004. Se obtuvo el coeficiente sísmico asociado a cada norma, calculado como la fuerza horizontal de diseño divida por el peso del NSC, imponiendo que el valor de dicha fuerza, sea igual a la resistencia nominal reducida de los pernos de anclaje.

4.3.1 Diseño según NCh433Of.96mod2012 [19]

Los NSC estudiados se consideran rígidos, dado que se supone que la placa base que se utiliza para unirlo al hormigón mediante el perno, es infinitamente rígida. Esto es consistente con lo que se observó en experimentos hechos en mesa vibradora (ver Quintana Gallo et al. (2018) [18]).

En el diseño con la norma NCh433 (capítulo 8), se utilizó la fórmula alternativa propuesta en el acápite 8.3.2 [19]. Este apartado permite utilizar la ecuación 3.2.2(7) (sección 3.2.2 de este trabajo) en el cálculo de la solicitación de diseño, siempre que se trate de un NSC rígido, o de un NSC flexible de bajo peso. No se consideró el acápite 8.5.2 de la norma, este se incorporará en futuras contribuciones del autor.

$$F = \left(\frac{F_k}{P_k}\right) * K_p * C_p * K_d * P_P \qquad 3.2.2(7)$$

Donde:

F = Fuerza de diseño horizontal en el NSC

F_k = Corte sísmico horizontal aplicado en el piso, obtenido de un análisis modal espectral.

P_k = Peso asociado al nivel de piso.

K_p = Factor de amplificación dinámica del NSC

P_p = Peso total del NSC, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda.

C_p = Coeficiente sísmico del NSC.

K_d = Factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico del NSC.

El coeficiente sísmico del NSC C_p, y el factor de desempeño K_d, se obtuvieron considerando la opción más desfavorable que se presenta en la tabla 8.1 del código. Se consideró que los NSC consisten en equipos mecánicos, por lo que deben ser asignados a una categoría 2: "Equipos mecánicos o eléctricos". Con dicha tabla, se obtiene que C_p = 2,0 y K_d = 1,35.

El factor K_p se puede obtener de la ecuación 3.2.2(8a) o 3.2.2(8b) (sección 3.2.2).

$$K_p = 2{,}2 \qquad 3.2.2(8a)$$

$$K_p = 0{,}5 + \frac{0{,}5}{\sqrt{(1-\beta^2)^2+(0{,}3*\beta)^2}} \qquad 3.2.2(8b)$$

Donde:

$\beta = 1$ para $0{,}8 * T^* \leq T_p \leq 1{,}1 * T^*$

$\beta = 1{,}25 * \left(\frac{T_P}{T^*}\right)$ para $T_p \leq 0{,}8 * T^*$

$\beta = 0{,}91 * (\frac{T_p}{T^*})$ para $T_p > 1{,}1 * T^*$

Donde:

$T_p =$ Período fundamental del NSC

$T^* =$ Período fundamental de la estructura soportante, en la dirección de análisis.

Además, para determinar β, no se puede usar un valor de T^* menor que 0,06 s. Como el NSC se consideró infinitamente rígido, su período es $T_p = 0$, y por consiguiente, se tiene que $\beta = 0$. Por lo tanto, el valor de K_p obtenido con la ecuación 3.2.2(8a) es $K_p = 2{,}2$ y con la ecuación 3.2.2(8b), $K_p = 1.0$. De ambas, se consideró Kp = 2,2, la opción más conservadora. La tabla 4.1 presenta un resumen con los valores de los parámetros K_p, C_p y K_d adoptados en este trabajo.

Tabla 4.1: Valores de K_p, C_p y K_d adoptados

Factor	Valor
K_p	2,2
C_p	2,0
K_d	1,35

Por otra parte, reordenando la ecuación 3.2.2(7) para dejarla en función del coeficiente sísmico denominado C_{NCh}, se tiene lo siguiente:

$$C_{NCh} = \left(\frac{F_k}{P_k}\right) K_p\, C_p\, K_d \qquad 4.3.1(1)$$

$$C_{NCh} = \left(\frac{F_k}{P_k}\right) K_p\, C_p\, K_d = \frac{F_D}{W_{NCh}}$$

Reemplazando los valores obtenidos de K_p, C_p y K_d, y utilizando los cortes sísmicos y peso de cada piso determinados en Quintana Gallo (2008) [13], se obtiene el valor de C_{NCh} para cada piso. La tabla 4.2 presenta los valores del peso y el corte sísmico y de C_{NCh}, para cada piso. La figura 4.5, en tanto, grafica el coeficiente C_{NCh} en función del piso a que corresponde.

Tabla 4.2:Valores de peso, corte y C_{NCh} para cada piso.

Piso	Peso de piso (Tf)	Corte de piso (Tf)	C_{NCh}
1	1358	894	3,91
2	1253	875	4,15
3	1253	840	3,98
4	1253	791	3,75
5	1253	734	3,48
6	1253	675	3,2
7	1253	619	2,93
8	1253	563	2,67
9	1253	501	2,38
10	1253	422	2
11	1253	313	1,48
12	1007	163	0,96

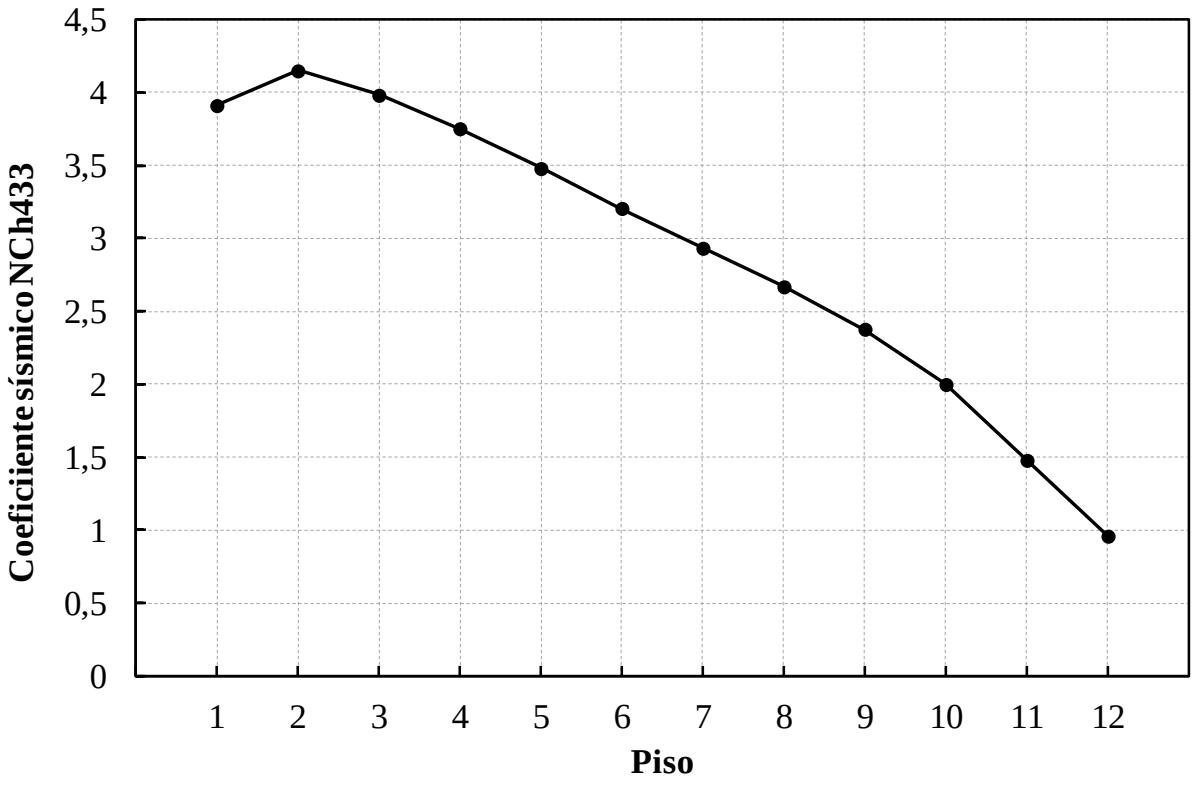


Figura 4.5 - Grafico coeficiente C_{NCh} en la altura (piso).

4.3.2 Diseño según NZS1170.5:2004 [20]

En su sección 8.5.1, la norma NZS1170.5 define la fuerza horizontal (F_{ph}) requerida para diseñar un NSC y su conexión. Esta fuerza está dada por la ecuación 3.2.2(9), presentada en la sección 3.2.2 de este trabajo.

$$F_{ph} = C_p(T_p)\, C_{ph}\, R_p\, W_p \leq 3{,}6\, W_p \qquad 3.2.2(9)$$

Donde:

F_{ph} = Fuerza de diseño horizontal en el NSC

$C_p(T_p)$ = Coeficiente de diseño horizontal del NSC, determinado según la sección 8.2 de la norma.

C_{ph} = Factor de respuesta horizontal del NSC, determinado según la sección 8.6 de la norma.

R_p = Factor de riesgo del NSC, según la tabla 8.1 de la norma.

W_p = Peso del NSC

El factor de respuesta horizontal, C_{ph}, depende de la ductilidad del NSC y su conexión (μ_p). Sin embargo, se recomienda considerar $\mu_p = 1$, a menos que la conexión del NSC pueda desarrollar deformaciones inelásticas. Si $\mu_p = 1$, se tiene que $C_{ph} = 1.0$.

El factor de riesgo del NSC, R_p, depende de la clasificación presentada en la tabla 8.1 de la norma NZS1170.5:2004. Esta pondera el riesgo que representa la falla del NSC, tanto para la vida, como para la continuidad operacional de la estructura. Como el NSC estudiado es un motor industrial, cuya falla no representa mayor riesgo para estos casos, este clasifica en la categoría P.7 (todos los demás componentes) de dicha tabla, lo cual entrega un valor de $R_p = 1$. Un resumen de estos valores se muestra en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 - Valores de C_{ph} y R_p adoptados

Factor	Valor
C_{ph}	1,0
R_p	1,0

El coeficiente horizontal de diseño, $C_p(T_p)$, se obtiene con la ecuación 3.2.2(10), presentada en la sección 8.2 de la norma.

$$C_p(T_p) = C(0)\, C_{Hi}\, C_i(T_p) \qquad 3.2.2(10)$$

Donde:

$C(0)$ = Coeficiente de riesgo para un periodo T = 0, determinado según la sección 3.1; debe ser el mismo valor usando en el análisis de la estructura donde se ubica el NSC.

C_{Hi} = Coeficiente de altura de piso para el nivel i (sección 8.3 de la norma)

T_p = Período fundamental del NSC

$C_i(T_p)$ = Factor de forma espectral para el NSC del nivel *i* (sección 8.4 de la norma)

Dado que se considera que el NSC es infinitamente rígido, su periodo es $T_p = 0$, caso al que corresponde $C_i(T_p) = 2$, según la sección 8.4 de la norma.

El coeficiente de altura de piso, C_{Hi}, depende de la altura en la que está anclado el NSC en el edificio, medida desde su base. Este coeficiente se calcula con las ecuaciones 4.3.2(1), 4.3.2(2) y 4.3.2(3).

$$C_{Hi} = 1 + \frac{h_i}{6} \quad \text{para } h_i < 12\ (m) \qquad 4.3.2(1)$$

$$C_{Hi} = 1 + 10\frac{h_i}{h_n} \quad \text{para } h_i < 0{,}2\ h_n\ (m) \qquad 4.3.2(2)$$

$$C_{Hi} = 3 \quad \text{para } h_i \geq 0{,}2\ h_n\ \ (m) \qquad 4.3.2(3)$$

Donde:

h_i = Altura desde la base, a la cual está anclado el NSC

h_n = Altura total del edificio

En los casos en que la altura de anclaje, h_n, cumpla con los requerimientos para las ecuaciones 4.3.2(1) y 4.3.2(1) a la vez, se debe tomar el menor valor calculado entre estas dos.

El coeficiente de riesgo C(0), se obtiene desde la ecuación 3.2.2(11) (sección 3.2.2 de este trabajo):

$$C(0) = C_h(0)\ Z\ R\ N(T, D) \qquad 3.2.2(11)$$

Donde:

$C_h(0)$ = Factor de forma espectral (sección 3.1.2 de la norma)

Z = Factor de riesgo (sección 3.1.4 de la norma)

R = Factor asociado la probabilidad de excedencia de la demanda sísmica considerada, determinado según la sección 3.1.5 de la norma, limitado tal que $ZR < 0{,}7$

N(T, D) = Factor asociado a la cercanía del lugar a fallas conocidas (sección 3.1.6 de la norma)

El factor de forma espectral $C_h(0)$ depende de tipo de suelo. Según la clasificación de la norma NZS1170.5, el suelo del caso en estudio corresponde ser un suelo tipo C ya que es equivalente al suelo tipo de la norma NCh433.Of96 [19]. En este caso, $C_h(0) = 1.0$.

El factor de riesgo Z, equivalente a la aceleración máxima del suelo (PGA), depende del lugar geográfico donde esté ubicada dentro de Nueva Zelanda. Se supuso que la estructura estaría situada en la ciudad de Otaki, donde Z = 0,40 (consistente con Zona 3 en Chile).

Se consideró un factor R = 1.0, que corresponde a una probabilidad de excedencia de un 2% en 50 años (la vida útil promedio de un edificio), equivalente a un "periodo de retorno" de 475 años.

El factor N(T, D), afecta a estructuras que están ubicadas a menos de 20 km de una falla conocida. Dado que la ciudad de Otaki se encuentra a más de 20 km de cualquier falla geográfica principal (conocida), le corresponde N(T, D) = 1.0, como se indica en la sección 3.1.6.2 de la norma. La tabla 4.4 resume los valores adoptados en el diseño.

Tabla 4.4 - Valores de $C_i(T_p)$, $C_h(0)$, Z, R y N(T, D) adoptados.

Factor	*Valor*
$C_i(T_p)$	2,0
$C_h(0)$	1,0
Z	0,4
R	1,0
N(T, D)	1,0

Por otra parte, reordenando la ecuación 3.2.2(9), se obtiene el coeficiente sísmico del NSC, denominado C_{NZS} (ecuación 4.3.2(4)), al hacer referencia a la norma NZS11170.5:

$$C_{NZS} = mínimo \begin{cases} C_p(T_p)\, C_{ph}\, R_p \\ 3{,}6 \end{cases} \qquad 4.3.2(4)$$

Reemplazando los valores de $C_h(0)$, Z, R y N(T, D) en la ecuación 3.2.2(11), se obtiene que $C(0)$ = 0,4. Luego, reemplazando $C(0)$ y $C_i(T_p)$ en la ecuación 3.2.2(10), en conjunto con el valor de C_{Hi} calculado para cada piso, con las ecuaciones 4.3.2(1), 4.3.2(2) y 4.3.2(3) se puede obtener el valor de $C_p(T_p)$ para cada piso. Finalmente, reemplazando los valores calculados de C_{ph}, R_p y $C_p(T_p)$ en la ecuación 4.3.2(4), se obtiene el coeficiente C_{NZS}. La tabla 4.5 presenta los valores obtenidos de C_{Hi} y $C_p(T_p)$, junto con el coeficiente C_{NZS}, para cada piso del edificio. En la figura 4.6 se grafica el coeficiente C_{NZS} en función de los pisos.

Tabla 4.5 - Valores de C_{Hi}, $C_p(T_p)$ y C_{NZS} para cada piso

Piso	Altura Piso (m)	C_{Hi}	$C_p(T_p)$	C_{NZS}
1	5	1,83	1,46	1,46
2	8,65	2,44	1,95	1,95
3	12,3	3	2,4	2,4
4	15,95	3	2,4	2,4
5	19,6	3	2,4	2,4
6	23,25	3	2,4	2,4
7	26,9	3	2,4	2,4
8	30,55	3	2,4	2,4
9	34,2	3	2,4	2,4
10	37,85	3	2,4	2,4
11	41,5	3	2,4	2,4
12	45,15	3	2,4	2,4

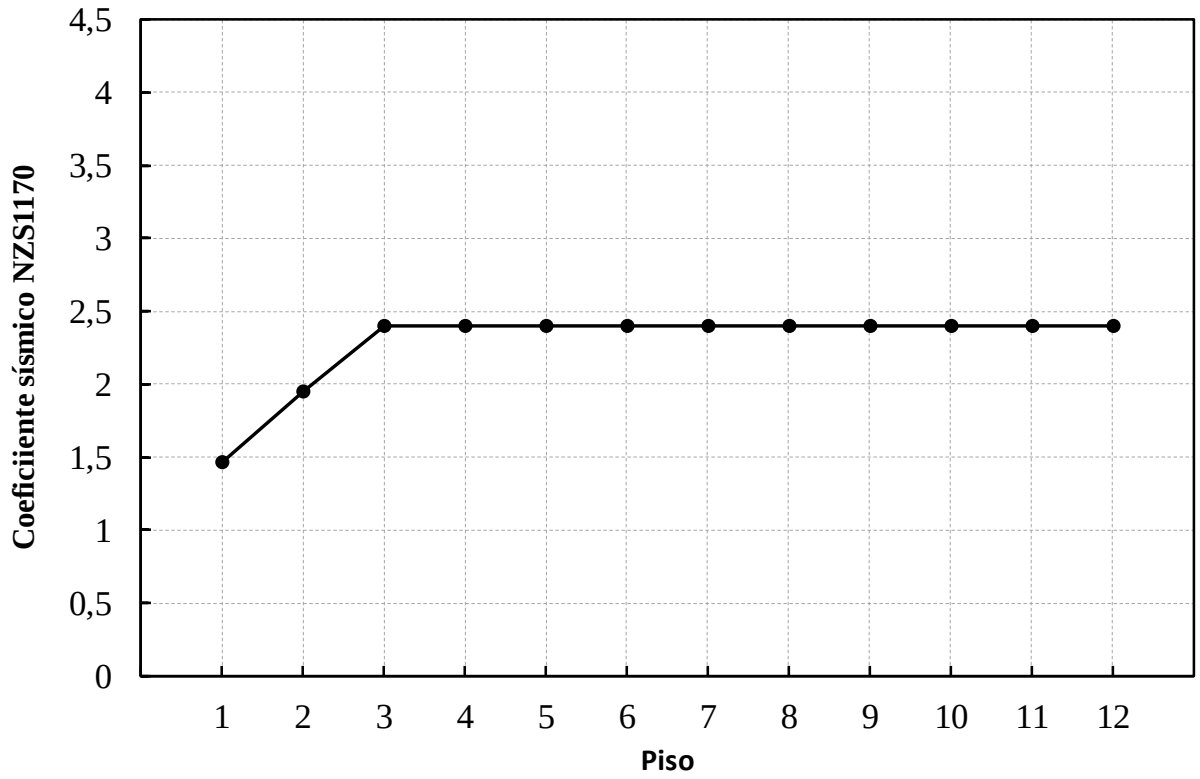


Figura 4.6 - Grafico de C_{NZS} v/s piso.

4.3.3 Otros códigos

En forma suplementaria, se obtuvieron los coeficientes sísmicos de otras tres normas, para incluirlos en la comparación con los resultados obtenidos con los NLDA. Estas normas o códigos son: 1) el código estadounidense ASCE/SEI 7-2010 [22]; 2) el Eurocódigo8-2010 [21]; y 3) el código de diseño para pernos de anclaje CEN/TS 1992-4-1:2009 [23].

4.3.3.1 ASCE 7-2010

En su sección 13.3.1.1, la norma ASCE 7-2010 define la fuerza horizontal requerida para diseñar un NSC. Esta fuerza está dada por la ecuación 3.2.2(1), presentada en la sección 3.2.2 de este trabajo.

$$0{,}3\ S_{DS}\ I_p\ W_{NSC} \leq F_P = \frac{0{,}4\ \alpha_p\ S_{DS}\ W_{NSC}}{\frac{R_p}{I_p}}\left(1+\frac{2z}{H}\right) \leq 1{,}6\ S_{DS}\ I_p\ W_{NSC} \qquad 3.2.2(1)$$

Donde:

F_p = Fuerza de diseño horizontal en el NSC

S_{DS} = Aceleración espectral para periodos cortos, determinada según la sección 11.4.5 de la norma.

a_p = Factor de amplificación del NSC, obtenido desde la tabla 13.6-1 (varía de 1 a 2,5).

R_p = Factor de modificación de respuesta del NSC, obtenido desde la tabla 13.6-1 (varía de 1 a 12)

I_p = Factor de importancia del NSC, determinado según la sección 13.1.3 (varia de 1 a 1,5).

W_p = Peso del NSC

z = Altura a la cual está anclado el NSC, medida desde la base de la estructura. Para elementos anclados bajo la base, z se debe tomar como 0.

h = Altura promedio del techo del edificio, medida desde la base.

El factor de amplificación del NSC, a_p, está asociado al periodo del NSC, distinguiendo entre NSC rígidos y flexibles. El factor R_p, por su parte, depende de la capacidad de deformación del NSC. Ambos valores se obtienen con la tabla 13.6-1 del código. Considerando que el NSC en estudio es un motor eléctrico rígido, se tiene que a_p = 1,0 y R_p = 2,5. Además, dado que el NSC en estudio es de importancia "típica", se tiene que I_p = 1.

El valor de la aceleración espectral para periodos cortos S_{DS}, se obtiene con la ecuación 4.3.3.1(1), presentada en el acápite 11.4.5 del código.

$$S_{DS} = \frac{2}{3}\ S_{MS} \qquad 4.3.3.1(1)$$

Donde S_{MS} es el parámetro de aceleración espectral asociado al máximo sismo considerado (MCE, por sus siglas en ingles), para periodos cortos y se obtiene con la ecuación 4.3.3.1(2) (sección 11.4.4 del código):

$$S_{MS} = F_a \, S_S \qquad 4.3.3.1(2)$$

Donde:

F_a = Coeficiente de sitio para periodos cortos

S_S = Parámetro mapeado de aceleración de respuesta espectral asociado al MCE, para periodos cortos, determinado según la figura 22-1 del código.

El parámetro S_S está asociado a la zona sísmica donde se encuentra ubicada la estructura y se expresa en porcentaje de g (%g). Se consideró que la estructura estaría emplazada en la costa del estado de California, donde S_S = 200%g = 2,0g.

El coeficiente de sitio, F_a, por su parte, depende del tipo de suelo donde se encontraría la estructura. Se consideró que el suelo soportante es tipo C, con lo que se obtiene F_a = 1,2, según la tabla 11.4-1 de la norma. La tabla 4.6 presenta un resumen con todos los valores de los parámetros calculados.

Tabla 4.6 - Resumen de parámetros calculados.

Parámetro	Valor
a_p	1,0
R_p	2,5
I_p	1,0
S_S	2,0
F_a	1,0

Por otra parte, reordenando la ecuación 3.2.2(1) para dejar *F* en función de un coeficiente sísmico C_{ASCE} del NSC, definido como la fuerza de diseño divida por el peso del NSC, se tiene lo siguiente:

$$C_{ASCE} = \frac{0{,}4 \, \alpha_p \, S_{DS}}{\frac{R_p}{I_p}} \left(1 + \frac{2z}{H}\right) \qquad 4.3.3.1(3)$$

$$C_{ASCE}^{min} = 0{,}3 \, S_{DS} \, I_p \qquad 4.3.3.1(4)$$

$$C_{ASCE}^{max} = 1{,}6 \, S_{DS} \, I_p \qquad 4.3.3.1(5)$$

Reemplazando los valores de S_S y F_a en la ecuación 4.3.3.1(2), se tiene que S_{MS} = 2,4. Luego, reemplazando S_{MS} en la ecuación 4.3.3.1(1), se tiene que S_{DS} = 1,6. Finalmente, reemplazando los valores de a_p, R_p, I_p y S_{DS} en la ecuación 4.3.3.1(3), se obtiene el valor de C_{ASCE} para cada piso. El

valor calculado de dicho coeficiente, para cada piso del edificio, se presenta en la tabla 4.7 y se grafica en la figura 4.7.

Tabla 4.7 - Valor calculado de C_{ASCE} por piso.

Piso	Altura Piso (m)	C_{ASCE}
1	0	0,64
2	3,65	0,76
3	7,3	0,87
4	10,95	0,99
5	14,6	1,11
6	18,25	1,22
7	21,9	1,34
8	25,55	1,45
9	29,2	1,57
10	32,85	1,69
11	36,5	1,8
12	40,15	1,92

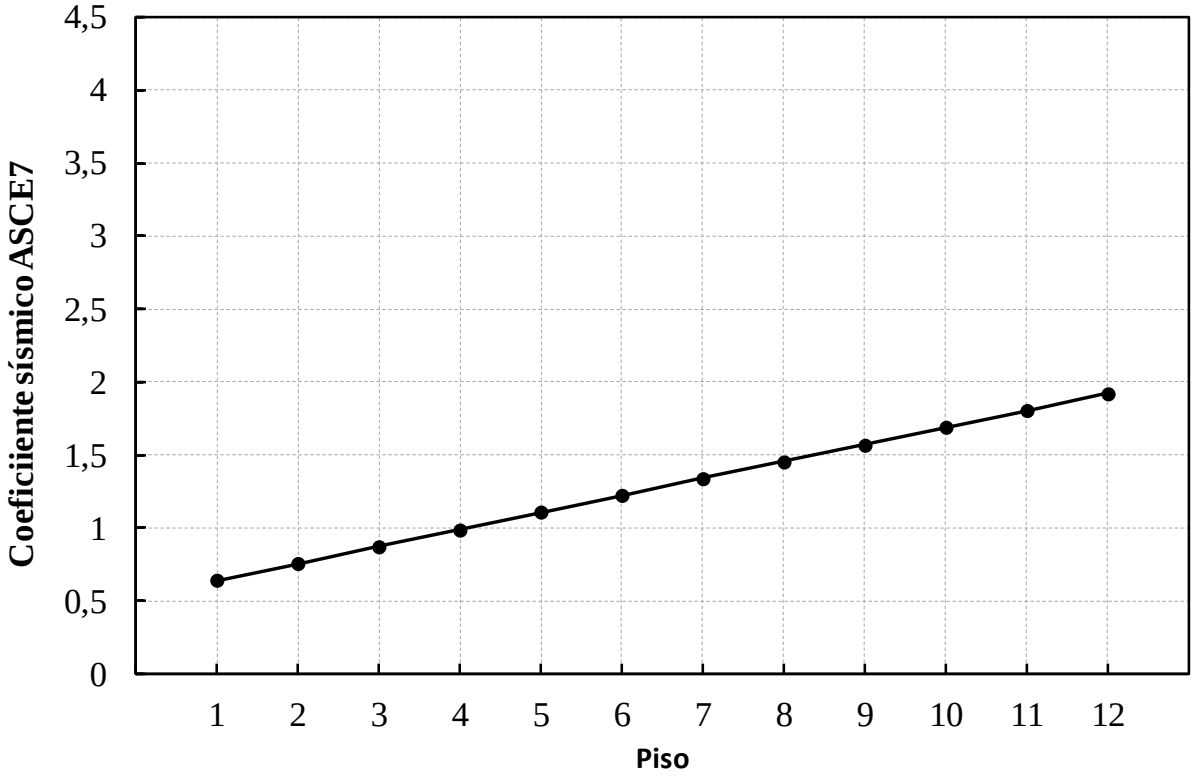


Figura 4.7 - Grafico de C_{ASCE} v/s piso

4.3.3.2 Eurocódigo 8 (EN1994-4 [21])

En este código, la fuerza horizontal de diseño se calcula mediante la ecuación 3.2.2(2), presentada en la sección 3.2.2 de este trabajo.

$$F_a = \frac{S_a * W_a * \gamma_a}{q_a} \qquad 3.2.2(2)$$

Donde:

F_a = Fuerza horizontal de diseño, actuando en el centro de masa del NSC.

γ_a = Factor de importancia del NSC, definido según la sección 4.3.5.3 del código

q_a = Factor de comportamiento del NSC, obtenido desde la tabla 4.4 del código

S_a = Coeficiente sísmico asociado al NSC, obtenido de la sección 4.3.5.2 del código.

W_a = El peso del NSC.

El factor de importancia, γ_a, es igual a 1,5 si el NSC es requerido para mantener sistemas de soporte vital o contiene sustancias peligrosas; y es igual a 1,0 en los demás casos. Dado que el NSC en estudio es un motor industrial, que puede no seguir operativo después de un evento sísmico, se tiene que $\gamma_a = 1$.

El factor de comportamiento q_a está asociado al tipo de NSC, según la clasificación de la tabla 4.4 del código. Debido a que el NSC en estudio no se encuentra dentro de los elementos clasificados en dicha tabla, se optó por tomar el valor más conservador. Por lo tanto, se supuso $q_a = 1{,}0$.

La aceleración espectral asociada al NSC, S_a, se obtiene con la ecuación 3.2.2(3), presentada en la sección 3.2.2 de este trabajo.

$$\alpha * S < S_a = \alpha * S * \left(3 * \frac{1+\frac{z}{H}}{1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0{,}5 \right) \qquad 3.2.2(3)$$

Donde:

α = Es la aceleración de suelo de diseño en un suelo tipo A, α_g, normalizada por la aceleración de gravedad g.

S = Factor asociado al tipo de suelo

T_a = Periodo fundamental del NSC

T_1 = Periodo fundamental del edificio en la dirección de análisis

z = La altura a la cual está anclado el NSC, sobre la base.

H = Altura total del edificio, medida desde la base.

Dado que el NSC en estudio se consideró como rígido, se tiene que $T_a = 0$. Además, para cualquier valor de T_1, la razón $T_a/T_1 = 0$, por lo que el diseño no depende del periodo de la estructura.

El tipo de suelo, obtenido según la tabla 3.1 (sección 3.1.2) del código, se considera C, dado a que es equivalente al suelo tipo C de la norma NCh433 (y el antiguo tipo II de tal norma). Con esto, se obtiene $S = 1{,}15$, desde la tabla 3.2 del código (sección 3.2.2.2).

El factor α está dado por la ecuación 4.3.3.2(1).

$$\alpha = \frac{\alpha_g}{g} \qquad 4.3.3.2(1)$$

Se optó por considerar una aceleración de suelo de diseño $\alpha_g = 0{,}4$ g, lo que implica que $\alpha = 0{,}4$. En la tabla 4.8 se presenta un resumen de los parámetros calculados.

Tabla 4.8 - Resumen de parámetros calculados

Factor	Valor
γ_a	1,0
q_a	1,0
T_a	0
S	1,15
α	0,4

Por otra parte, reordenando la ecuación 3.2.2(2), se obtiene el coeficiente sísmico C_{EC8} correspondiente al Eurocodigo 8, definido en la ecuación 4.3.3.2(4).

$$C_{EC8} = \frac{S_a \gamma_a}{q_a} \qquad 4.3.3.2(4)$$

Reemplazando los valores obtenidos de S, α y T_a en la ecuación 3.2.2(3), se puede obtener el valor de S_a para cada piso. Luego, reemplazando S_a, γ_a y q_a en la ecuación 4.3.3.2(4), se puede obtiene el valor de C_{EC8}, para cada piso. En la tabla 4.9, se presentan los valores calculados de S_a y C_{EC8} para piso y en la figura 4.8, se grafica el coeficiente C_{EC8} v/s piso.

Tabla 4.9 - Valores de S_a y C_{EC8} para cada piso.

Piso	Altura Piso (m)	S_a	C_{EC8}
1	5	0,54	0,54
2	8,65	0,59	0,59
3	12,3	0,65	0,65
4	15,95	0,7	0,7
5	19,6	0,76	0,76
6	23,25	0,82	0,82
7	26,9	0,87	0,87
8	30,55	0,93	0,93
9	34,2	0,98	0,98
10	37,85	1,04	1,04
11	41,5	1,09	1,09
12	45,15	1,15	1,15

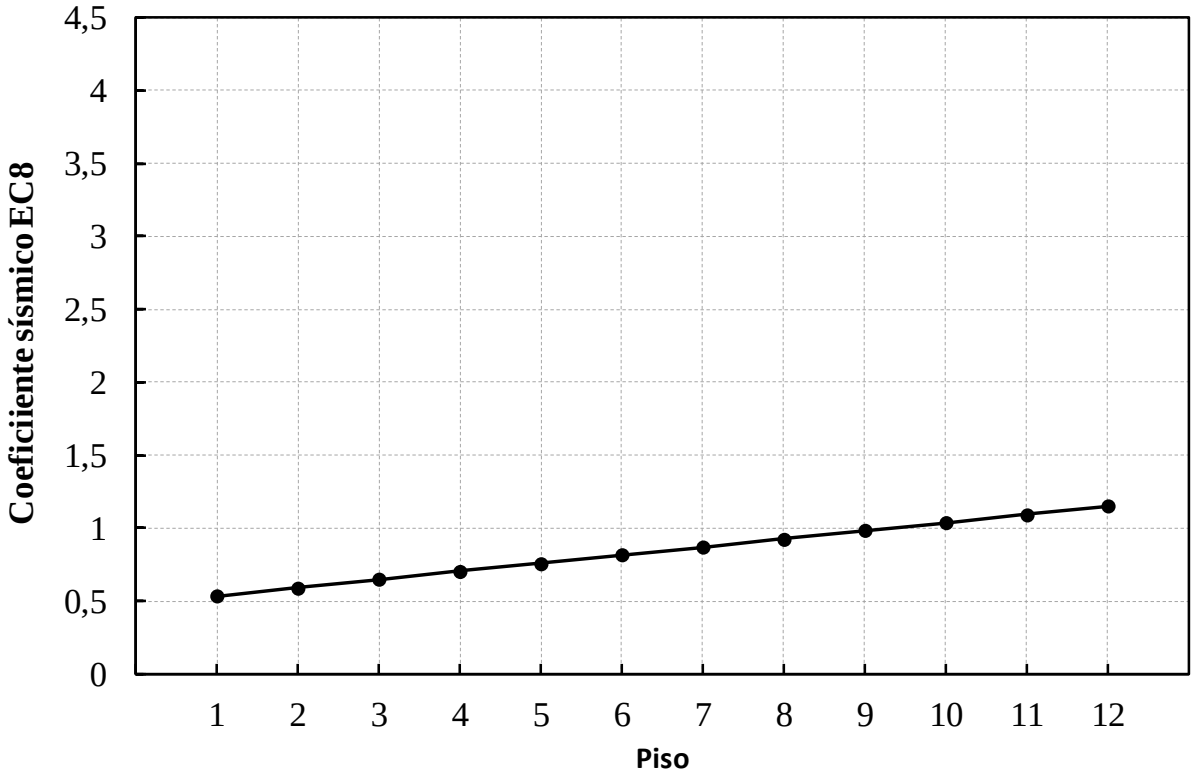


Figura 4.8 - Grafico de C_{EC8} v/s piso.

4.3.3.3 CEN/TS 1992-4-1:2009

Esta norma está orientada al diseño de anclajes y en un futuro será integrada dentro del Eurocodigo 8 [21]. Para el cálculo de la fuerza de diseño se ocupa una versión similar a la ecuación 3.2.2(2), que se presenta en esta última, difiriendo en que S_a se obtiene con la ecuación 3.2.2(4), presentada en la sección 3.2.2 de este trabajo.

$$\alpha * S \leq s_a = \alpha * S * (\left(1 + \frac{z}{H}\right) * A_a - 0{,}5) \qquad 3.2.2(4)$$

Donde:

$$A_a = \frac{3}{1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2} \qquad 3.2.2(5)$$

Dado que, como se dijo anteriormente, $T_a = 0$, se tiene que $A_a = 1{,}5$.

Reordenando la ecuación 3.2.2(2), se obtiene el coeficiente sísmico C_{CEN}, correspondiente al código CEN/TS (ecuación 4.3.3.3(1)).

$$C_{\text{CEN}} = \frac{S_a \gamma_a}{q_a} \qquad 4.3.3.3(1)$$

Reemplazando el valor de A_a en la ecuación 3.2.2(4), se obtiene el valor de S_a para cada piso. Luego, reemplazando los valores de S_a, q_a y γ_a en la ecuación 4.3.3.3(1), se obtiene el coeficiente sísmico C_{CEN} por piso. La tabla 4.10 presenta los valores calculados de S_a y C_{CEN}, y en la figura 4.9 se grafica este coeficiente en función del nivel de piso.

Tabla 4.10 - Valores de S_a y C_{CEN} para cada piso

Piso	Altura Piso (m)	S_a	C_{CEN}
1	5	0,54	0,54
2	8,65	0,59	0,59
3	12,3	0,65	0,65
4	15,95	0,7	0,7
5	19,6	0,76	0,76
6	23,25	0,82	0,82
7	26,9	0,87	0,87
8	30,55	0,93	0,93
9	34,2	0,98	0,98
10	37,85	1,04	1,04
11	41,5	1,09	1,09
12	45,15	1,15	1,15

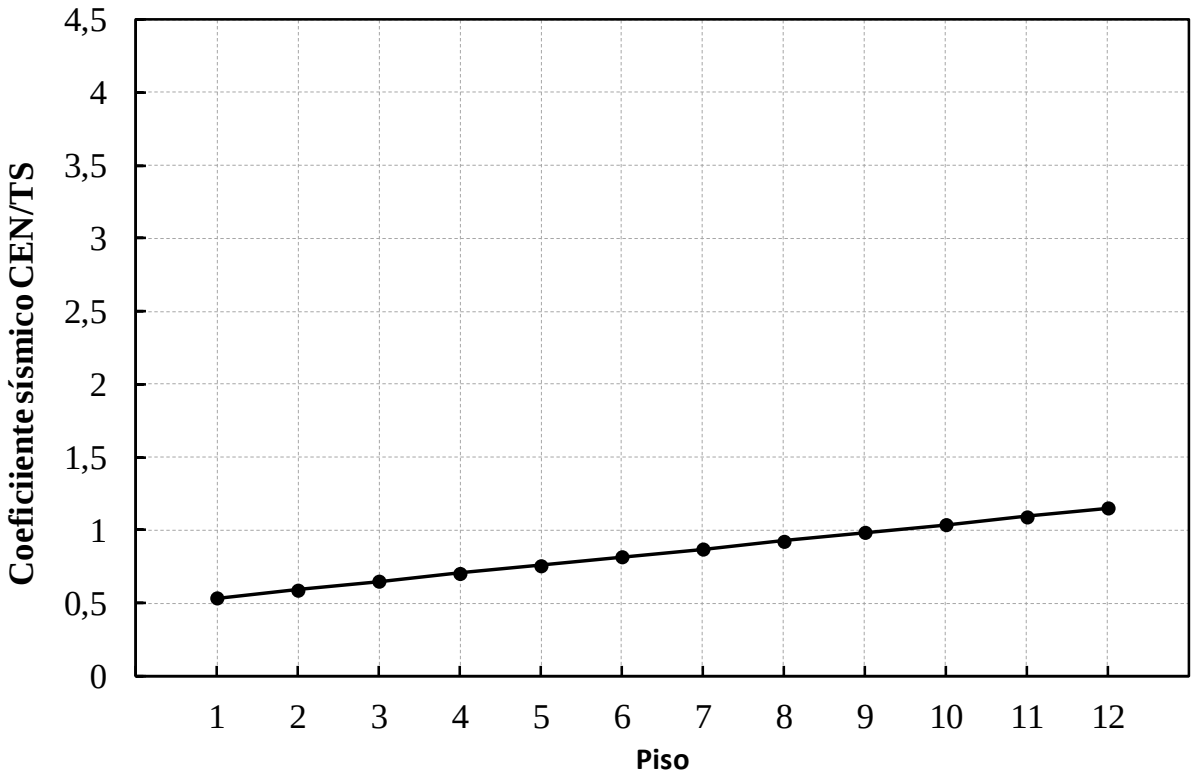


Figura 4.9 - Grafico de C_{CEN} v/s piso.

4.4 Pernos de anclaje utilizados

Como se mencionó anteriormente, para fijar los NSC a la losa en cada piso, se utilizaron pernos de anclaje, generando una conexión que actúa bajo esfuerzos de corte. En esta sección se presenta una imagen de cada perno, junto con su comportamiento experimental de histéresis bajo esfuerzos de corte. Finalmente, se presenta una tabla con la resistencia nominal de cada perno.

Los pernos de anclaje estudiados son: (1) perno de expansión de 12 (mm) de diámetro (EM12) [16]; (2) perno tipo undercut de 10 (mm) de diámetro (UM10) [17]; y (3) perno tipo tornillo, de 10 (mm) de diámetro (SM10) [32].

Perno de expansión de 12 (mm) de diámetro (EM12): Como primer perno de anclaje, se utilizó el perno de expansión Fischer Modelo FAZII de 12 (mm) de diámetro. Este se denominó como EM12. En la figura 4.10(a) se presenta una imagen descriptiva del anclaje y en la figura 4.10(b) se presenta el comportamiento experimental de histéresis a corte.

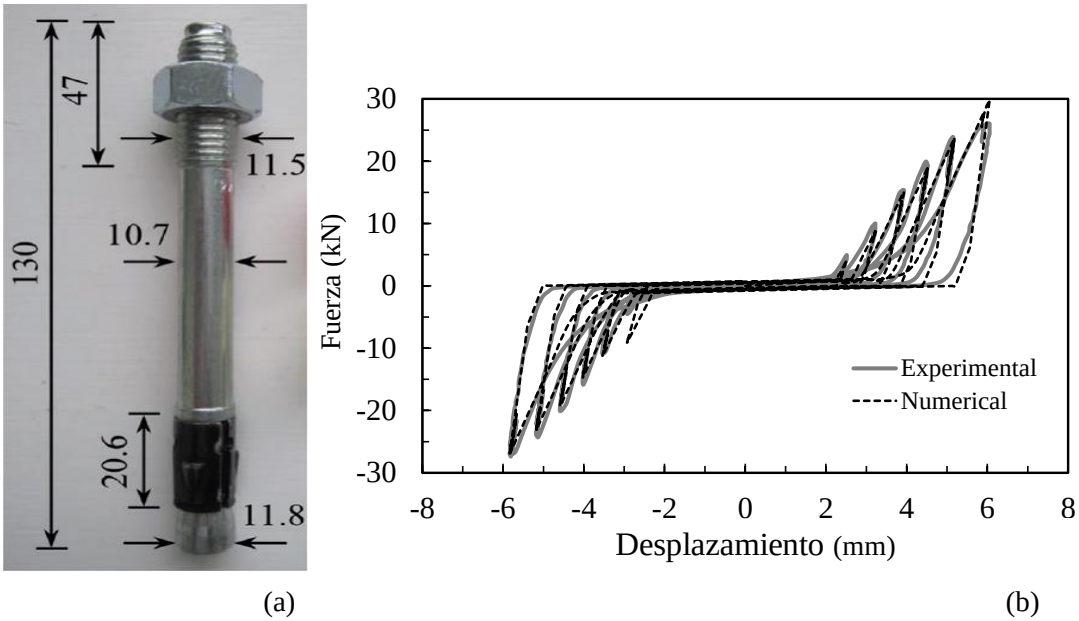


Figura 4.10 - Perno de expansión EM12 [10]: (a) dimensiones en milímetros; (b) comportamiento de histéresis

Perno tipo undercut de 10 (mm) de diámetro (UM10): Como segundo perno de anclaje, se utilizó el perno tipo undercut Hilti de 10 (mm) de diámetro. Este se denominó UM10. En la figura 4.11(a) se presenta una imagen descriptiva del anclaje y en la figura 4.11(b) se presenta el comportamiento experimental de histéresis a corte.

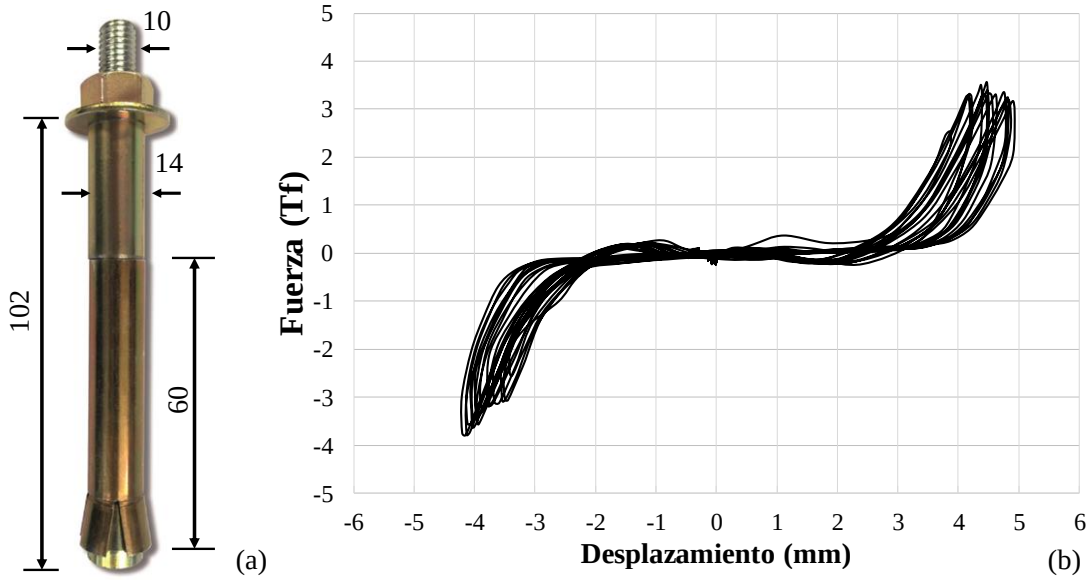


Figura 4.11 - Perno tipo undercut UM10 [17]: (a) imagen de perno tipo; (b) comportamiento de histéresis

Perno tipo tornillo de 10 (mm) de diámetro (SM10): Como tercer perno de anclaje, se utilizó un perno tipo tornillo de 10 (mm) de diámetro. El cual se denominó como SM10. En la figura 4.12(a) se presenta una imagen descriptiva del anclaje y en la figura 4.12(b) se presenta el comportamiento experimental de histéresis a corte.

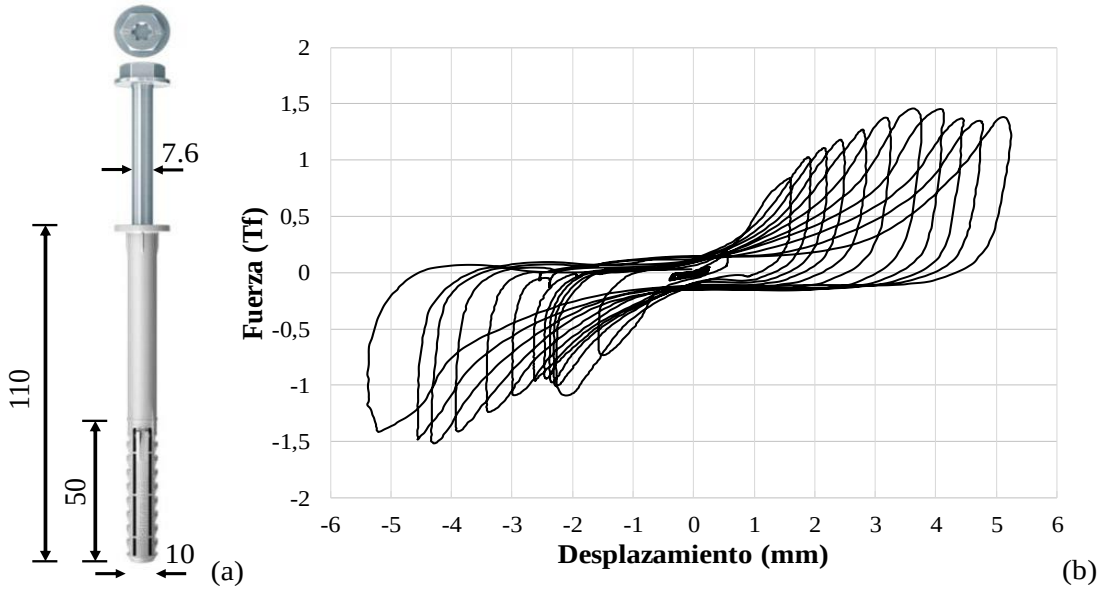


Figura 4.12 - Perno tipo tornillo SM10: (a) dimensiones en milímetros [32]; (b) comportamiento de histéresis [9]

En tabla 4.11, se presentan las resistencias nominales consideradas para cada anclaje.

Tabla 4.11 - Resistencias nominales a corte de anclajes EM12 [16], UM10 [17] y SM10 [32].

Perno	Resistencia (Tf)
EM12	2,36
UM10	9,09
SM10	1,31

4.5 Determinación de masa de NSC

El peso de los NSC que se anclaron en cada piso se determinó de tal forma que la fuerza de diseño sea igual a la resistencia nominal de los pernos, multiplicado por el factor de reducción de la resistencia correspondiente. Es decir, se calculan las masas de los NSC que imponen la condición de un diseño "óptimo", si se conecta mediante cada uno de los pernos considerados, y en cada piso.

La fuerza de diseño se determinó con dos códigos de diseño: (1) la Norma Chilena NCh433; y (2) la Norma Neozelandesa NZS1170.5. Para cada una de ellas se determinaron tres masas, una por cada perno de anclaje estudiado.

4.5.1 Masas según la Norma Chilena NCh433

La fuerza de diseño para el NSC según la norma NCh433, se obtiene desde la fórmula 4.5.1(1), presentada en la sección 4.3.1.

$$F = \mathrm{C_{NCh}}\, W_P \qquad 4.5.1(1)$$

Donde:

F = Fuerza de diseño del NSC

W_p = Peso del NSC

C_{NCh} = Coeficiente sísmico asociado a la norma, definido en la sección 4.3.1.

Por otra parte, se tiene que la fuerza de diseño debe ser igual a la resistencia nominal reducida:

$$F = F_n\, \phi \qquad 4.5.1(2)$$

Donde:

F_n = Fuerza nominal del perno

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, igual a 0,6 según ACI318-17.3.3 [33]

Reemplazando la ecuación 4.5.1(2) en 4.5.1(1) y despejando W_p, se tiene:

$$W_{NCh} = \frac{F_n\, \phi}{\mathrm{C_{NCh}}} \qquad 4.5.1(3)$$

En la tabla 4.11 se presenta la resistencia nominal de cada perno en estudio. Reemplazando los valores de resistencia nominal de cada perno en la ecuación 4.5.1(3), se obtiene el valor del peso adoptado para cada perno, por piso. Esto se presenta en la tabla 4.12.

Tabla 4.12 - Valores de peso adoptados para pernos EM12, UM10 y SM10

Piso	C_{NCh}	Peso EM12 (Tf)	Peso UM10 (Tf)	Peso SM10 (Tf)
1	3,91	0,36	1,39	0,2
2	4,15	0,34	1,31	0,19
3	3,98	0,36	1,37	0,2
4	3,75	0,38	1,45	0,21
5	3,48	0,41	1,57	0,23
6	3,2	0,44	1,7	0,25
7	2,93	0,48	1,86	0,27
8	2,67	0,53	2,04	0,3
9	2,38	0,6	2,3	0,33
10	2	0,71	2,73	0,39
11	1,48	0,95	3,68	0,53
12	0,96	1,47	5,68	0,82

4.5.2 Norma neozelandesa NZS1170.5

La fuerza de diseño para el NSC según la norma NZS1170.5, se obtiene desde la fórmula 4.5.2(1), presentada en la sección 4.3.2.

$$F = C_{NZS}\, W_P \qquad 4.5.2(1)$$

Donde:

F = Fuerza de diseño del NSC

W_p = Peso del NSC

C_{NZS} = Coeficiente sísmico asociado a la norma, definido en la sección 4.3.2

Por otra parte, se tiene que la fuerza de diseño debe ser igual a la resistencia nominal reducida (ecuación 4.5.1(2)). En este caso, sin embargo, según NZS3101:2006 [34] (apartado 2.3.2.2), el factor de reducción de la resistencia es $\phi = 0{,}75$.

Reemplazando la ecuación 4.5.2(2) en 4.5.2(1) y despejando W_p se tiene:

$$W_{NZS} = \frac{F_n\, \phi}{C_{NZS}} \qquad 4.5.2(3)$$

En la tabla 4.11 se presenta la resistencia nominal de cada perno en estudio. Reemplazando los valores de resistencia nominal de cada perno en la ecuación 4.5.1(3) y el factor de reducción que corresponda, se obtiene el valor del peso adoptado para cada perno, por piso. Esto se presenta en la tabla 4.13.

Tabla 4.13 - Valores de peso adoptados para pernos EM12, UM10 y SM10

Piso	C_{NZS}	Peso EM12 (Tf)	Peso UM10 (Tf)	Peso SM10 (Tf)
1	1,46	1,21	4,67	0,68
2	1,95	0,91	3,5	0,51
3	2,4	0,74	2,84	0,41
4	2,4	0,74	2,84	0,41
5	2,4	0,74	2,84	0,41
6	2,4	0,74	2,84	0,41
7	2,4	0,74	2,84	0,41
8	2,4	0,74	2,84	0,41
9	2,4	0,74	2,84	0,41
10	2,4	0,74	2,84	0,41
11	2,4	0,74	2,84	0,41
12	2,4	0,74	2,84	0,41

4.5.3 Comparación entre masas obtenidas

En la figura 4.13, se muestra una comparación entre las masas obtenidas según el código NCh433 (graficadas en línea continua) y las obtenidas según el código NZS1170.5 (graficadas en línea punteada) para cada anclaje. Se puede apreciar que para todos los pernos de anclaje, la masa obtenida según el código NZS1170.5 es mayor que la que fue obtenida según el código NCh433, en los pisos del 1 al 10 y menor en los pisos 11 y 12.

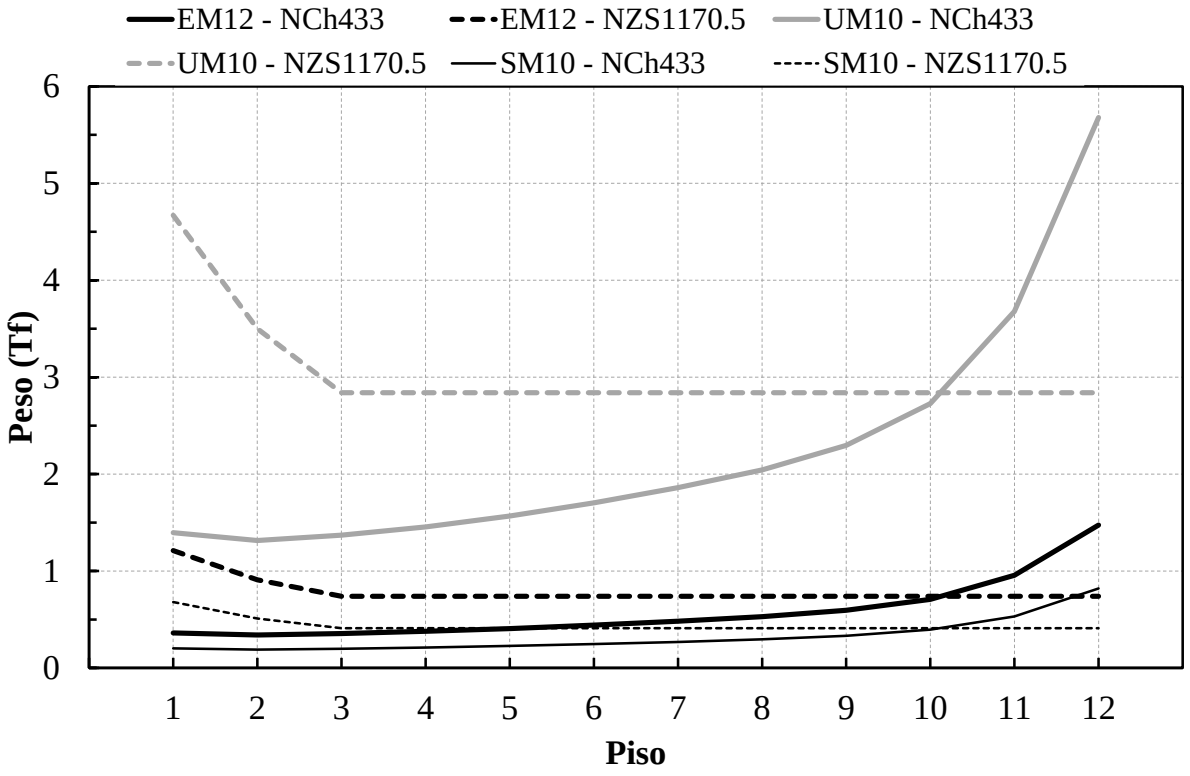


Figura 4.13 - Comparación entre masas obtenidas según NCh433 y NZS1170.5 para los anclajes EM12, UM10 y SM10

4.6 Modelo de análisis no-lineal

Para estudiar el comportamiento real que se produce en la interacción entre Estructura-Anclaje-NSC (Pürgstaller et al. (2020) [12]), se realizó un análisis dinámico no-lineal (NLDA) plano (2D). Se ocupó el modelo de análisis de un edificio de hormigón armado de 12 pisos [13], desarrollado en el software Ruaumoko2D [14]. Este modelo se equipó con NSC a nivel de piso, simulando un anclaje en la losa, como se muestra en la figura 4.14(a). El tamaño (masa) del NSC anclado, se determinó según la sección 4.5.

Para modelar la histéresis que se produce en la conexión (ver figura 4.14(b)), se utilizó la regla de histéresis "Fastener Rule" (FR) [10] calibrada para los pernos de anclaje estudiados, denominados como: EM12, UM10 y SM10.

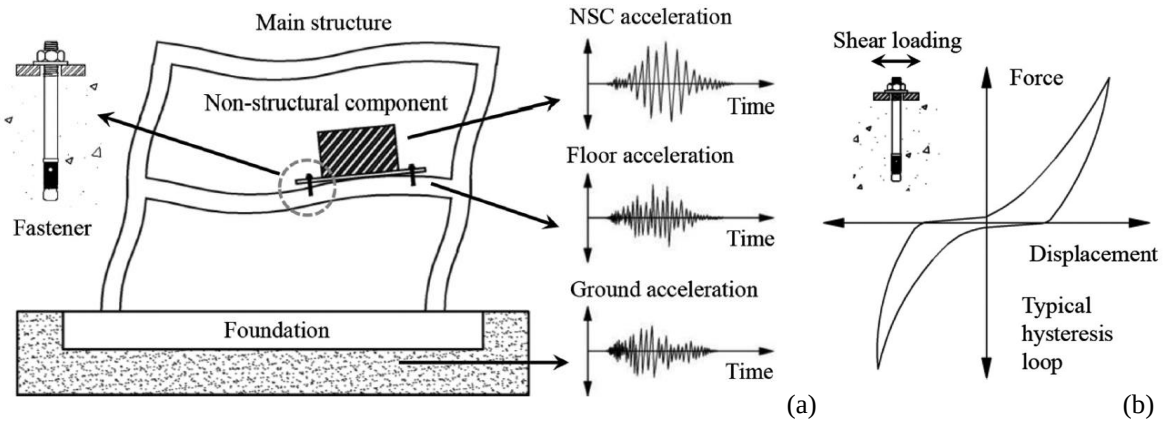


Figura 4.14 - (a) Esquema de un NSC anclado a la losa de un edificio sometido a un movimiento sísmico [18]; (b) Esquema de la histéresis de corte del perno de anclaje inserto en el hormigón [18].

En las próximas secciones se describe: (1) el modelo del edificio de hormigón armado; (2) la modelación del anclaje a través de la de regla de histéresis FR, el proceso de calibración esta, además de los parámetros finales obtenidos para cada anclaje; y (3) los registros sísmicos ocupados como input para el análisis.

4.6.1 Edificio de 12 pisos de Hormigón Armado

El modelo ocupado (Fig. 4.15) analiza la estructura de 12 piso en la dirección Y, como se indica la figura 4.2. Se consideran solamente los ejes estructurales del 1 al 4, debido a la simetría que tiene la estructura, vista en planta.

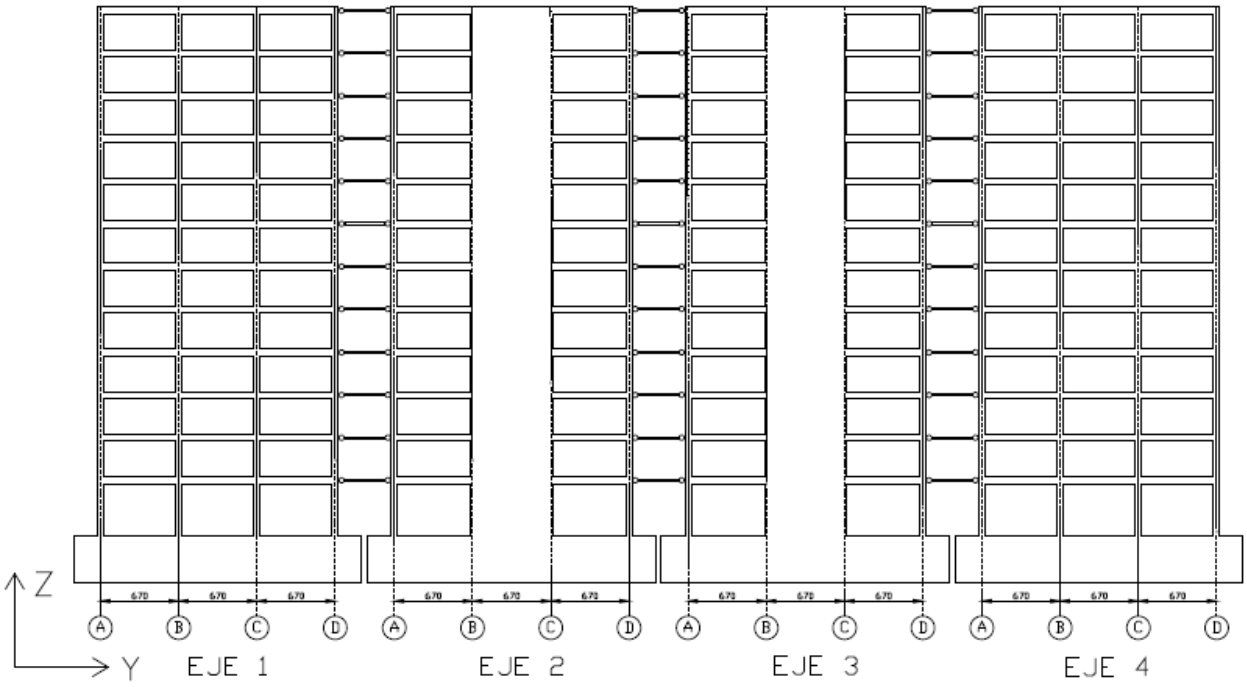


Figura 4.15 - Modelo de análisis (Tomada de [13])

Todos los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) se modelan como elementos de plasticidad concentrada tipo “Giberson Beam” [35]. La rótulas plásticas de las vigas, se modelan con la regla de histéresis Takeda [36]. Las columnas y los muros se modelan incluyendo la interacción entre el momento y la carga axial [14]. La zona panel en las uniones viga-columna, por su parte, se modela con cachos rígidos. Una descripción más detallada del modelo se encuentra en la referencia [13].

A nivel de cada diafragma del modelo, se agregó un NSC, modelado como un nodo ubicado al costado derecho de cada piso, como se muestra en la figura 4.16. A este nodo se le asignó la masa correspondiente al NSC, y se conectó a la estructura mediante un elemento tipo resorte, implementado con la regla de histéresis FR. Por último, los grados de libertad del nodo se restringieron de manera que sólo existe desplazamiento en la dirección paralela a la orientación del resorte (eje horizontal).

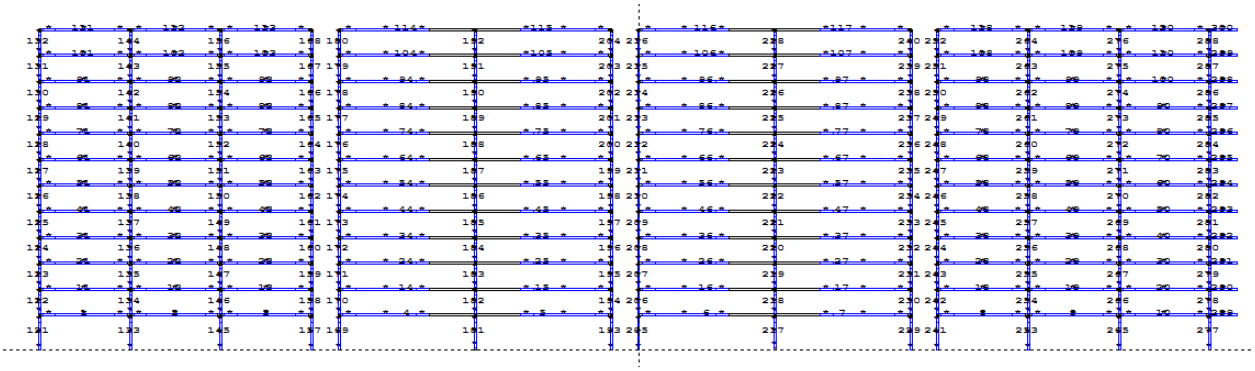


Figura 4.16 - Modelo de análisis en Ruaumoko2D, con NSC agregados por el costado derecho

4.6.2 Anclaje

Para modelar la histéresis que se produce en la conexión del sistema SFN [12], se utilizó la regla de histéresis "Fastener Rule" (FR) [10]. Esta fue calibrada para los pernos de anclaje estudiados, exceptuando el perno de expansión EM12, dado que ya existe una calibración para este, utilizada en el desarrollo del modelo de histéresis [10]. En esta sección se describe: (1) la definición de la regla de histéresis FR; (2) el proceso de calibración de los pernos de anclaje estudiados; y (3) los resultados finales de la calibración para cada perno.

4.6.2.1 Definición de regla de histéresis

En la figura 4.17, se presenta la forma típica de la regla de histéresis FR, y se identifican los parámetros que la definen.

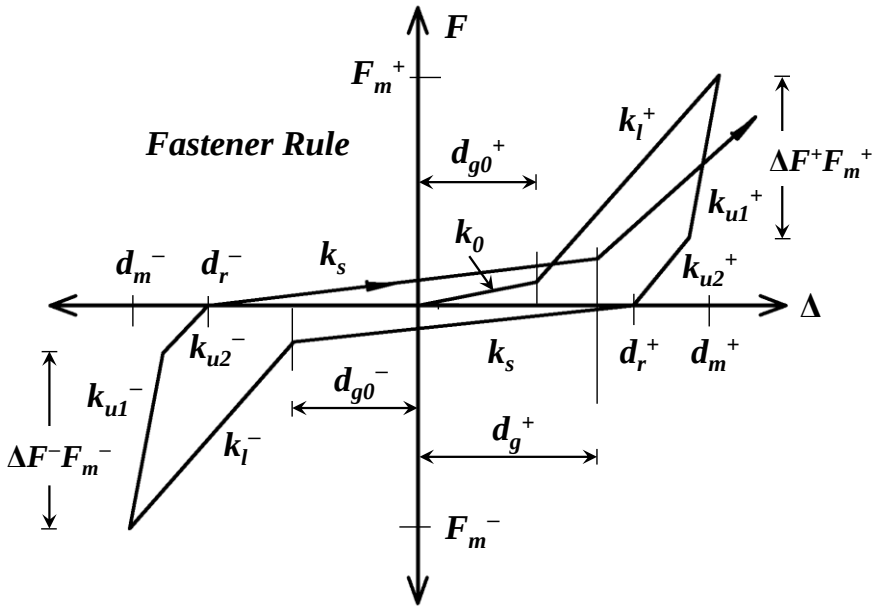


Figura 4.17 - Forma típica de la regla de histéresis "Fastener Rule" (FR) [10]

Dichos parámetros son:

k_0 = Rigidez inicial.

d_{g0}^+ = Distancia entre la posición inicial del anclaje, y el borde de hormigón en la dirección positiva (Fig. 4.18(c)) para una posición inicial centrada ideal.

d_{g0}^- = Distancia entre la posición inicial del anclaje, y el borde de hormigón en la dirección negativa.

d_m^+ = Desplazamiento máximo en la dirección positiva.

d_m^- = Desplazamiento máximo en la dirección negativa.

k_l = Segunda rigidez de carga, desde el desplazamiento d_{g0}^+ o d_{g0}^-, hasta el desplazamiento máximo d_m^+ o d_m^-, según corresponda.

F_m^+ = Fuerza asociada al desplazamiento máximo en la dirección positiva.

F_m^- = Fuerza asociada al desplazamiento máximo en la dirección negativa.

k_{u1} = Primera rigidez de descarga, desde el desplazamiento máximo (d_m^+ o dm-), hasta el punto donde la Fuerza se reduce por un valor de $\Delta F \cdot Fm+$ o $\Delta F \cdot Fm-$, según corresponda.

k_{u2} = Segunda rigidez de descarga, que va desde el punto donde la fuerza se reduce por un valor de $\Delta F = F_m^+$ o $\Delta F = F_m^-$, hasta donde se iguala a 0.

ΔF = Factor que define el cambio entre las rigideces de descarga Ku1 y Ku2, como una fracción de la fuerza asociada al desplazamiento máximo.

K_s = Rigidez asociada a la zona de deslizamiento ("*slip region*" en inglés)

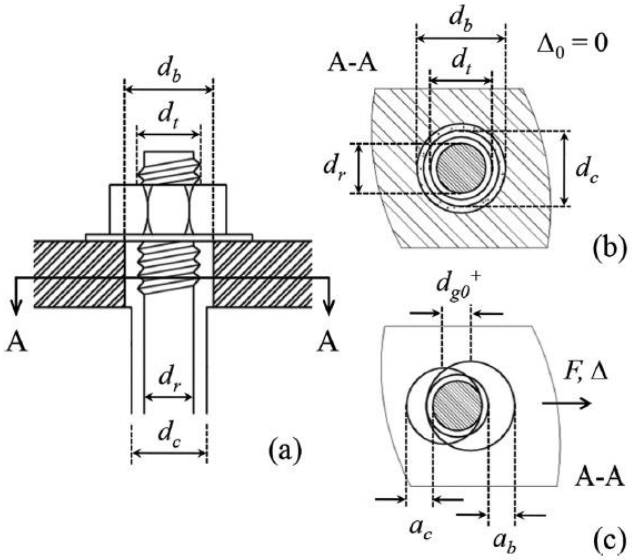


Figura 4.18 - Detalle de holguras de la placa base y el agujero en el hormigón: (a) posicionamiento de conexión de anclaje ideal, vista de perfil; (b) corte seccional A-A, en posición ideal; y (c) corte seccional A-A, en posición desplazada [10].

A su vez, las rigideces mencionadas y los desplazamientos de la zona de desplazamiento de los siguientes ciclos, se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$k_l = \beta_1 \, K_0 \left(\frac{d_m^+}{d_{g0}^+}\right)^{\alpha_1} \qquad 4.6.2(1)$$

$$k_{u1} = \beta_2 \, K_0 \left(\frac{d_m^+}{d_{g0}^+}\right)^{\alpha_2} \qquad 4.6.2(2)$$

$$k_{u2} = \beta_3 \, K_0 \left(\frac{d_m^+}{d_{g0}^+}\right)^{\alpha_3} \qquad 4.6.2(3)$$

$$k_s = \gamma \, K_0 \qquad 4.6.2(4)$$

$$d_g^+ = d_{g0}^+ \left(1 + \beta_4 \left(\frac{d_m^+}{d_{g0}^+}\right)^{\alpha_4}\right) \qquad 4.6.2(5)$$

$$d_g^- = d_{g0}^- \left(1 + \beta_5 \left(\frac{d_m^+}{d_{g0}^-}\right)^{\alpha_5}\right) \qquad 4.6.2(6)$$

Donde:

β_1 = Factor asociado a la rigidez de carga Kl.

β_2 = Factor asociado a la primera rigidez de descarga Ku1.

β_3 = Factor asociado a la segunda rigidez de descarga Ku2.

β_4 = Factor asociado a la degradación del *gap* en la dirección positiva.

β_5 = Factor asociado a la degradación del *gap* en la dirección negativa.

α_1 = Factor exponencial asociado a la rigidez de carga Kl.

α_2 = Factor exponencial asociado a la primera rigidez de descarga Ku1.

α_3 = Factor exponencial asociado a la segunda rigidez de descarga Ku2.

α_4 = Factor exponencial asociado a la degradación del *gap* en la dirección positiva.

α_5 = Factor exponencial asociado a la degradación del *gap* en la dirección negativa.

γ = Factor que define la rigidez K_s en función de la rigidez inicial K_0.

Finalmente, para describir completamente la curva de histéresis para un anclaje dado, se deben calibrar 15 parámetros, específicamente: k_0, γ, d_{g0}^{+}, d_{g0}^{-}, ΔF, α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, β_1, β_2, β_3, β_4 y β_5.

4.6.2.2 Proceso de calibración

El procedimiento de calibración de la regla de histéresis, para un anclaje dado, se lleva a cabo de la siguiente manera:

1) Se reúnen datos experimentales de ensayos cíclicos a corte
2) Se obtiene la historia de desplazamiento de la curva de histéresis experimental.
3) Se crea el modelo de un sistema de un grado de libertad en Ruaumoko2D [14], que consiste en dos nodos unidos por un elemento tipo “spring”. A este último se le asigna la regla de histéresis FR.
4) Con la historia de desplazamiento mencionada en (2), se crea un archivo de input y este se ingresa al modelo.
5) Se corre el modelo con valores iniciales para los parámetros de calibración.
6) Se obtiene la histéresis modelada que entrega el modelo y se compara con la histéresis del ensayo experimental. Se consideran los loops iniciales y los valores de fuerza máxima alcanzados.
7) Si ambas curvas coinciden, se da por finalizada la calibración. Si no, se avanza al punto (8).
8) Cambiar los parámetros de calibración.
9) Volver a correr el modelo e ir al punto (7).

4.6.2.3 Resultados de calibración finales

En esta sección se presentan, para los pernos de anclaje estudiados, los parámetros finales para FR obtenidos con la calibración, y la comparación final entre la curva de histéresis experimental y la curva numérica obtenida con el modelo.

En la figura 4.19, se hace una comparativa entre la curva de histéresis experimental y la curva modelada para el perno de anclaje tipo undercut de 10 mm de diámetro (UM10).

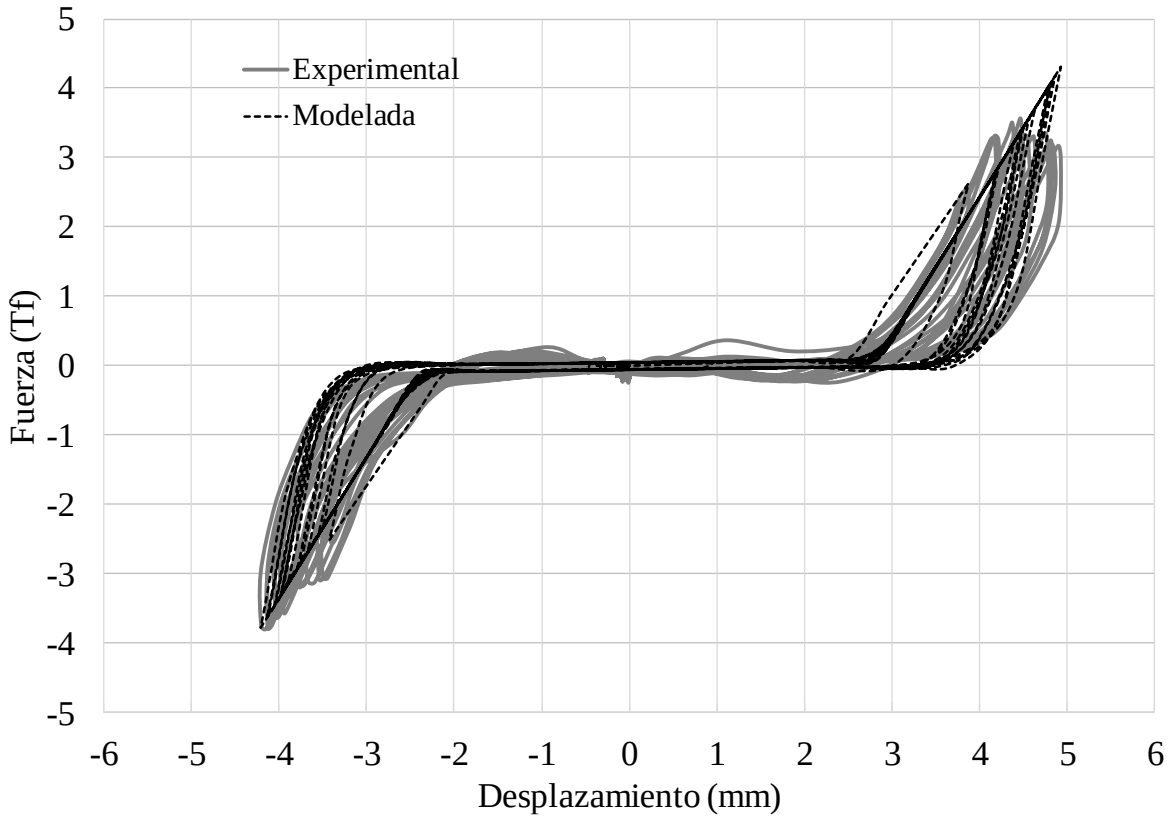


Figura 4.19 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje UM10

En la figura 4.20, se hace una comparativa entre la curva de histéresis experimental y la curva modelada, para el perno de anclaje de tipo tornillo de 10 mm de diámetro (SM10).

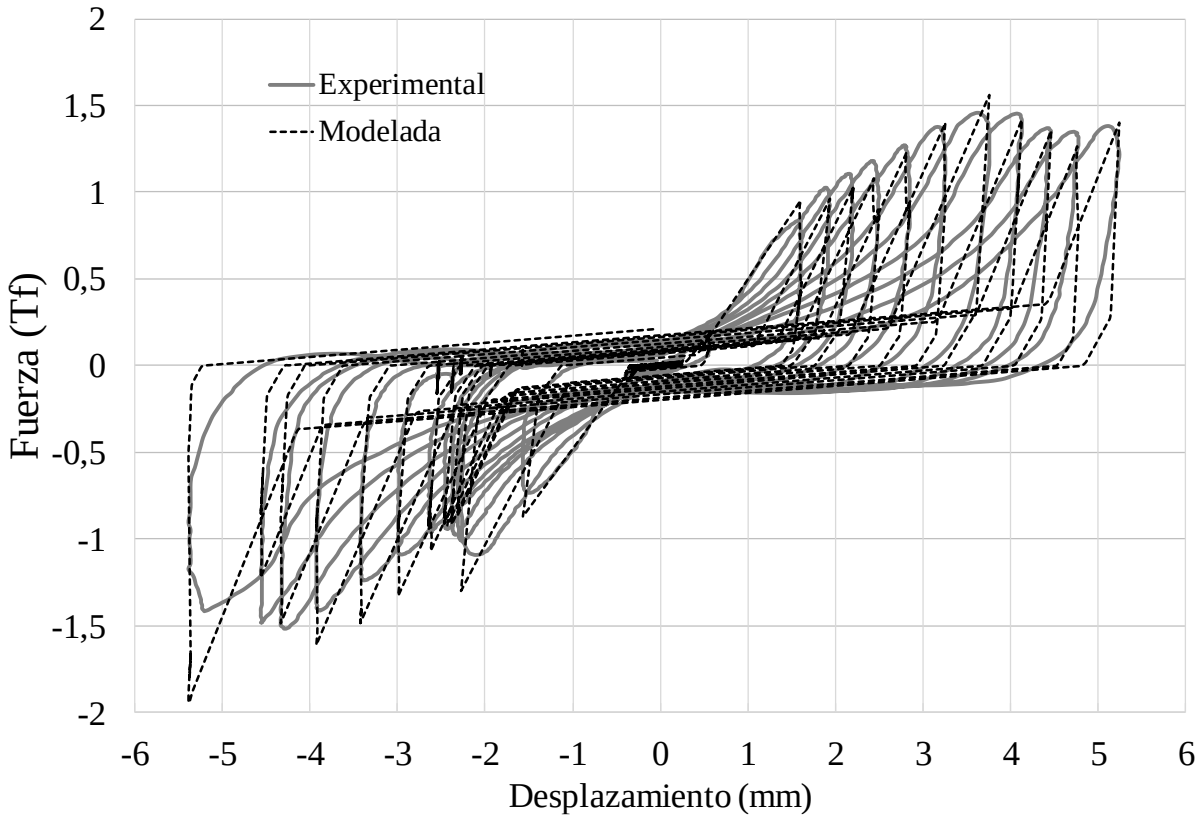


Figura 4.20 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje SM10.

Para el perno de expansión EM12, ya se contaba con una calibración previa como se había dicho anteriormente, la cual fue realizada en [10]. En la figura 4.21, se muestra una comparativa entre la curva experimental y la curva modelada, obtenida de [10].

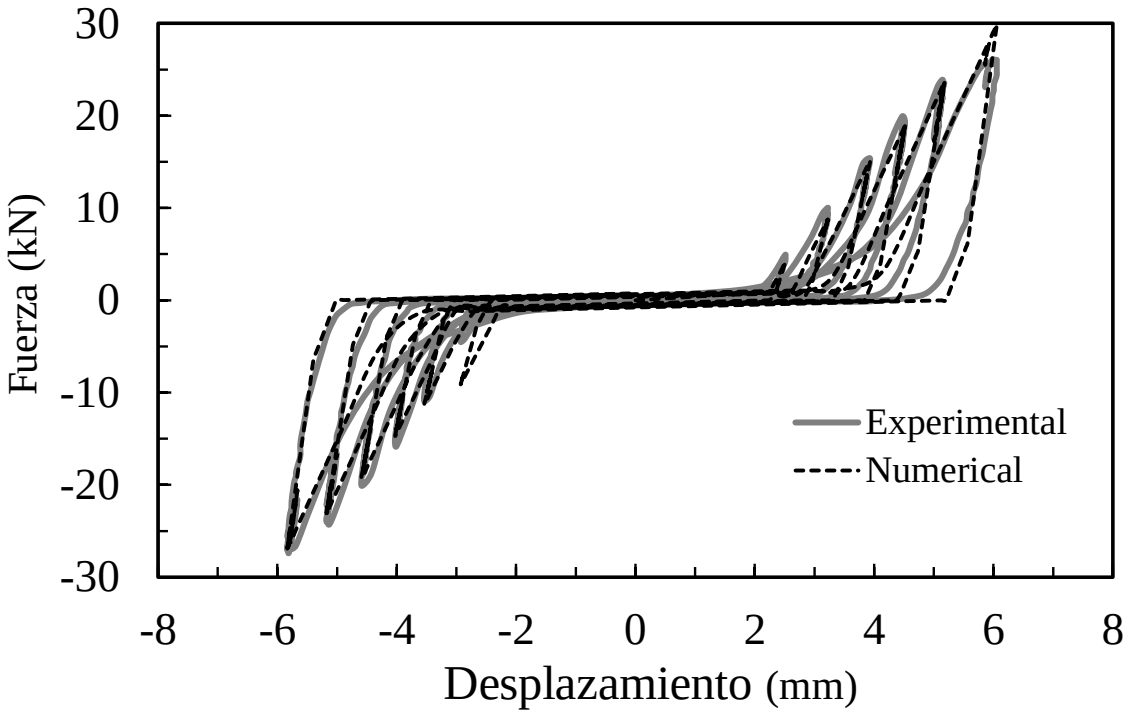


Figura 4.21 - Comparación entre curva de histéresis experimental y curva modelada, para el anclaje EM12

En la tabla 4.14, se presentan los parámetros finales obtenidos de la calibración, para cada perno de anclaje.

Tabla 4.14 – Parámetros finales de calibración para los anclajes UM10, SM10 y EM12

Anclaje	k_0 (kN)	γ	d_{g0}^+ (mm)	d_{g0}^- (mm)	ΔF	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	$\alpha 4$	$\alpha 5$	$\beta 1$	$\beta 2$	$\beta 3$	$\beta 4$	$\beta 5$
EM12	0,4	0,38	2,2	-2,2	0,8	0,15	1	0,5	1	1	30,5	80	25	0,1	0,1
UM10	0,4	0,375	2,5	-2,1	0,8	0,15	1	0,5	0,5	0,5	45	80	25	0,1	0,1
SM10	0,6	0,67	0,25	-0,25	0,8	-0,5	0,9	0,25	1,5	1,5	10	12	7	0,2	0,1

4.6.3 Registros sísmicos

La estructura se sometió a 10 registros sísmicos, registrados en Chile y el extranjero. Ocho de ellos fueron obtenidos de [37] y dos de [13]. Estos registros no se ajustaron a ningún tipo de escala, ya que se pretende que representen diferentes escenarios a los que puede estar sujeta la estructura. En la Tabla 4.17, se muestra una descripción detallada de cada registro. Se presenta: la aceleración máxima (PGA), la velocidad máxima (PGV), la duración significativa (D_s) [38] y la Intensidad de Arias (IA). La duración significativa (D) se calcula como el tiempo que transcurre desde que se alcanza un 5% de la Intensidad de Arias, hasta que se llega al 95% de la misma. Es un valor que busca representar la duración del movimiento fuerte del sismo.

En la figura 4.22 se presentan los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento de los registro sísmicos, así como también los espectros de diseño de los códigos NCh433 y NZS1170.5. En ambos códigos se consideró suelo tipo C y una aceleración máxima de suelo (PGA) de 0,4 g. Tanto el factor de importancia I del código NCh433, como el factor asociado a la cercanía del lugar a fallas conocidas N(T, D) y el factor asociado a la probabilidad de excedencia de la demanda sísmica considerada R_u del código NZS1170.5, se consideraron iguales a 1. Los espectros de diseño no fueron reducidos ni por el factor R^* en el caso del código NCh433, ni por el factor k_u en el caso del código NZS1170.5. En las figuras 4.23 a 4.32 se grafica cada registro sísmico en el tiempo.

Tabla 4.15 - Información sobre los registros sísmicos ocupados

ID	Sismo	Estación	Componente	PGA (g)	PGV (m/s)	D_s (s)	AI (m/s)
EQ1	Christchurch 2011 Nueva Zelanda	Christchurch Botanic Gardens (CBGS)	H1	0,53	0,63	10,0	2,7
EQ2	Christchurch 2011 Nueva Zelanda	Christchurch City Council (CCCC)	H1	0,36	0,66	10,6	2,4
EQ3	Christchurch 2011 Nueva Zelanda	Christchurch Hospital (CHHC)	H2	0,71	0,87	9,0	3,6
EQ4	Christchurch 2011 Nueva Zelanda	Christchurch Resthaven (REHS)	H1	0,48	0,71	11,3	2,7
EQ5	Maule 2010 Chile	Concepción Centro (CCC)	NS	0,47	0,73	58,6	10,7
EQ6	Viña del Mar 2010 Chile	Viña del Mar Marga Marga (VMM)	EW	0,34	0,46	32,28	4,32
EQ7	Michoacán 1985 México	Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT)	EW	0,17	0,6	27,54	2,33
EQ8	Kobe 1995 Japón	Japan Meteorological Center (JMA)	N00E	0,84	0,92	8,34	8,44
EQ9	Maule 2010 Chile	Concepción Centro (CCC)	EW	0,34	0,57	60,9	5,96
EQ10	Valparaíso 1985 Chile	Viña del Mar Marga Marga (VMM)	NS	0,36	0,36	45,08	5,46

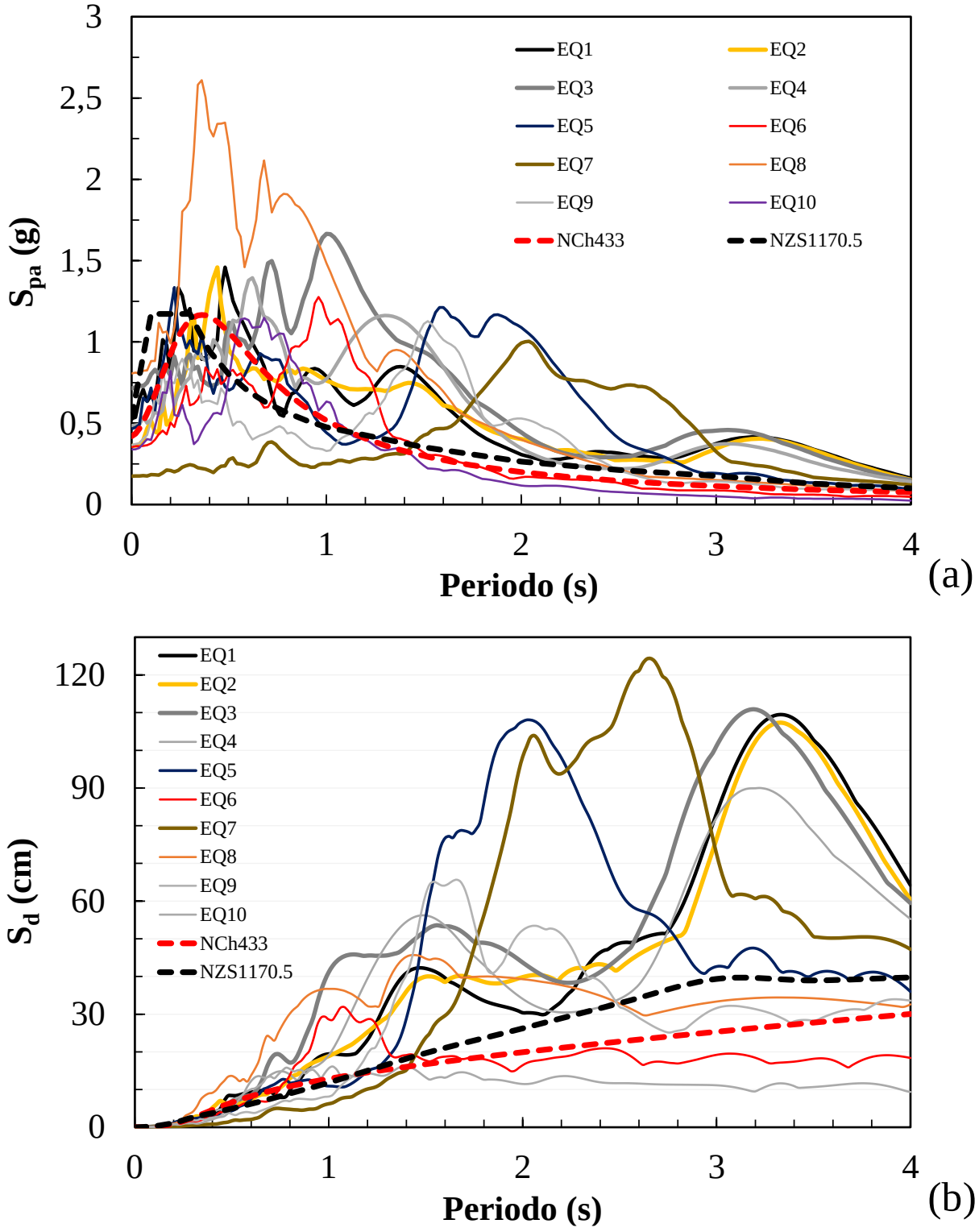


Figura 4.22 – Espectros de respuesta de registros sísmicos y espectros de diseño de códigos NCh433 y NZS1170.5: (a) Espectros de aceleración; (b) Espectros de desplazamiento.

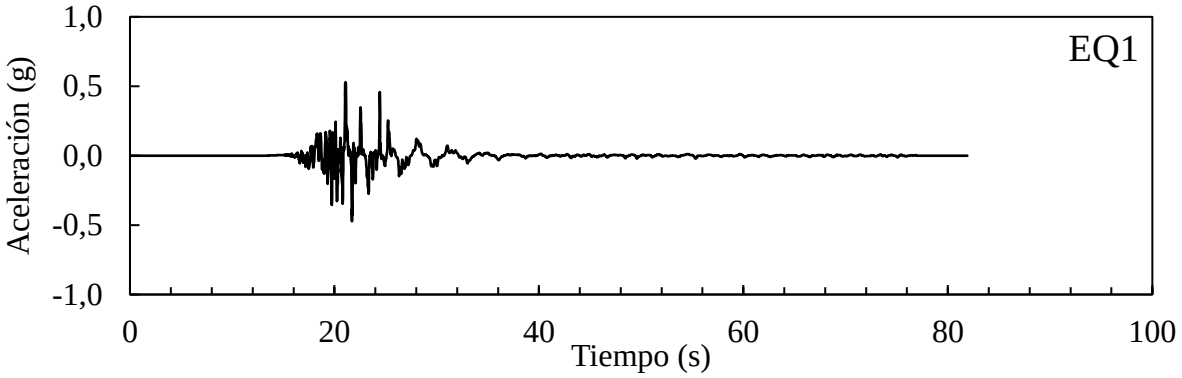


Figura 4.23 - Registro sísmico EQ1 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda

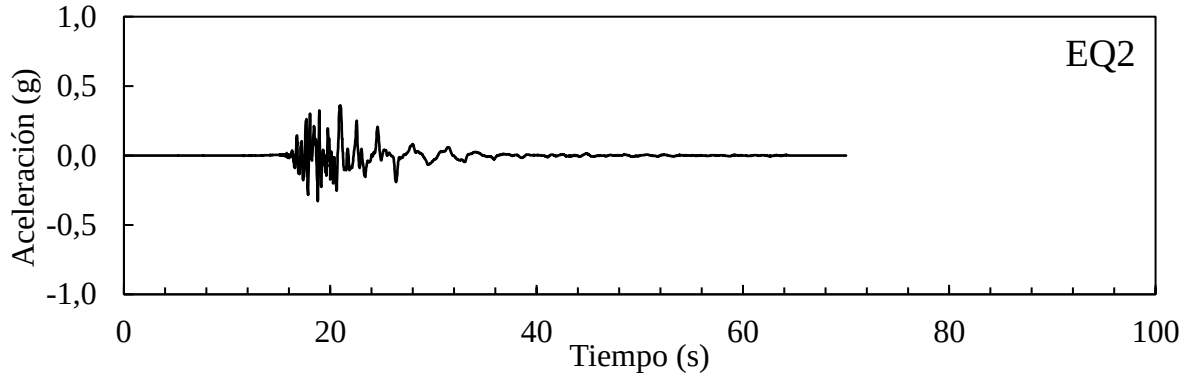


Figura 4.24 - Registro sísmico EQ2 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda

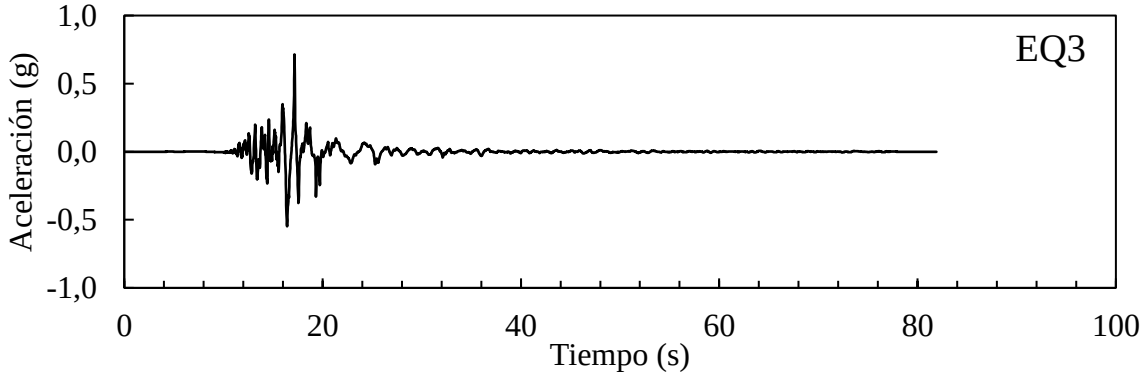


Figura 4.25 - Registro sísmico EQ3 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda

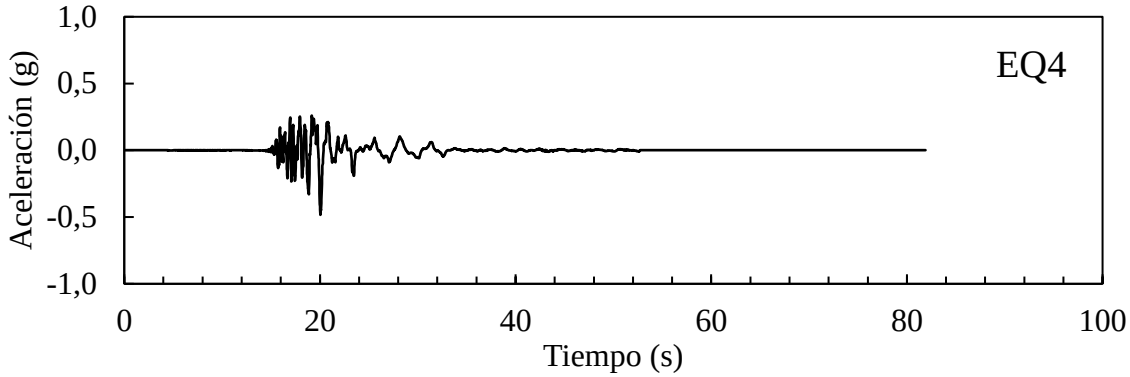


Figura 4.26 - Registro sísmico EQ4 - Christchurch 2011 Nueva Zelanda

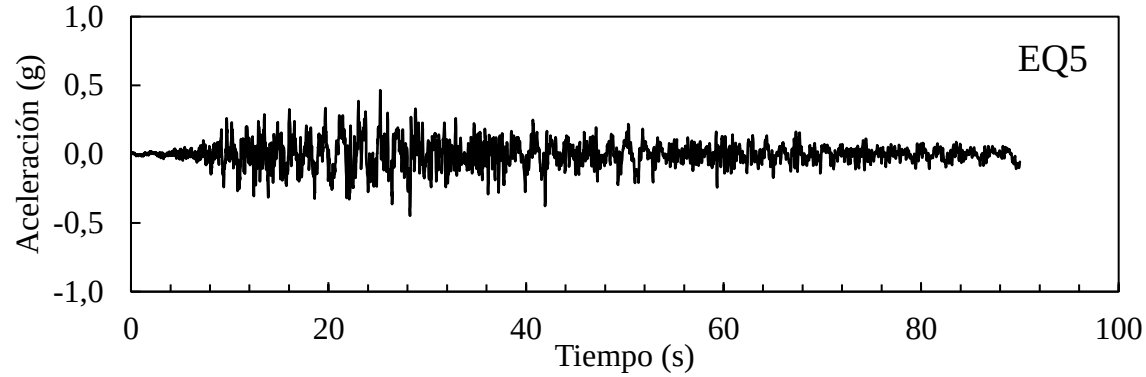


Figura 4.27 - Registro sísmico EQ5 - Maule 2010 Chile

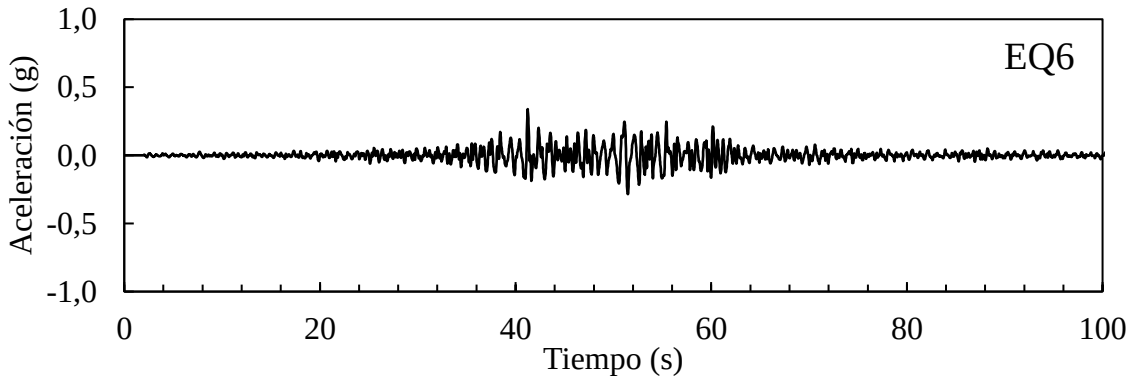


Figura 4.28 - Registro sísmico EQ6 - Viña del Mar 2010 Chile

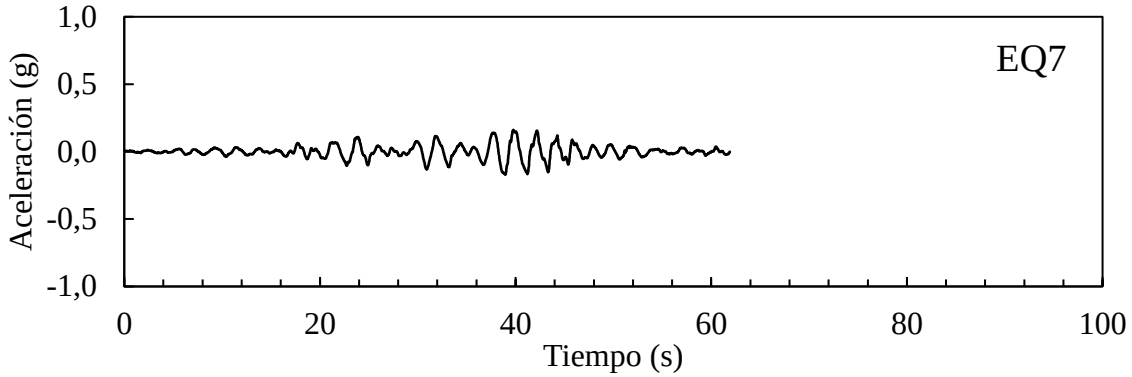


Figura 4.29 - Registro sísmico EQ7 - Michoacán 1985 México

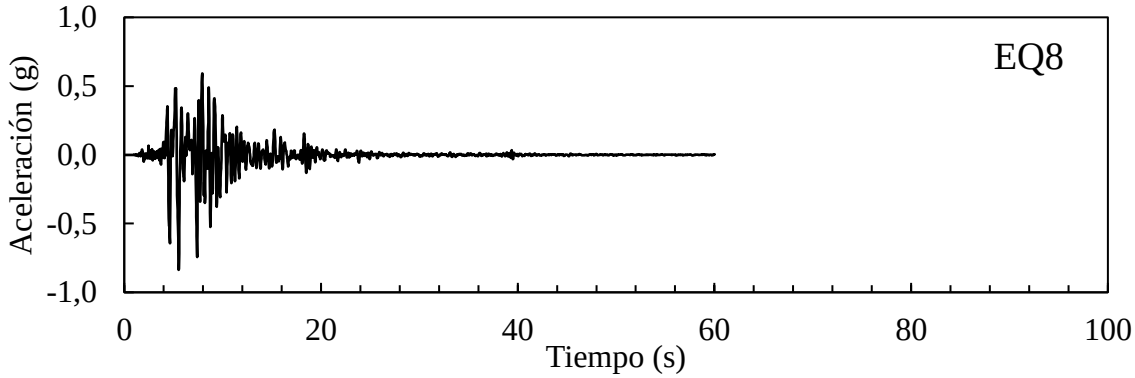


Figura 4.30 - Registro sísmico EQ8 - Kobe 1995 Japón

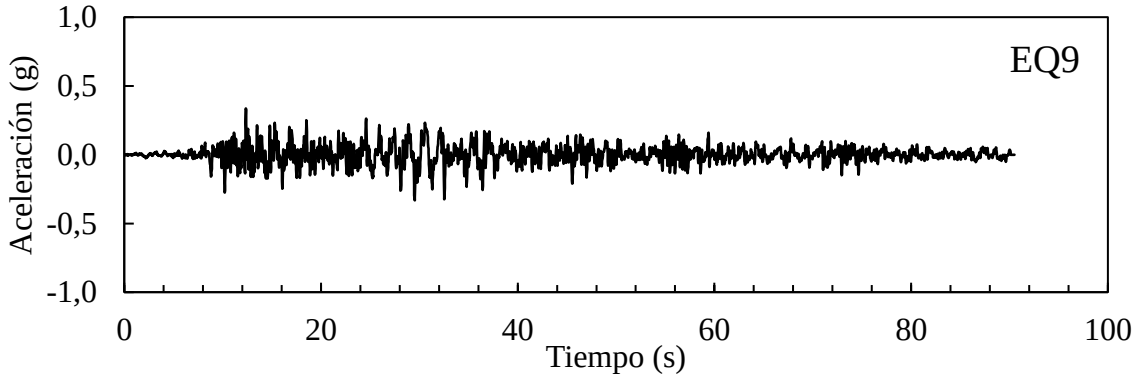


Figura 4.31 - Registro sísmico EQ9 - Maule 2010 Chile

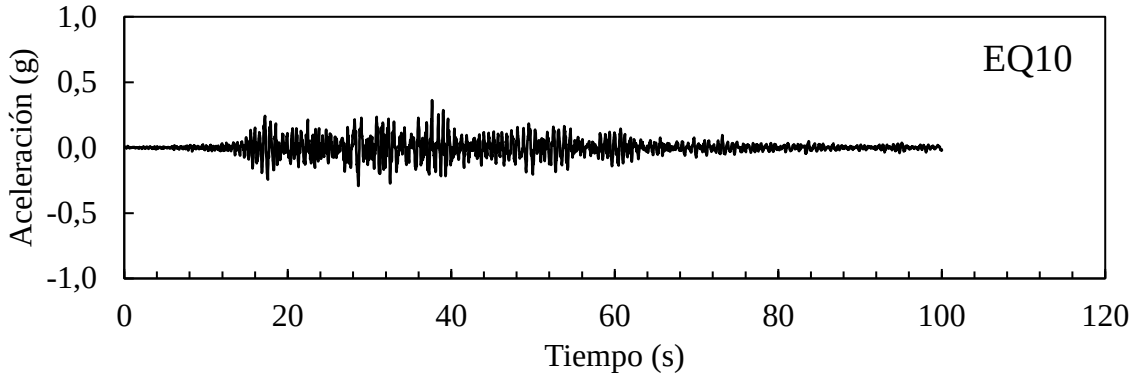


Figura 4.32 - Registro sísmico EQ10 - Valparaíso

CAPÍTULO V: Resultados y Discusión

5.1 Introducción

En este capítulo, se presentan los resultados obtenidos con los análisis dinámicos no-lineales (NLDA), utilizando el modelo de análisis y los registros descritos en el capítulo anterior, y se discuten sus aspectos más destacados. Los resultados se presentan en términos de los cuatro coeficientes (o números adimensionales) descritos a continuación:

1) Coeficiente sísmico de cada NSC, $C_{NSC,}$ calculado como la aceleración máxima obtenida en el NSC, dividida por g (ecuación 5.1(1)).

$$C_{NSC} = \frac{a_{NSC}^{max}}{g} \qquad 5.1(1)$$

2) Coeficiente sísmico de piso $C_{F,}$ calculado como la aceleración máxima de piso dividida por g, para un piso dado (ecuación 5.1(2)).

$$C_F = \frac{a_{Piso}^{max}}{g} \qquad 5.1(2)$$

3) Factor de amplificación dinámica del NSC, Ω_{NSC}, que se define como la razón entre la aceleración del NSC y la aceleración de piso (ecuación 5.1(3)):

$$\Omega_{NSC} = \frac{a_{NSC}^{max}}{a_{Piso}^{max}} \qquad 5.1(3)$$

4) Factor de demanda/resistencia del anclaje, D_A, definido como la razón entre la fuerza máxima alcanzada en el anclaje, dividida por su resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de la resistencia apropiado (ecuación 5.1(4)). Este coeficiente evalúa directamente el desempeño del anclaje, y si toma valores mayores a 1.0, se considera que se alcanza la falla nominal del elemento.

$$D_A = \frac{F_{NSC}^{max}}{F_n\,\phi} \qquad 5.1(4)$$

5.1.1 Comentario general sobre códigos de diseño

Para cada código de diseño, se obtuvo el coeficiente sísmico asociado (Ver sección 4.3). Este se definió como la fuerza de diseño dividida por el peso del NSC. En la figura 5.1, se grafican los coeficientes sísmicos de cada norma, en función del piso.

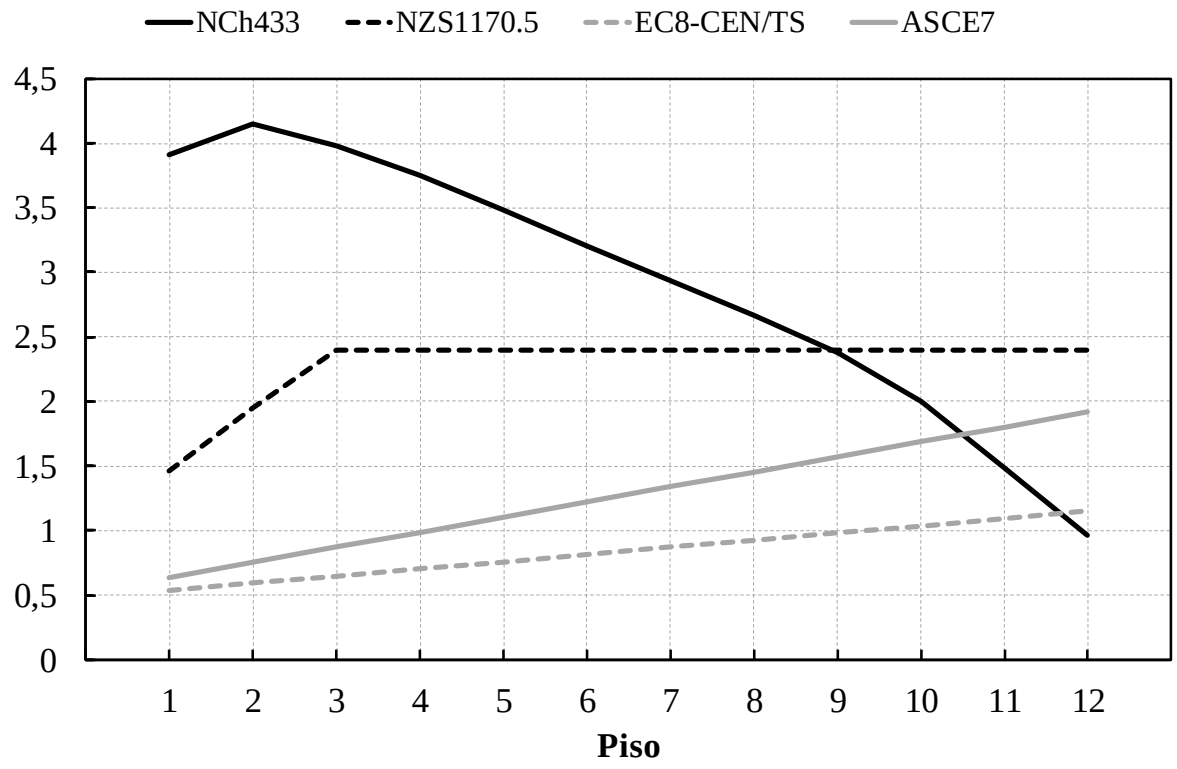


Figura 5.1 – Coeficientes sísmicos de cada código de diseño.

Como se puede apreciar en la figura 5.1, para la mayoría de los códigos de diseño, el coeficiente sísmico va aumentando (o se mantiene) a medida que se va subiendo en la altura del edificio. Esto ocurre en todos los códigos excepto en el código NCh433, donde el coeficiente sísmico disminuye en función de la altura, a contar del 2° piso. Esto sucede porque en esta norma el coeficiente sísmico está formulado en función del corte sísmico que recibe el piso. Generalmente, se tiene que el corte sísmico disminuye a medida que aumenta la altura (como se da en este caso), lo que ocasiona que el coeficiente sísmico también disminuya. A pesar de que se utilizaron los parámetros más conservadores establecidos por este código en el diseño, debido a este efecto, en los pisos superiores (9 al 12) el coeficiente sísmico disminuye hasta tomar el menor valor entre los cinco códigos revisados.

5.2 Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para los cuatro coeficientes mencionados anteriormente: C_{NSC}, C_F, Ω_{NSC} y D_A.

Para el registro EQ5, considerando el anclaje SM10 con la masa asignada según NCh433, se observaron resultados inusualmente altos en el último piso. Dada la magnitud de estos valores y considerando la forma de la histéresis obtenida en este piso, se descartaron estos valores, atribuyéndolos a inexactitudes del modelo de análisis.

5.2.1 Coeficiente sísmico del NSC, C_{NSC}

En esta sección, se comparan los valores del coeficiente C_{NSC} obtenidos con los NLDA con los coeficientes sísmicos prescritos por los cinco códigos de diseño. Por cada registro sísmico utilizado, se presentan dos gráficos, uno para la masa seleccionada con el código NCh433 y otro para la masa seleccionada con el código NZS1170.5. Al final, se presenta un resumen con los resultados obtenidos para cada código de diseño.

La figura 5.2 presenta los resultados obtenidos para el registro EQ1. En esta se puede apreciar que en la mayoría de los pisos, los mayores coeficientes se obtuvieron con los anclajes EM12 y UM10, especialmente para las masas seleccionadas con la norma NCh433. Para todo anclaje, y en especialmente para EM12 y UM10, se obtienen mayores coeficientes sísmicos en los pisos intermedios y en el último piso que en el resto. En ella también se aprecia que el anclaje SM10 arroja los valores más pequeños de C_{NSC} en prácticamente todos los casos.

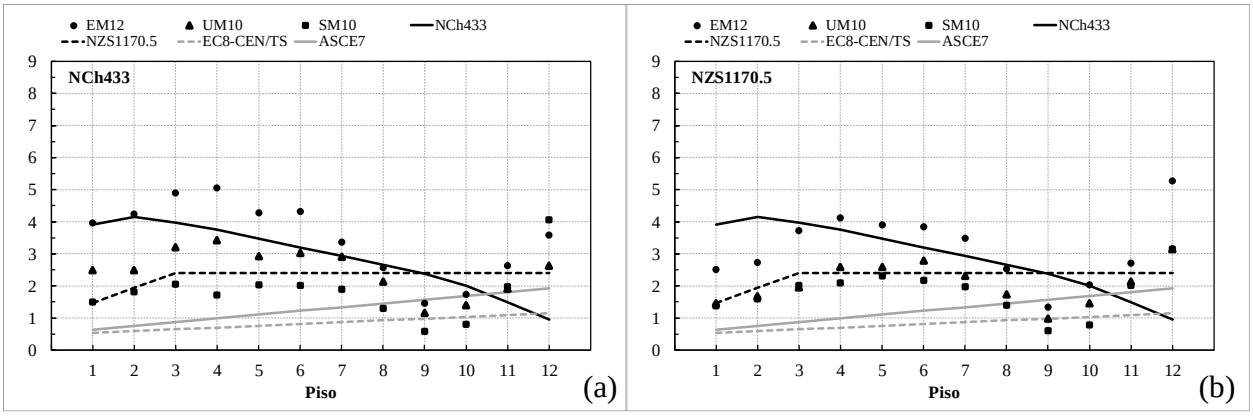


Figura 5.2 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.3 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ2. Al igual que en el caso anterior, en esta se observan mayores valores de C_{NSC} en los pisos intermedios y último piso, para los anclajes EM12 y UM10. Los valores más pequeños también se obtuvieron para el anclaje SM10.

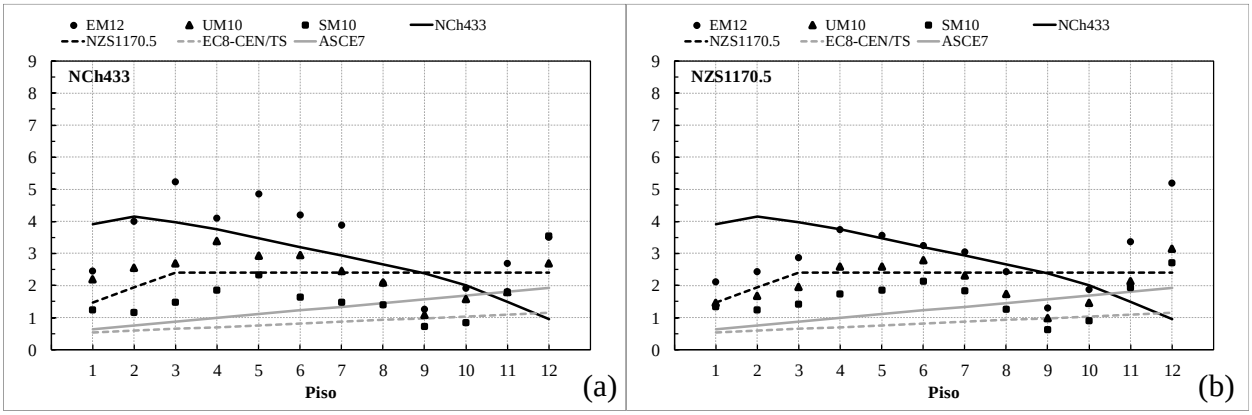


Figura 5.3 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.4 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ3. En esta se observa que en la mayoría de los casos, los factores C_{NSC} son menores que los coeficientes sísmicos de los códigos. También se aprecia en ella que en todos los casos se obtienen valores menores a 4, salvo por el anclaje EM12 cuya masa fue seleccionada según NCh433, que alcanza 5,8 en el piso 3.

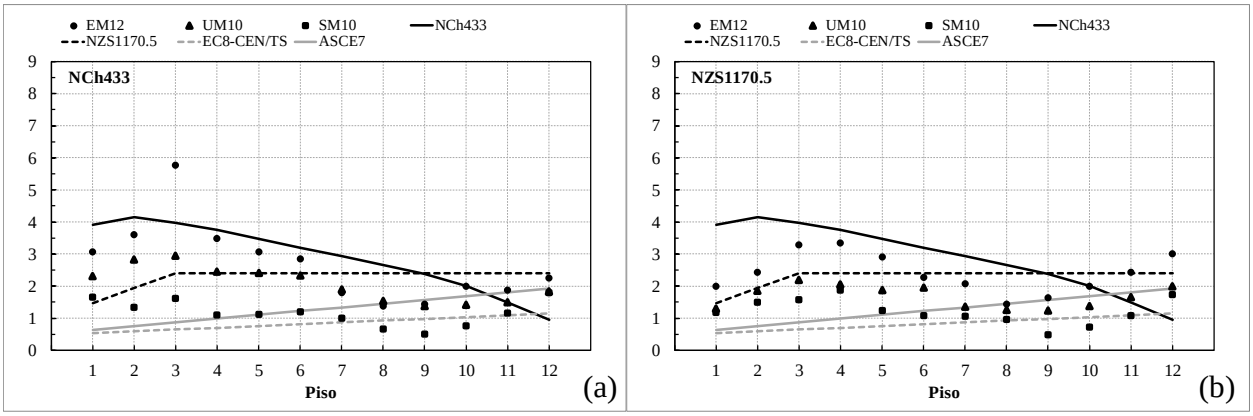


Figura 5.4 – Coeficiente sísmico CNSC para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.5, que presenta los resultados obtenidos para el registro EQ4, se observan valores menores a los coeficientes sísmicos de los códigos de diseño, en casi todos los casos.

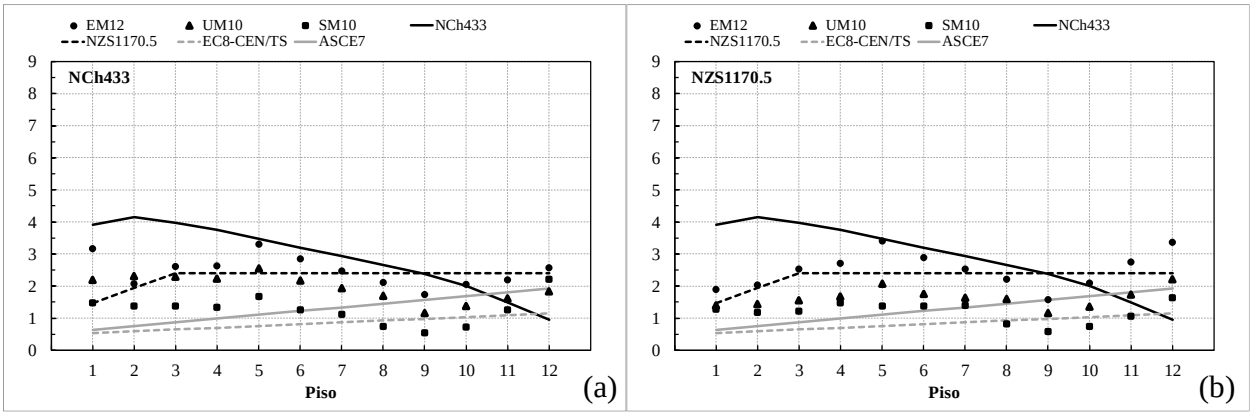


Figura 5.5 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.6 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ5. En esta se observa que el coeficiente C_{NSC} toma valores menores a 5 para todo anclaje, sin considerar los valores descartados mencionados anteriormente.

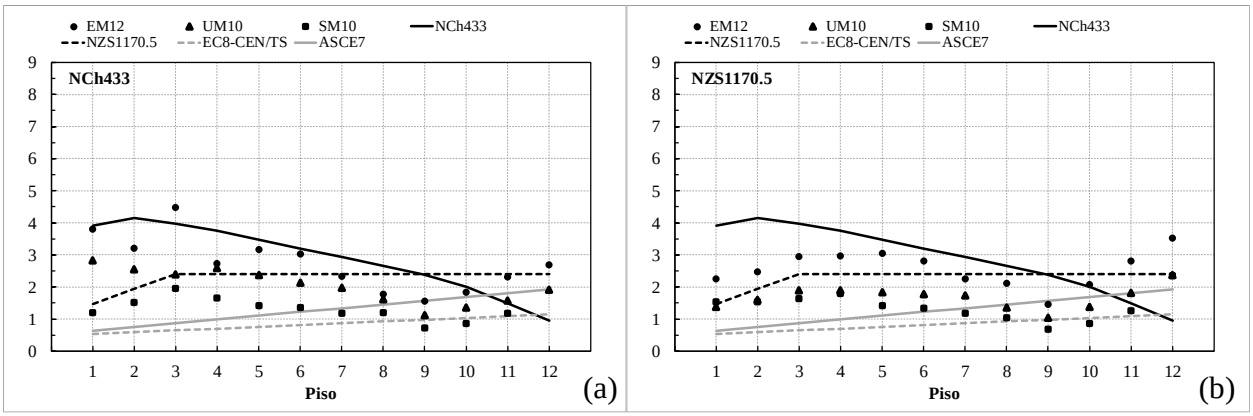


Figura 5.6 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.7 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ6. En esta se observa que en todos los casos se obtienen valores de C_{NSC} menores que los coeficientes sísmicos de los códigos de diseño, salvo por el anclaje EM12, con masa seleccionada según NCh433, que alcanza 3,2 en el último piso.

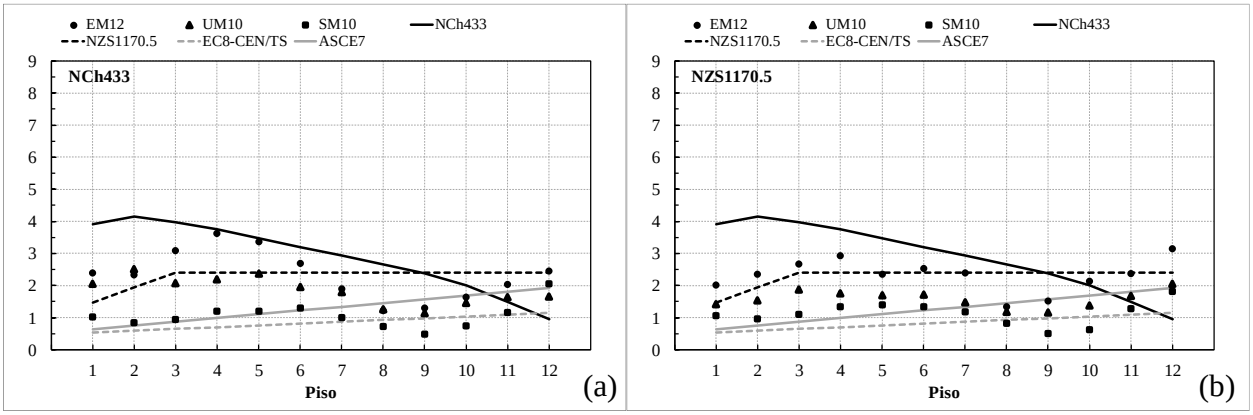


Figura 5.7 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.8 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ7. En esta se puede apreciar que, con este registro sísmico se obtuvieron los menores valores de C_{NSC} de entre los diez registros. El valor máximo obtenido es 1,5, y se presenta en el caso con pernos EM12, masa seleccionada según NCh433, y el piso 5.

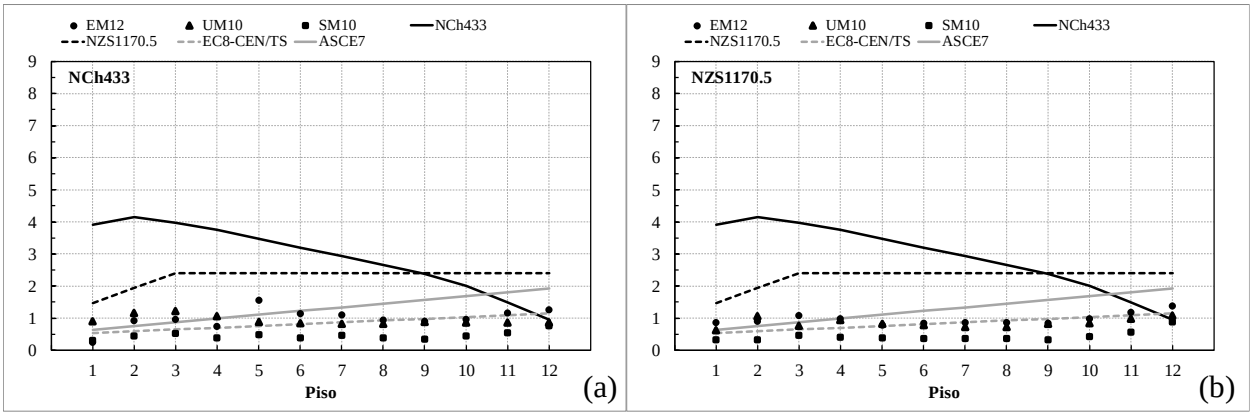


Figura 5.8 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.9 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ8. En esta se observa que este registro sísmico fue el más demandante. Se observan valores bastante altos de C_{NSC} para todos los anclajes, llegando a 8 para EM12, masa según NCh433, y el piso 4. Los mayores valores se dan para el anclaje EM12, entre los pisos 1 al 7 y en el último piso.

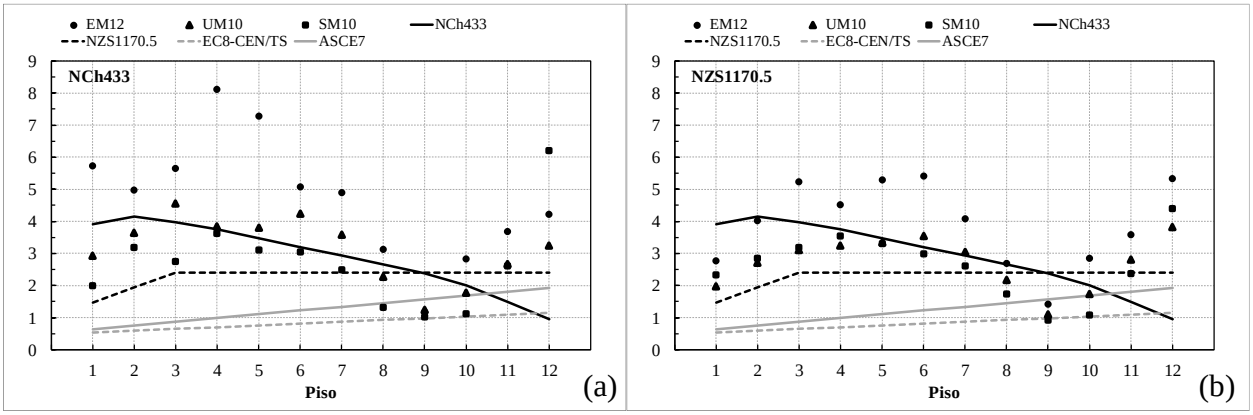


Figura 5.9 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.10, que presenta los resultados obtenidos para el registro EQ9, se observa que en la mayoría de los casos, los valores de C_{NSC} obtenidos con estos análisis, son menores que los coeficientes sísmicos de los códigos de diseño.

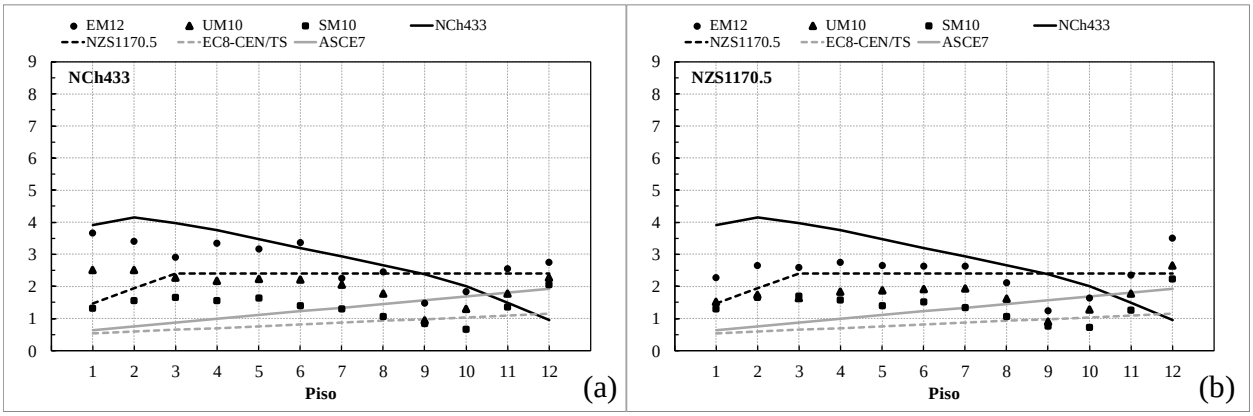


Figura 5.10 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

Finalmente, en la figura 5.11 se presentan los resultados obtenidos para el registro EQ10. En esta se puede apreciar en casi todos los casos valores de C_{NSC} menores a 3. La excepción es el caso con EM12, masa según NZS1170.5, que alcanza el valor de 3,2.

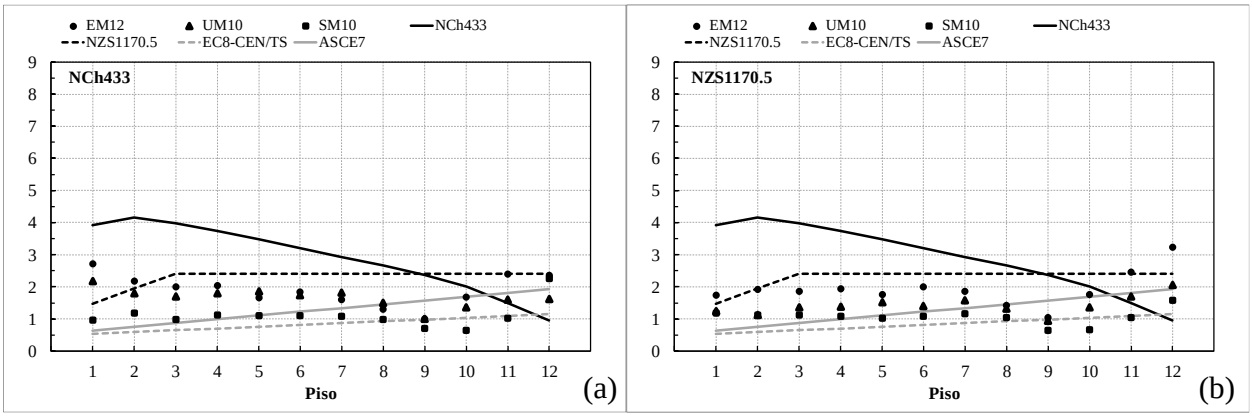


Figura 5.11 – Coeficiente sísmico C_{NSC} para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

5.2.1.1 Resumen de resultados obtenidos

A continuación, se presenta un resumen de los valores obtenidos. Por cada código de diseño, se grafican los valores obtenidos de C_{NSC} para todos los registros: (a) en la figura 5.12, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NCh433; (b) en la figura 5.13, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NZS1170.5; y (c) en la figura 5.14, se unen los resúmenes mencionados en (a) y (b).

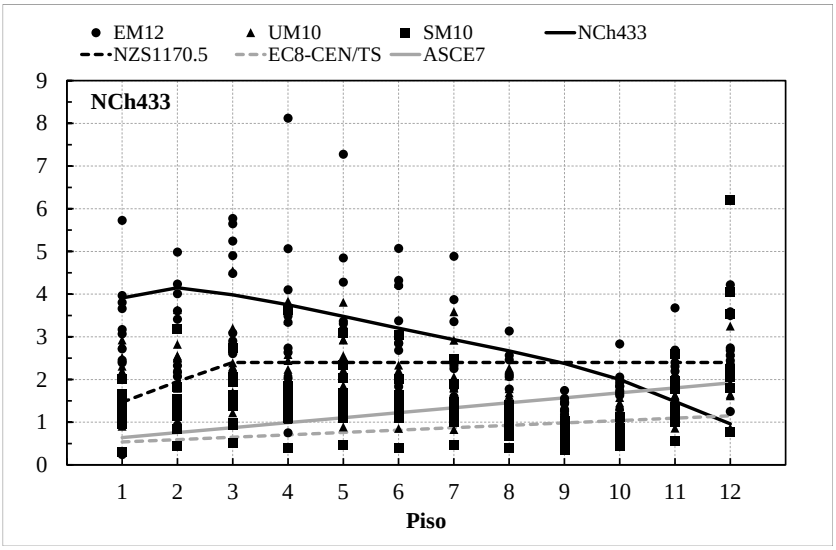


Figura 5.12: Valores de C_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NCh433

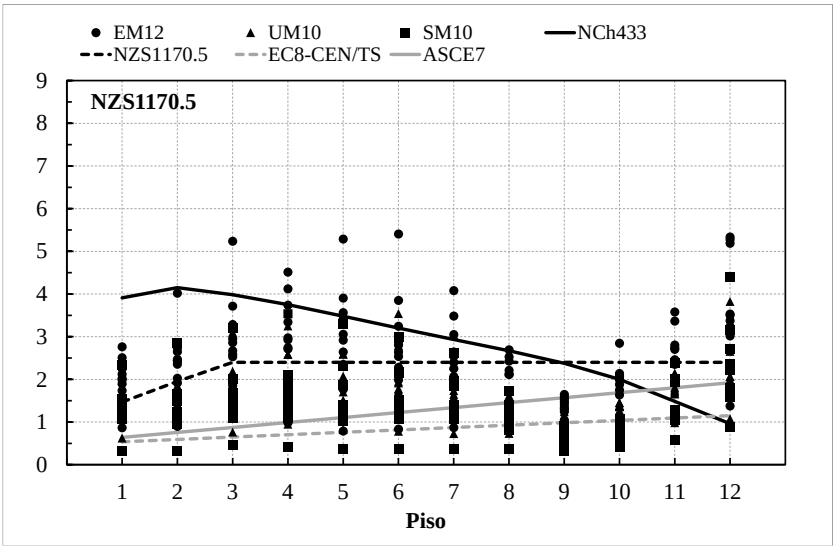


Figura 5.13: Valores de C_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5

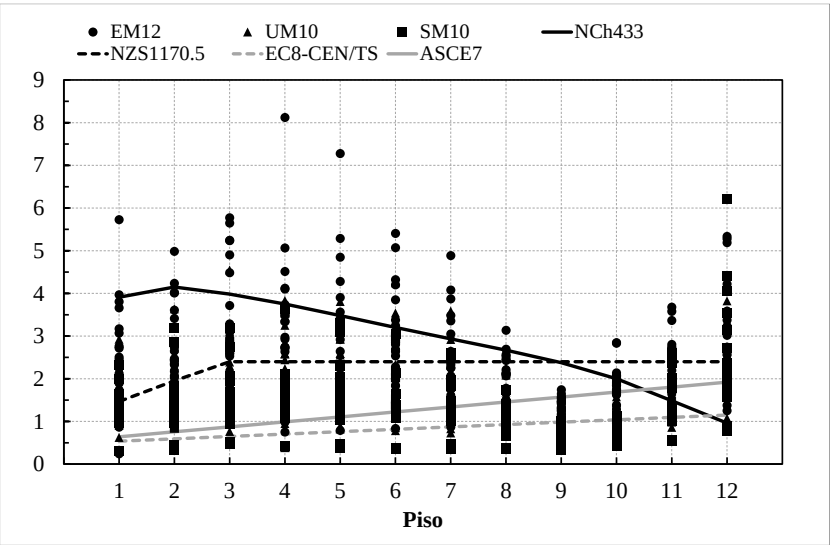


Figura 5.14: Valores de C_{NSC} obtenidos para ambas masas seleccionadas

5.2.2 Coeficiente sísmico de piso C_F

Aquí, se compara el coeficiente sísmico de piso C_F, para cada perno de anclaje, con los coeficientes sísmicos obtenidos para cada código de diseño. Por cada registro sísmico aplicado a la estructura, se presentan 2 gráficos, uno para la masa seleccionada con el código NCh433 y otro para la masa seleccionada con el código NZS1170.5. Al final se presenta un resumen con los resultados obtenidos para cada código de diseño.

En general, se observa un comportamiento similar entre ambas masas seleccionadas para el NSC, lo que indica una ausencia de acoplamiento (Ver figuras de 5.15 a 5.24). También se observan valores de C_F menores a 1 en todos los casos, exceptuando el registro EQ8 (Fig. 5.22), donde se supera este valor.

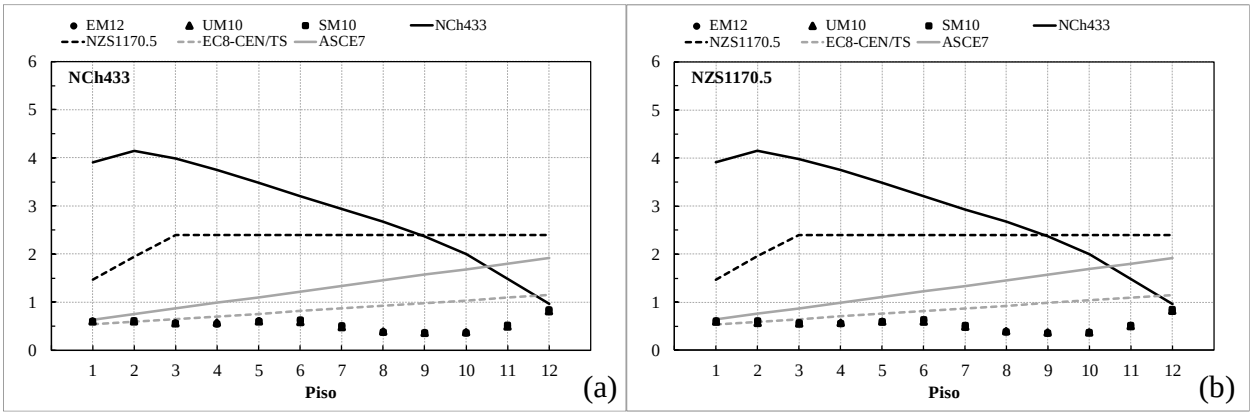


Figura 5.15 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

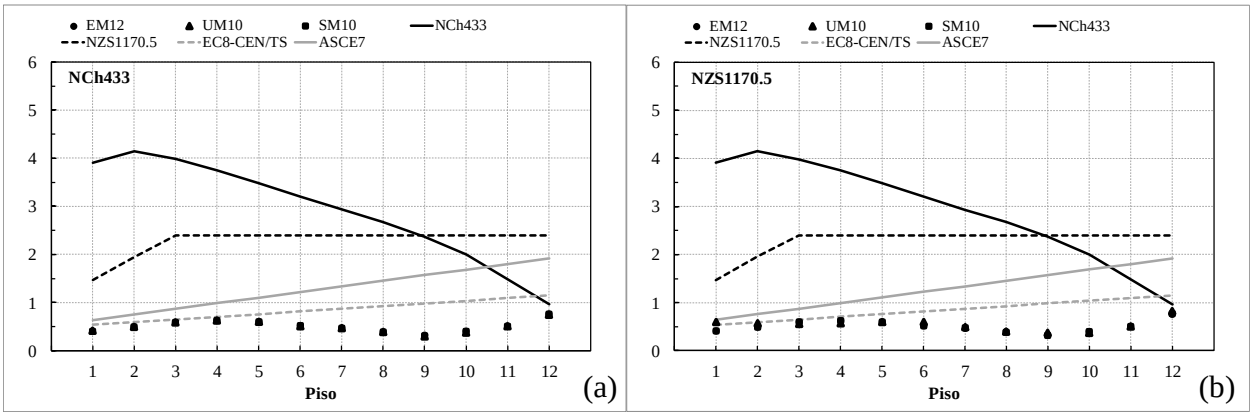


Figura 5.16 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

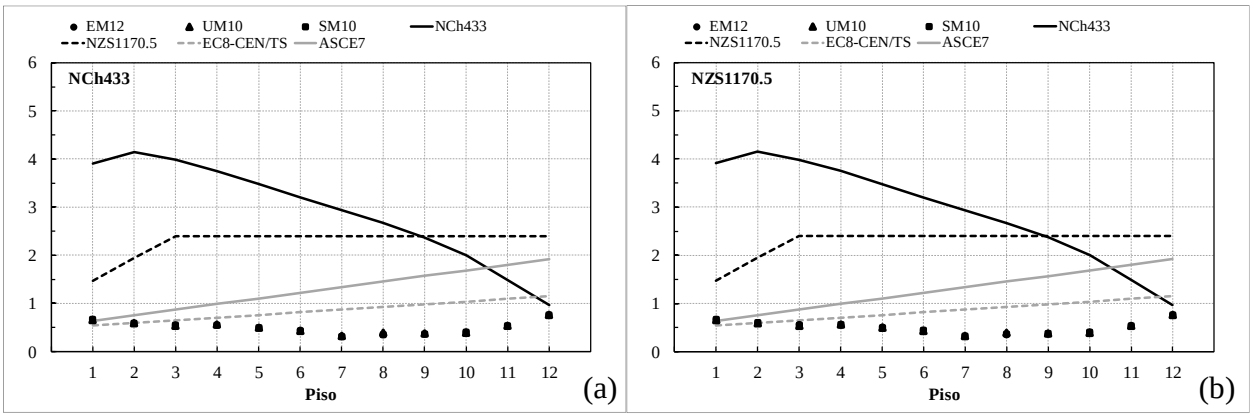


Figura 5.17 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

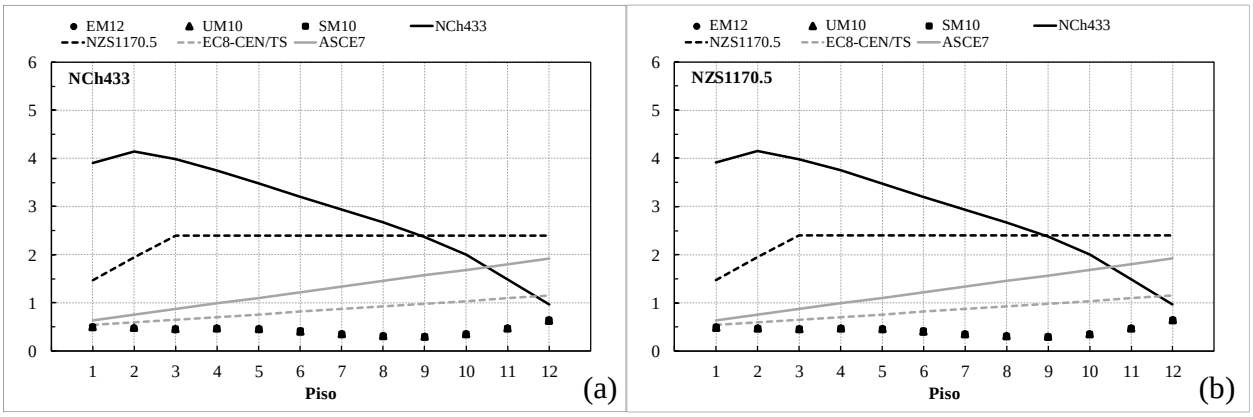


Figura 5.18 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

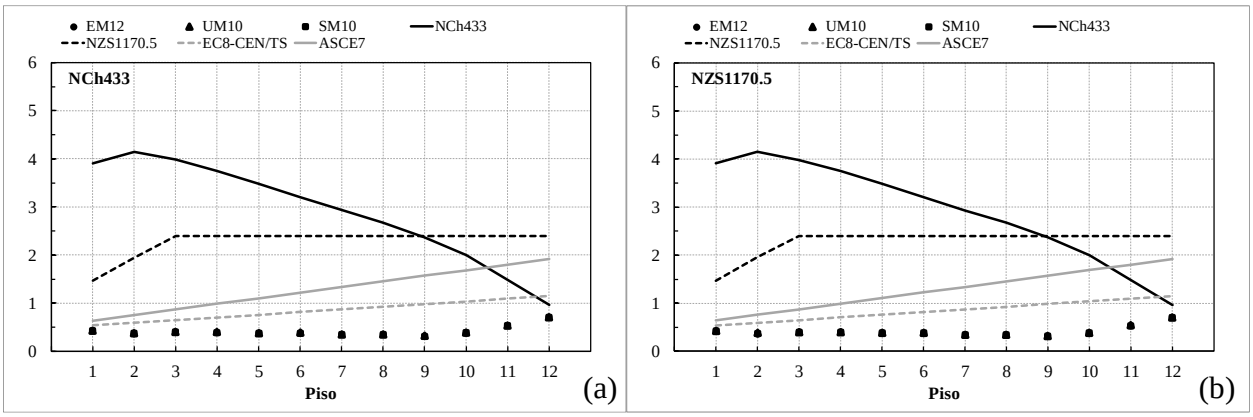


Figura 5.19 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

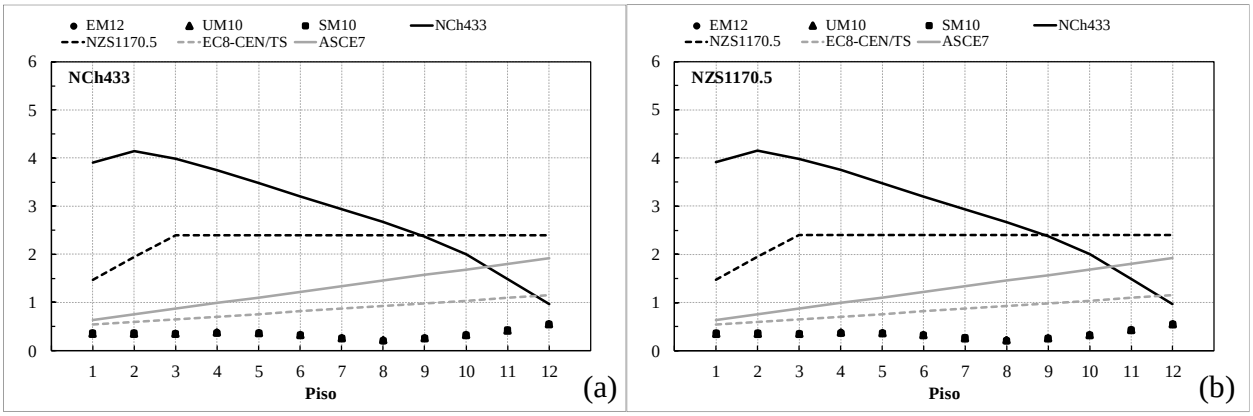


Figura 5.20 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

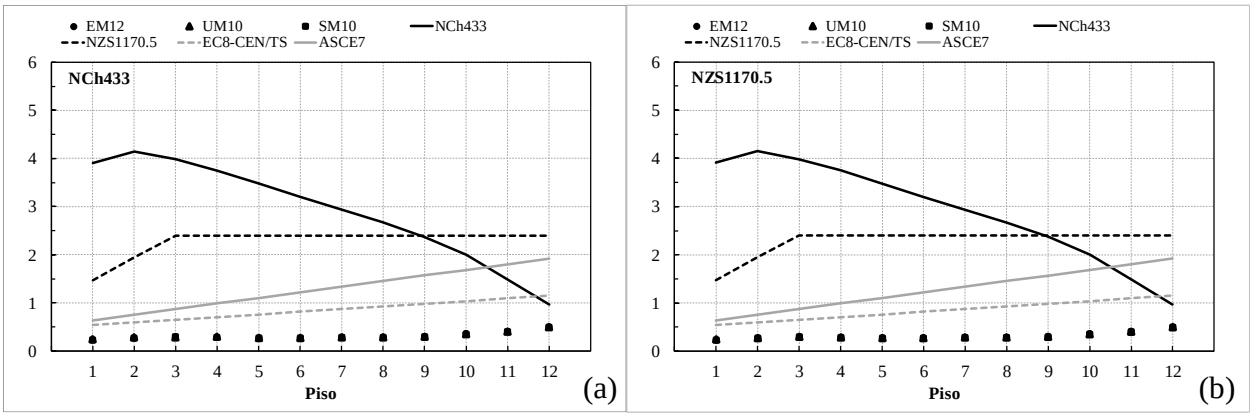


Figura 5.21 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

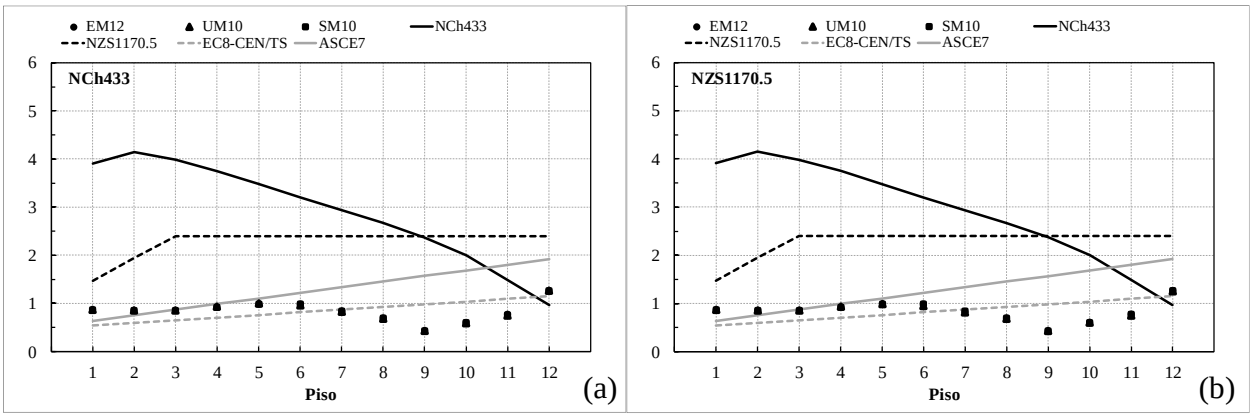


Figura 5.22 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

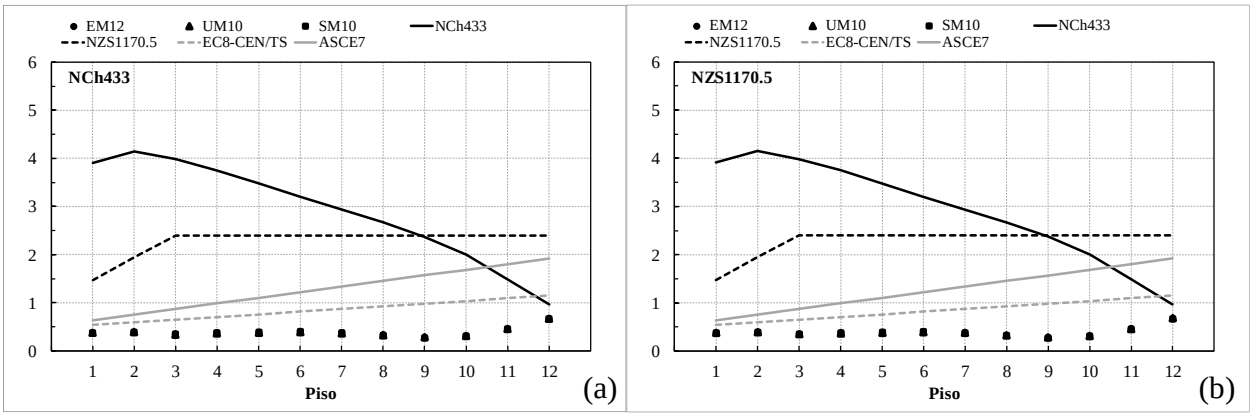


Figura 5.23 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

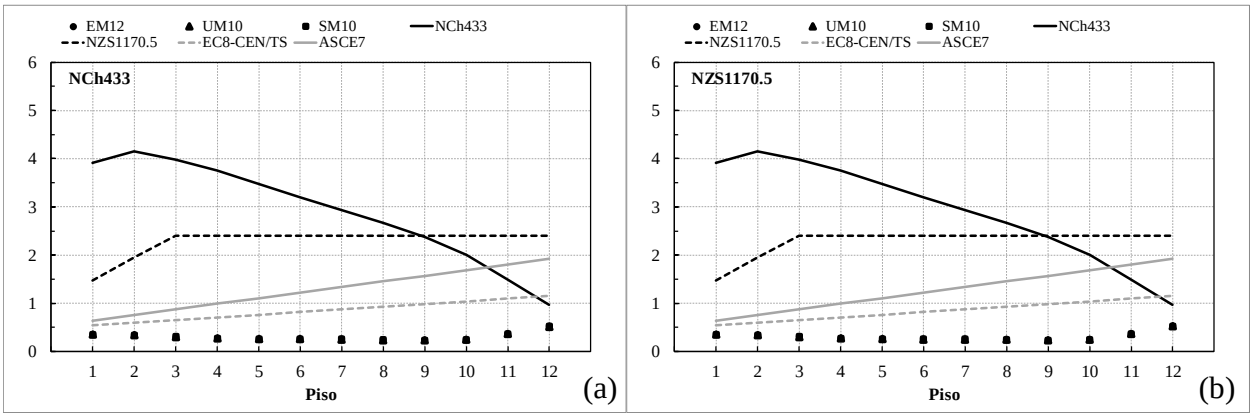


Figura 5.24 – Coeficiente sísmico C_F para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

2.2.1.1 Resumen de resultados obtenidos

A continuación, se presenta un resumen de los valores obtenidos. Por cada código de diseño, se grafican los valores obtenidos de C_F para todos los registros: (a) en la figura 5.25, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NCh433; (b) en la figura 5.26, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NZS1170.5; y (c) en la figura 5.27, se unen los resúmenes mencionados en (a) y (b).

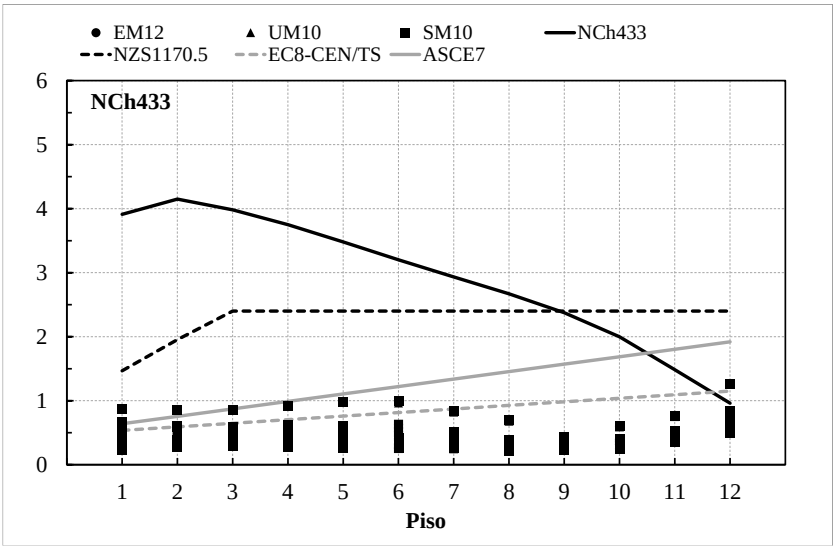


Figura 5.25: Valores de C_F obtenidos para masa seleccionada según NCh433

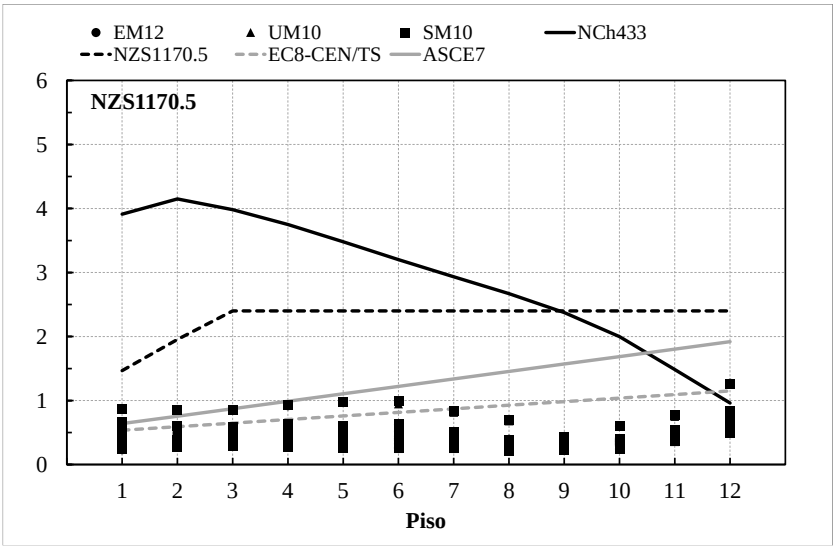


Figura 5.26: Valores de C_F obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5

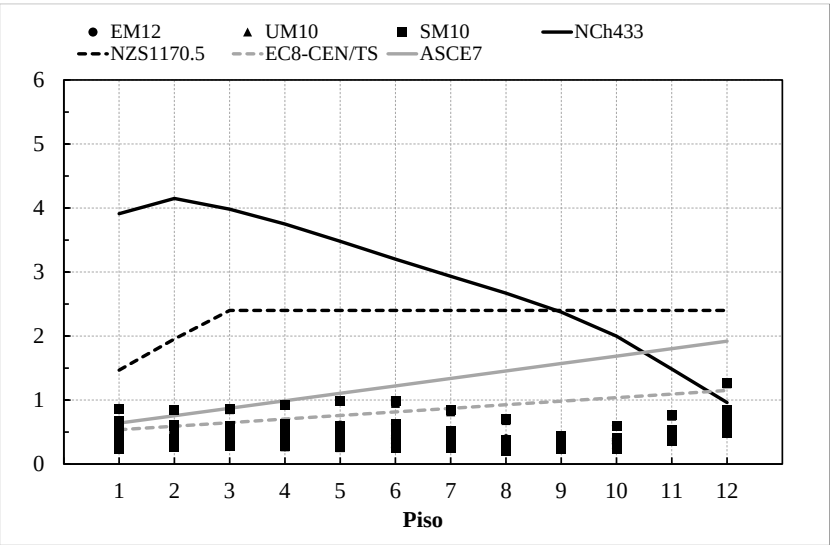


Figura 5.27: Valores de C_F obtenidos para ambas masas seleccionadas

5.2.3 Factor de amplificación del NSC Ω_{NSC}

En lo que sigue, se presenta el factor de amplificación dinámico Ω_{NSC} obtenidos con los NLDA. Por cada registro sísmico aplicado a la estructura, se presentan 2 gráficos, uno para la masa seleccionada con el código NCh433 y otro para la masa seleccionada con el código NZS1170.5. Al final se presenta un resumen con los resultados obtenidos para cada código de diseño.

Los códigos de diseño actuales establecen la demanda sísmica sobre NSC utilizando formulas empíricas simplificadas que desacoplan el NSC de la estructura. Es decir, se hace el supuesto de que la conexión es perfectamente rígida y, por lo tanto, el NSC recibe directamente la aceleración de piso. Si este supuesto se cumpliera, la aceleración máxima de piso debe ser igual a la aceleración máxima del NSC. Por consiguiente, se debería obtener un valor de $\Omega_{NSC} = 1$ en todos los casos (ver ecuación 5.1(3)). Esto último no se refleja en los resultados obtenidos, donde se alcanzan valores de Ω_{NSC} mayores a 4 en casi todos los casos.

En general se observaron los factores de amplificación más altos para los anclajes EM12 y UM10. En particular para el anclaje EM12, con masa seleccionada según NCh433.

En la figura 5.28 (registro EQ1) se aprecian los valores más altos para la masa seleccionada según NCh433, donde se alcanza 9 para EM12, en el piso 4. En esta se ve también que los valores mayores se obtienen para EM12, seguido por UM10 y SM10.

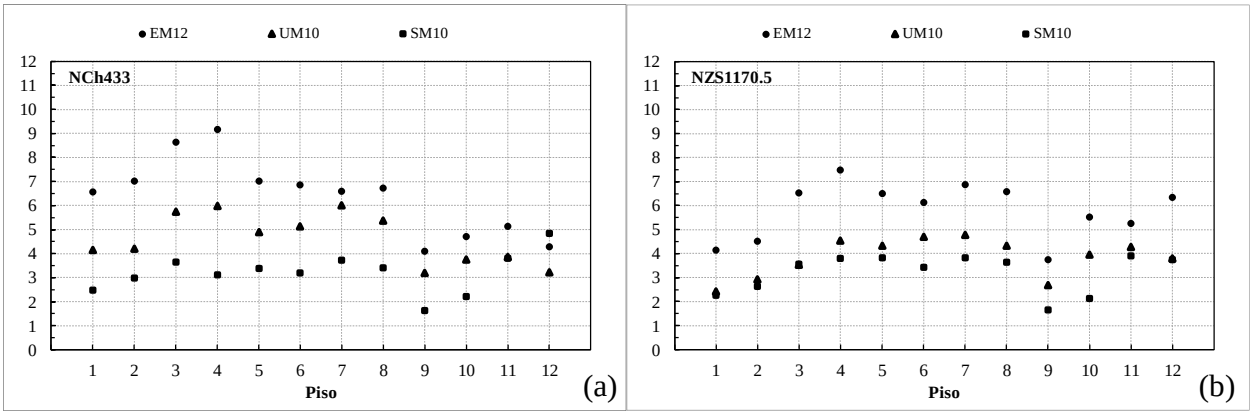


Figura 5.28 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ1 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.29 (registro EQ2) se aprecian los valores más altos para la masa seleccionada según NCh433, donde se alcanza 8,8 para EM12, en el piso 4. En esta se ve también que los valores mayores se obtienen para EM12, seguido por UM10 y SM10.

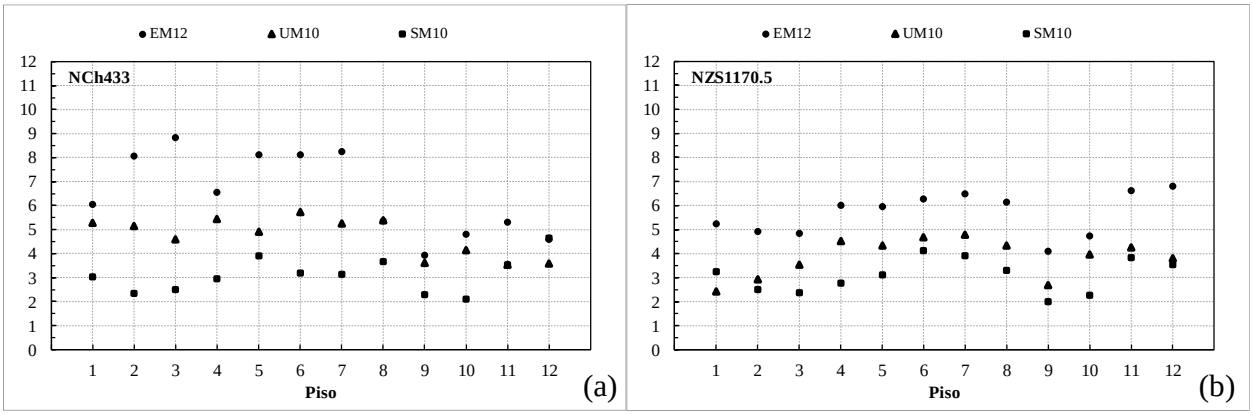


Figura 5.29 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ2 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.30 (registro EQ3) se observa que el mayor valor obtenido es 10,4 y se da para EM12, masa según NCh433, y piso 3. Sin embargo, en todos los demás casos, se observan valores de Ω_{NSC} menores a 7.

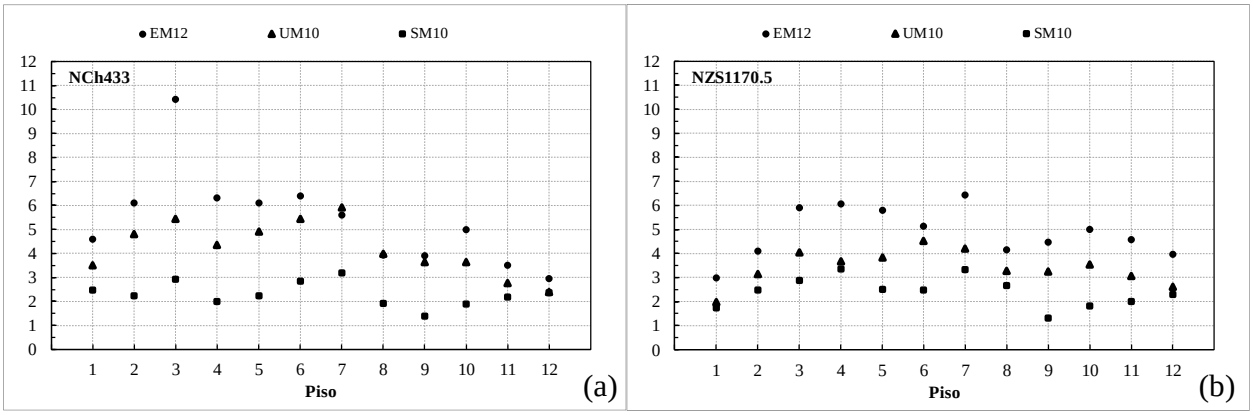


Figura 5.30 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ3 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.31 (registro EQ4) se observa que se alcanzan valores similares para ambas masas seleccionadas. También aprecia en esta que todos los valores son menores a 8.

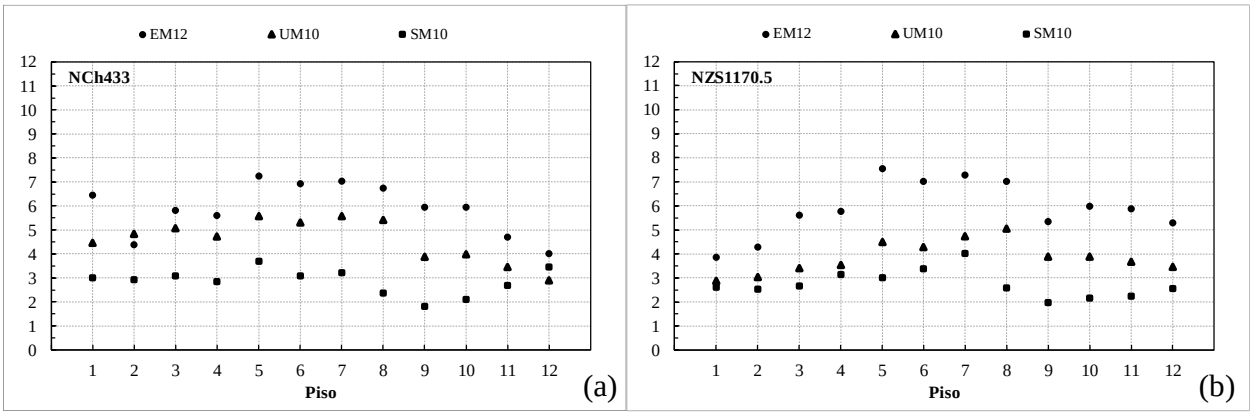


Figura 5.31 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ4 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.32 (registro EQ5) se observa que el mayor valor obtenido es 11 y se da para EM12, masa según NCh433, y piso 3. En todos los demás casos, se observan valores de Ω_{NSC} menores a 9. Esto sin considerar los valores descartados mencionados anteriormente.

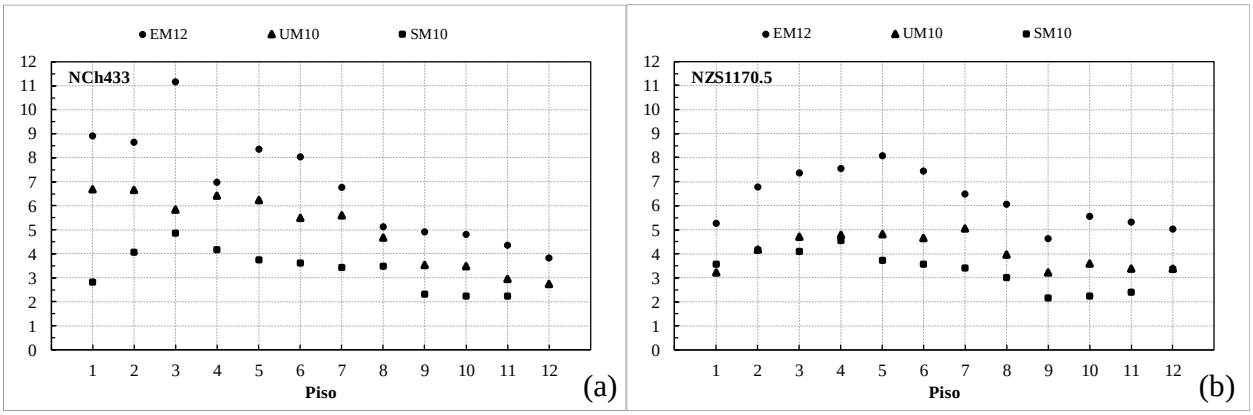


Figura 5.32 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ5 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.33 (registro EQ6) se observan valores similares para ambas masa seleccionadas y bastante dispersión entre estos. El mayor valor obtenido es 9,7 y se da para EM12, masa según NCh433, y piso 4.

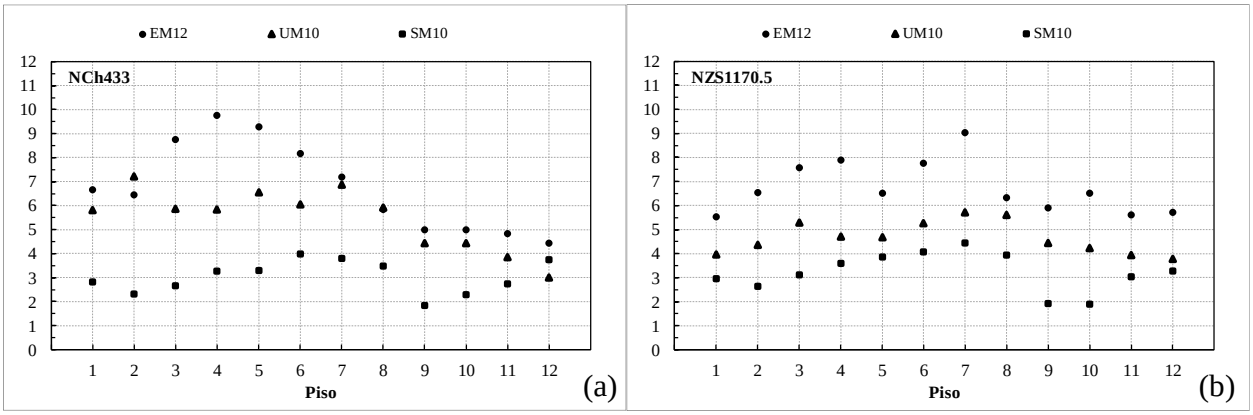


Figura 5.33 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ6 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.34 (registro EQ7) se observan valores relativamente bajos para ambas masas seleccionadas, siendo menores a 6 en todos los casos. En esta se aprecia también que para las masas seleccionadas según NCh433, los valores mayores se obtienen para UM10 en los pisos del 1 al 4 y para EM12 en los pisos de 5 al 12. Los valores más bajos se siguen obteniendo para SM10.

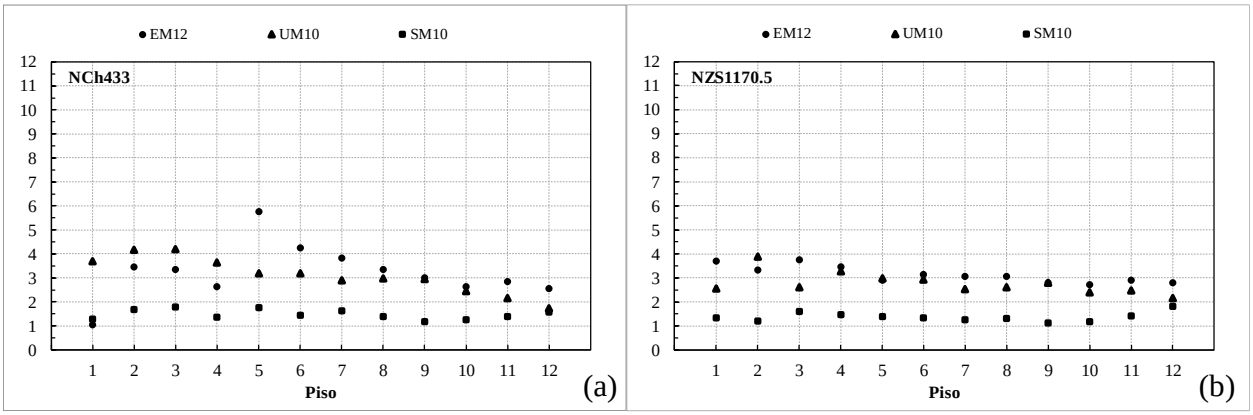


Figura 5.34 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ7 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.35 (registro EQ8) se observa que el mayor valor obtenido es 9 y se da para EM12, masa según NCh433, y piso 4. En esta se nota también que para la masa seleccionada según NZS1170.5, en los primeros pisos (del 1 al 4) los valores obtenidos para SM10 superan a los obtenidos para UM10.

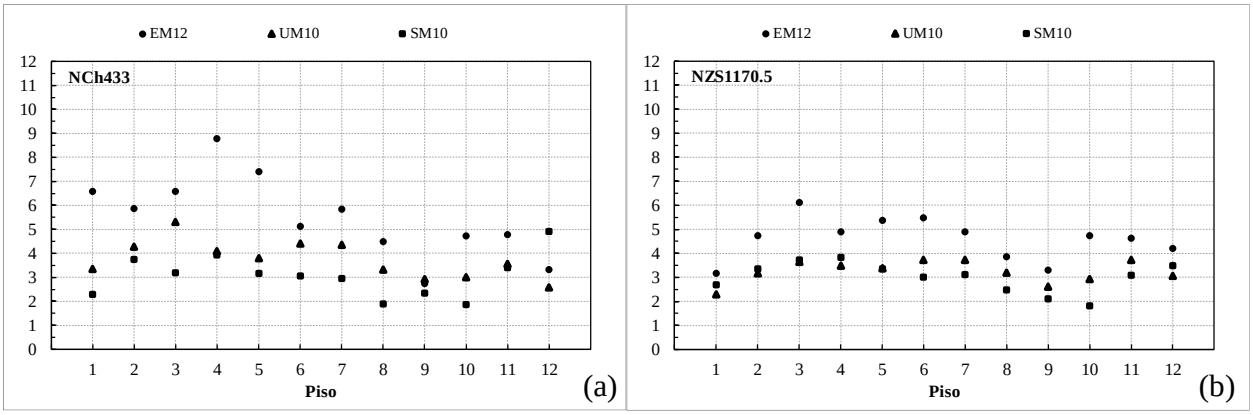


Figura 5.35 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ8 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.36 (registro EQ9) se observan valores mayores para la masa seleccionada según NCh433, donde se alcanza 9,8 para EM12, en el piso 1.

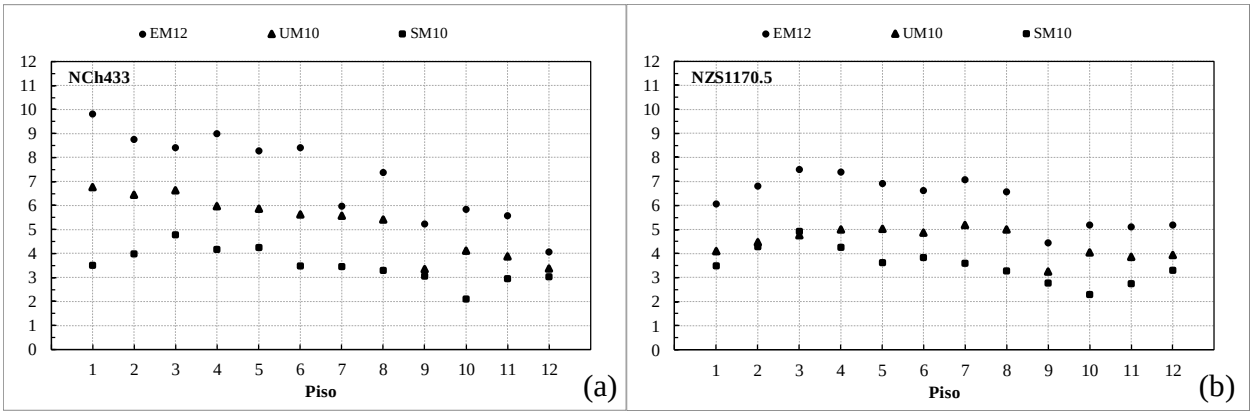


Figura 5.36 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ9 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

En la figura 5.37 (registro EQ10) se observa que se alcanzan valores similares para ambas masas seleccionadas. En la figura 5.37(a), se observa que para la masa seleccionada según NCh433, se obtienen valores similares para EM12 y SM10

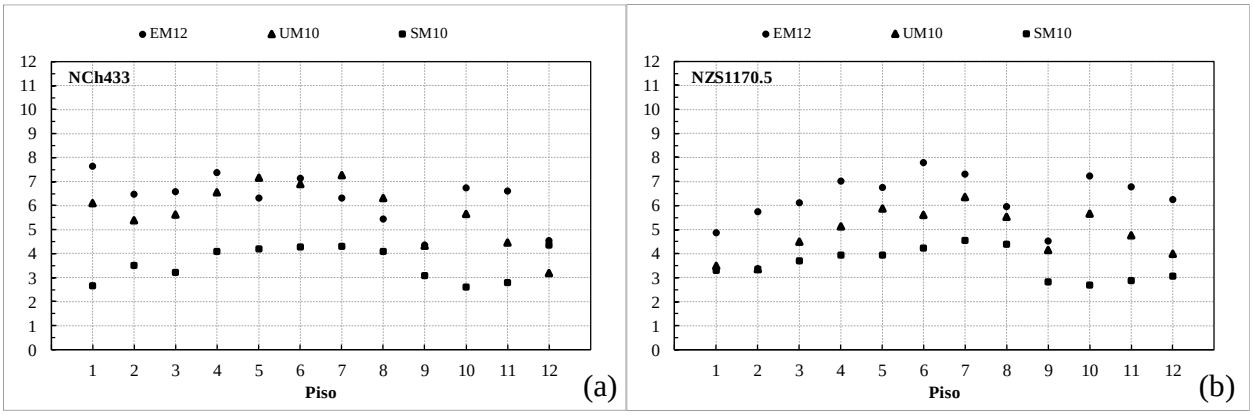


Figura 5.37 – Factor de amplificación Ω_{NSC} para registro EQ10 y provisiones de códigos: (a) masa seleccionada según NCh433; (b) masa seleccionada según NZS1170.5

5.2.3.1 Resumen de resultados obtenidos

A continuación, se presenta un resumen de los valores obtenidos. Por cada código de diseño, se grafican los valores obtenidos de Ω_{NSC} para todos los registros: (a) en la figura 5.38, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NCh433; (b) en la figura 5.39, se presenta un resumen para la masa seleccionada según NZS1170.5; y (c) en la figura 5.40, se unen los resúmenes mencionados en (a) y (b).

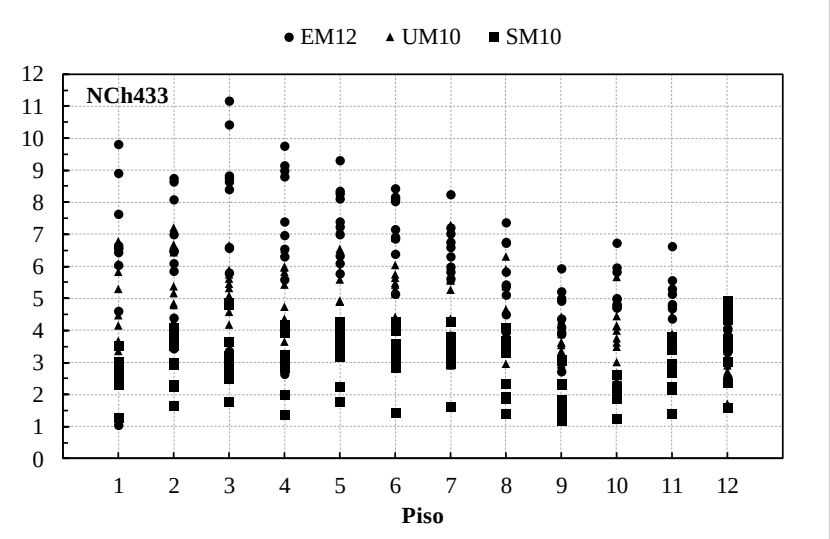


Figura 5.38: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NCh433

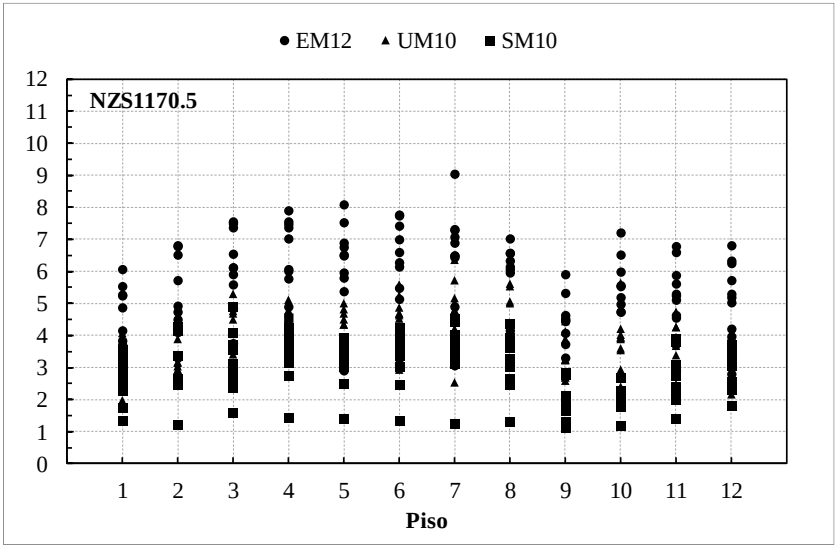


Figura 5.39: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para masa seleccionada según NZS1170.5

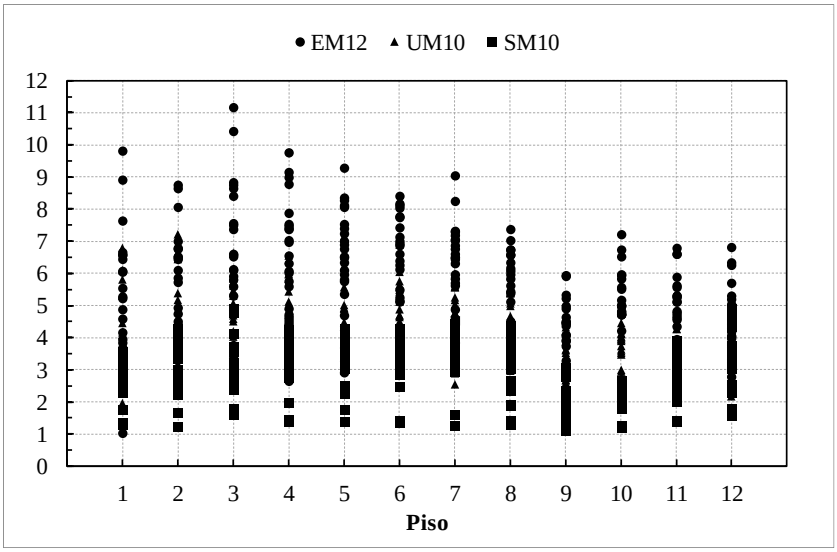


Figura 5.40: Valores de Ω_{NSC} obtenidos para ambas masas seleccionadas

5.2.4 Factor demanda/resistencia en el anclaje, D_A

En esta sección, se presenta el factor de demanda/resistencia del anclaje, el cual relaciona la fuerza demandada en el anclaje con su capacidad, como se menciona en la introducción de este capítulo. Este factor se obtuvo para evaluar el desempeño del anclaje y toma valores mayores a 1 en casos de falla. Por cada registro sísmico aplicado a la estructura se grafica el factor $D_{A,}$ con línea continua para la masa asociada al código NCh433 y con línea punteada para la masa asociada al código NZS1170.5.

Se tiene que, el coeficiente sísmico asociado al código NCh433 es mayor que el coeficiente asociado al código NZS1170.5, en los pisos del 1 al 8 y es menor en los pisos del 9 al 12 (Ver figura 5.1). Por otra parte, el factor de seguridad considerado para el código NZS1170.5 (ϕ=0,75) es mayor que el factor de seguridad considerado para el código NCh433 (ϕ=0,6). De lo anterior resulta que, para todo anclaje, la masa seleccionada según el código NZS1170.5 es mayor que la que fue seleccionada según el código NCh433, en los pisos del 1 al 10 (Ver Fig. 4.13) y menor en los pisos 11 y 12.

Debido a esto, se espera que la fuerza máxima alcanzada, sea mayor para los NSC cuya masa fue seleccionada según el código NZS1170.5, en los pisos del 1 al 10, dado que el anclaje debe fijar una masa de mayor tamaño. Para los pisos 11 y 12 se espera lo contrario, es decir, que los NSC cuya masa fue seleccionada según el código NCh433, alcancen una mayor fuerza máxima, por la misma razón.

Por último, se tiene que cuando se calcula el factor de demanda/resistencia D_A el factor de seguridad considerado para el código de diseño se encuentra en el denominador, como se muestra en la ecuación 5.1(4). Debido a esto, se tiene que mientras más grande sea el factor de seguridad, más se disminuirá el valor de D_A. Como el factor de seguridad considerado para el código NZS1170.5 (ϕ=0,75) es mayor que el factor de seguridad considerado para el código NCh433 (ϕ=0,6), se tiene que en el caso del código NZS1170.5 habrá una mayor disminución de D_A debido al factor de seguridad.

En general, en los resultados se observa un mayor factor $D_{A,}$ en los pisos inferiores para el código NZS1170.5 y en los pisos superiores para el código NCh433. Sin embargo, en los pisos intermedios se observa una gran similitud entre ambos códigos, en varios casos.

En la figura 5.41 (registro EQ1) se observa que el anclaje que alcanzó el mayor factor D_A fue EM12, seguido por UM10 y luego por SM10. Sin embargo, este último supera a los otros dos en los últimos pisos, en el caso de la masa seleccionada según NCh433. También se puede ver en esta una gran similitud entre ambos códigos, para UM10, en los pisos del 7 al 9.

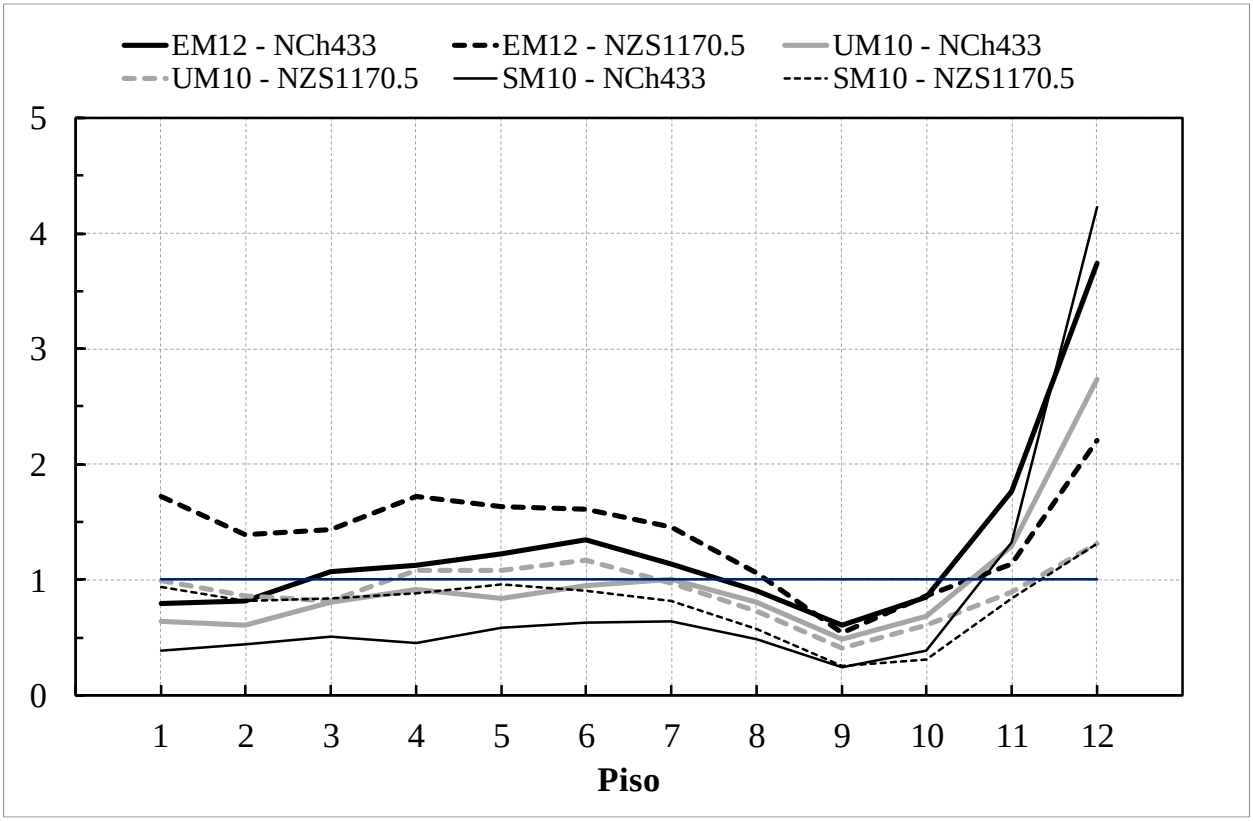


Figura 5.41 – Factor de demanda D_A para registro EQ1

En la figura 5.42 (registro EQ2) se observa una gran similitud entre ambos códigos para: (a) EM12 en los pisos del 5 al 7 y el piso 9; (b) UM10 en los pisos 8 y 9; y (c) SM10 en los pisos del 8 al 10. También se ve en ella que el factor D_A para SM10, tiende a aumentar por sobre UM10 en los últimos dos pisos.

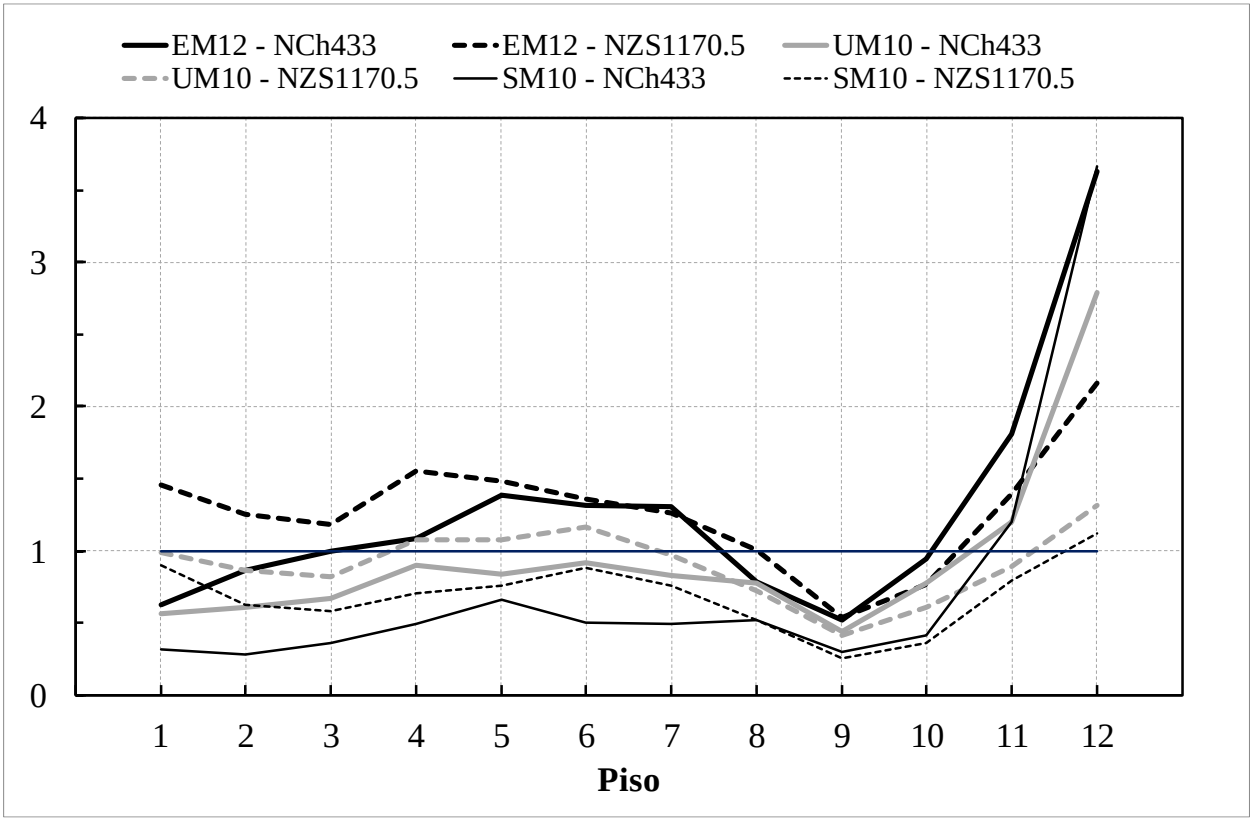


Figura 5.42 – Factor de demanda D_A para registro EQ2

En la figura 5.43 (registro EQ3) se observan factores relativamente bajos en general y poco casos de falla. En esta también se nota bastante similitud entre ambos códigos para UM10 en los pisos del 1 al 9.

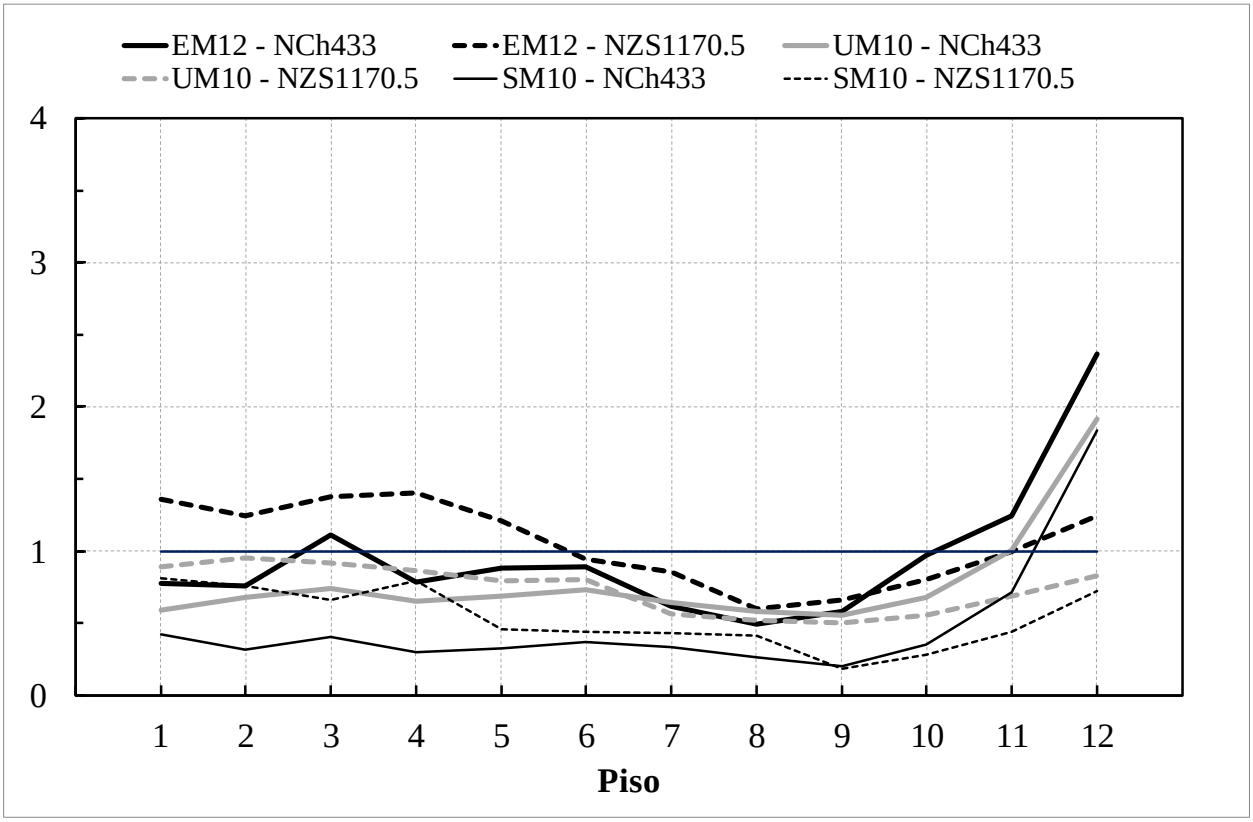


Figura 5.43 – Factor de demanda D_A para registro EQ3

En la figura 5.44 (registro EQ4) se observan factores relativamente bajos en general y poco casos de falla. Aunque hay bastante similitud entre ambos codigos para UM10 y SM10, en esta se nota tambien que desde el piso 9 en adelante, para todo anlaje, el factor D_A asociado al codigo NCh433 supera al factor asociado al codigo NZS1170.5.

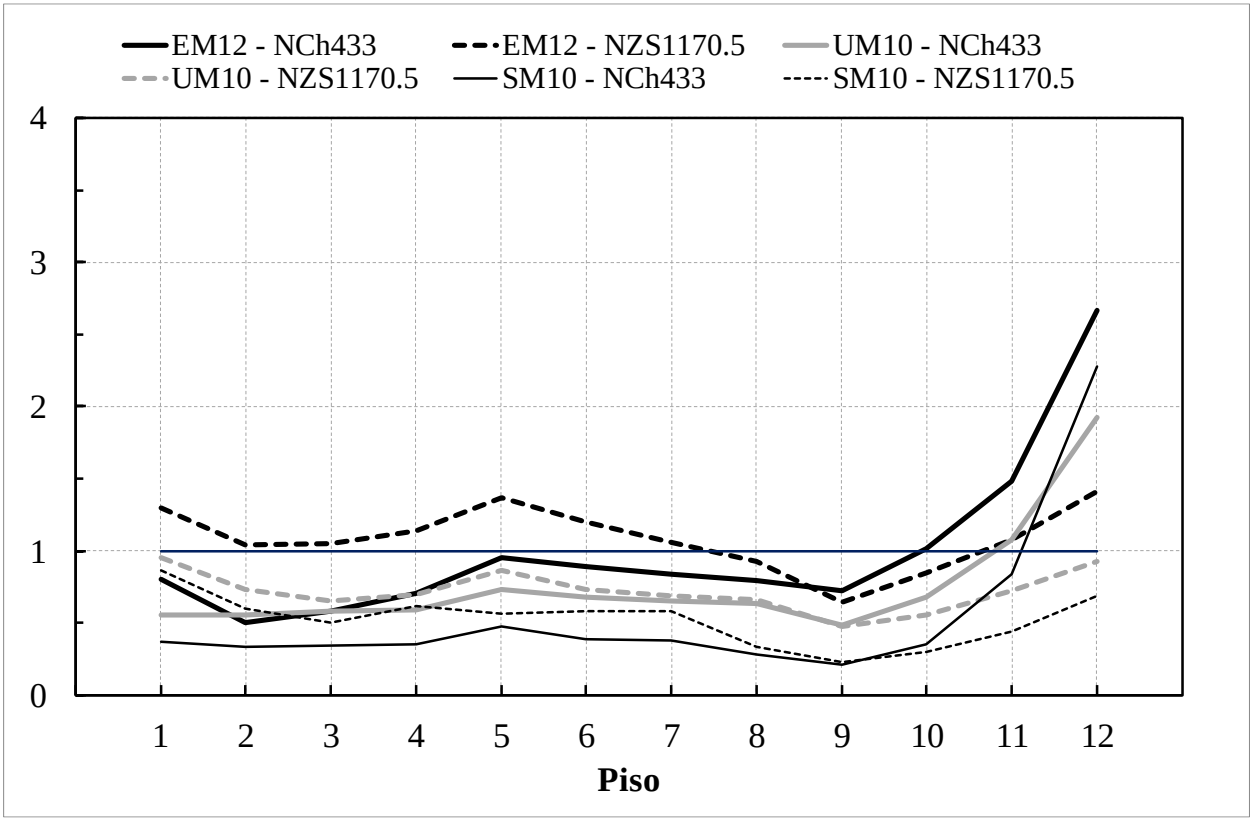


Figura 5.44 – Factor de demanda D_A para registro EQ4

En la figura 5.45 (registro EQ5) se observan valores bajos y pocos casos de falla. El máximo valor obtenido es de 2,8 y se da para EM12, masa según NCh433, y piso 12. Esto sin considerar los valores descartados mencionados anteriormente.

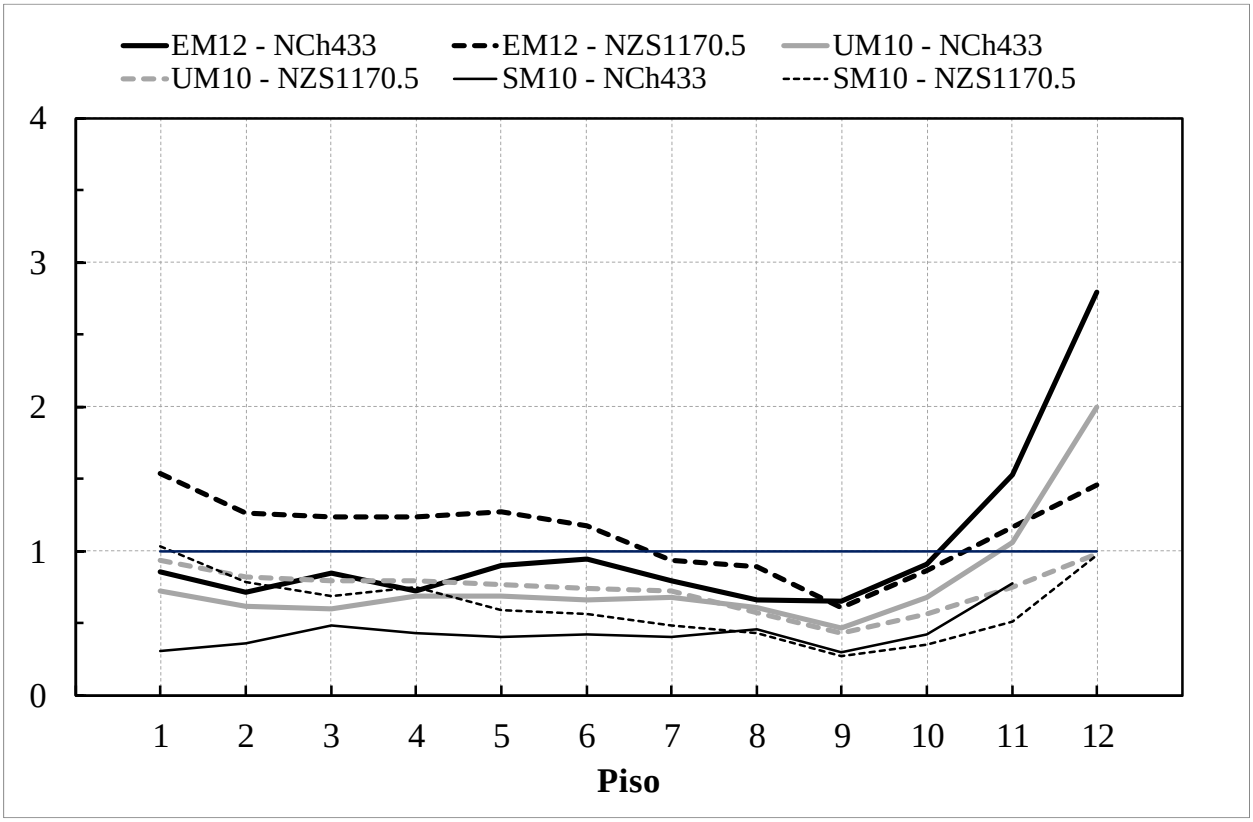


Figura 5.45 – Factor de demanda D_A para registro EQ5

En la figura 5.46 (registro EQ6) se observan factores relativamente bajos en general y poco casos de falla. Se ve también bastante similitud entre ambos códigos, para el perno UM10, en los pisos del 1 al 8.

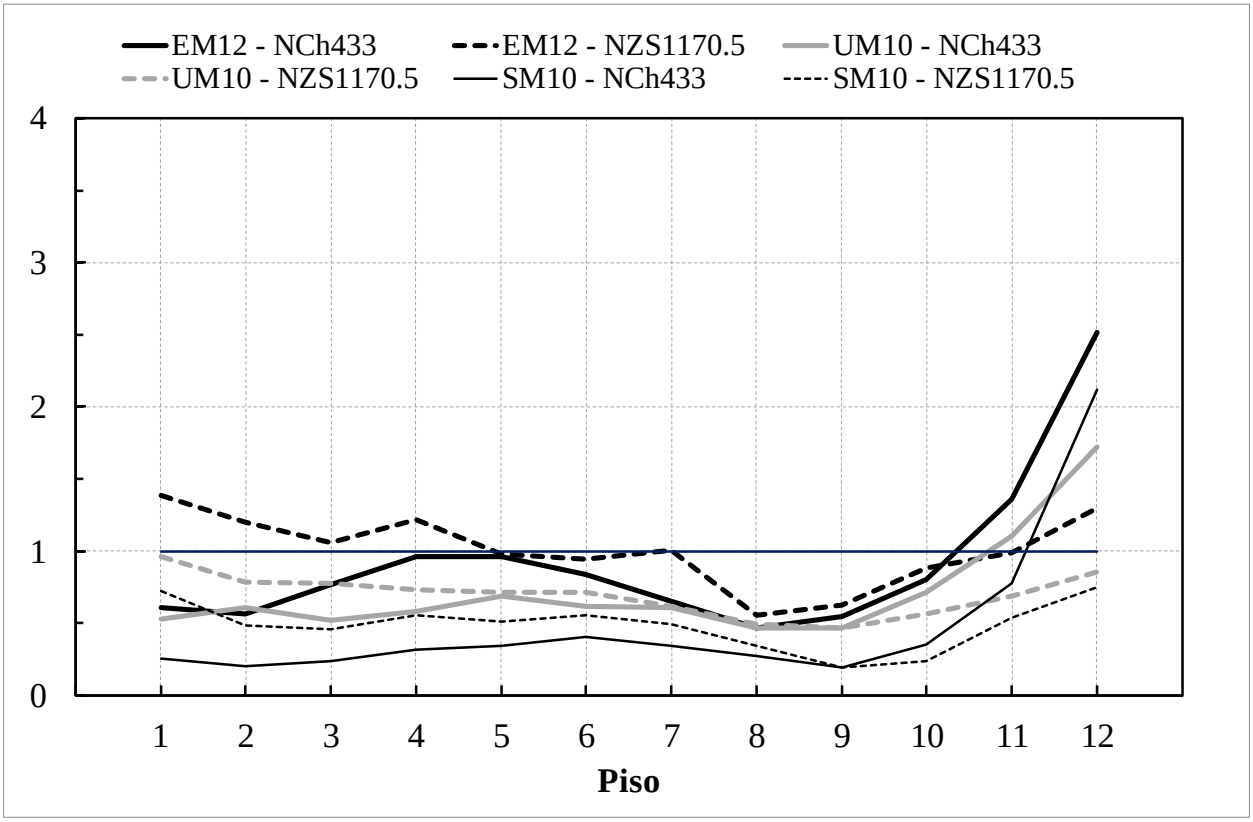


Figura 5.46 – Factor de demanda D_A para registro EQ6

En la figura 5.47 (registro EQ7) se observa que casi todos los valores obtenidos son menores a 1 y hay un solo caso de falla, que se da para EM12, masa según NCh433, en el piso 12.

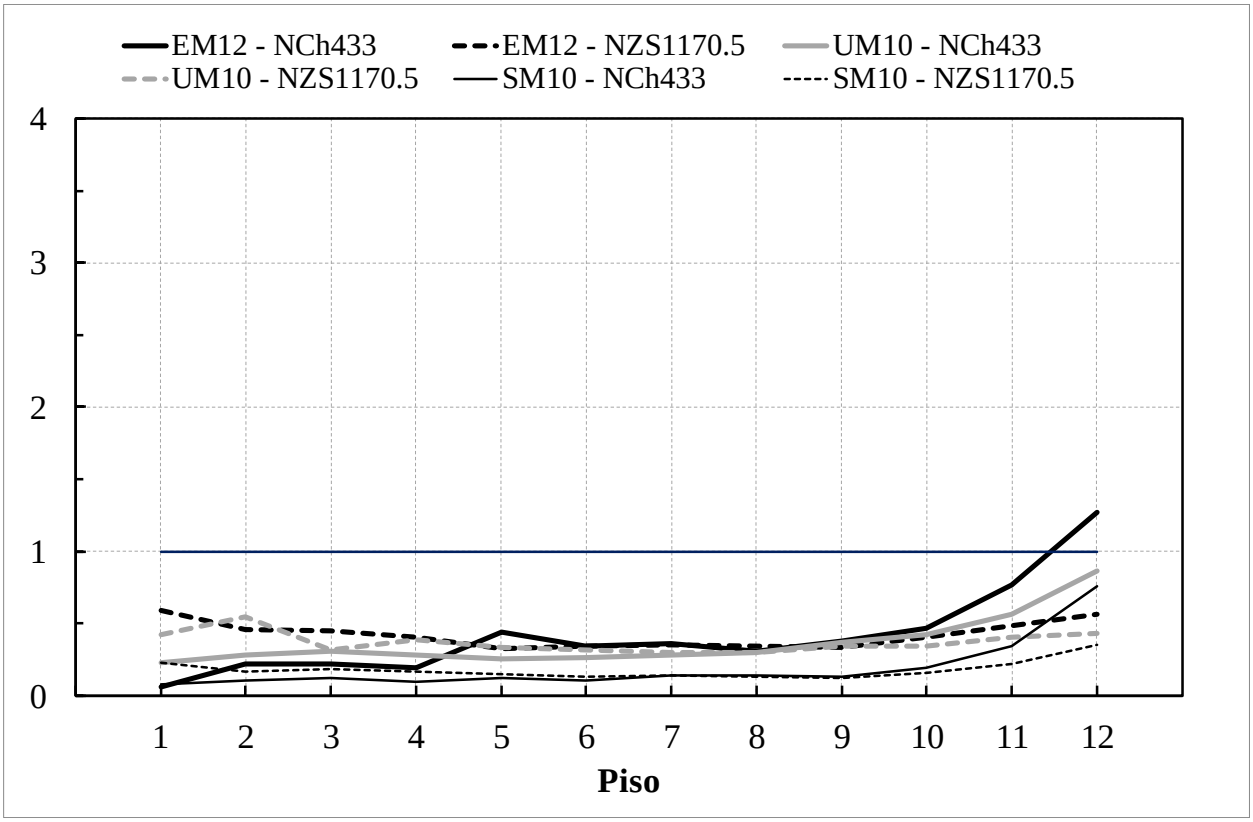


Figura 5.47 – Factor de demanda D_A para registro EQ7

En la figura 5.48 (registro EQ8) se observaron los valores más altos obtenidos entre los 10 registros. En esta se nota también que todo anclaje alcanza su valor mínimo en el piso 9 y que el valor máximo obtenido (6,5) se da para EM12, masa según NCh433, y piso 12. También se puede apreciar en ella una gran similitud entre ambos códigos, para los anclajes EM12 y UM10, en los pisos del 7 al 9.

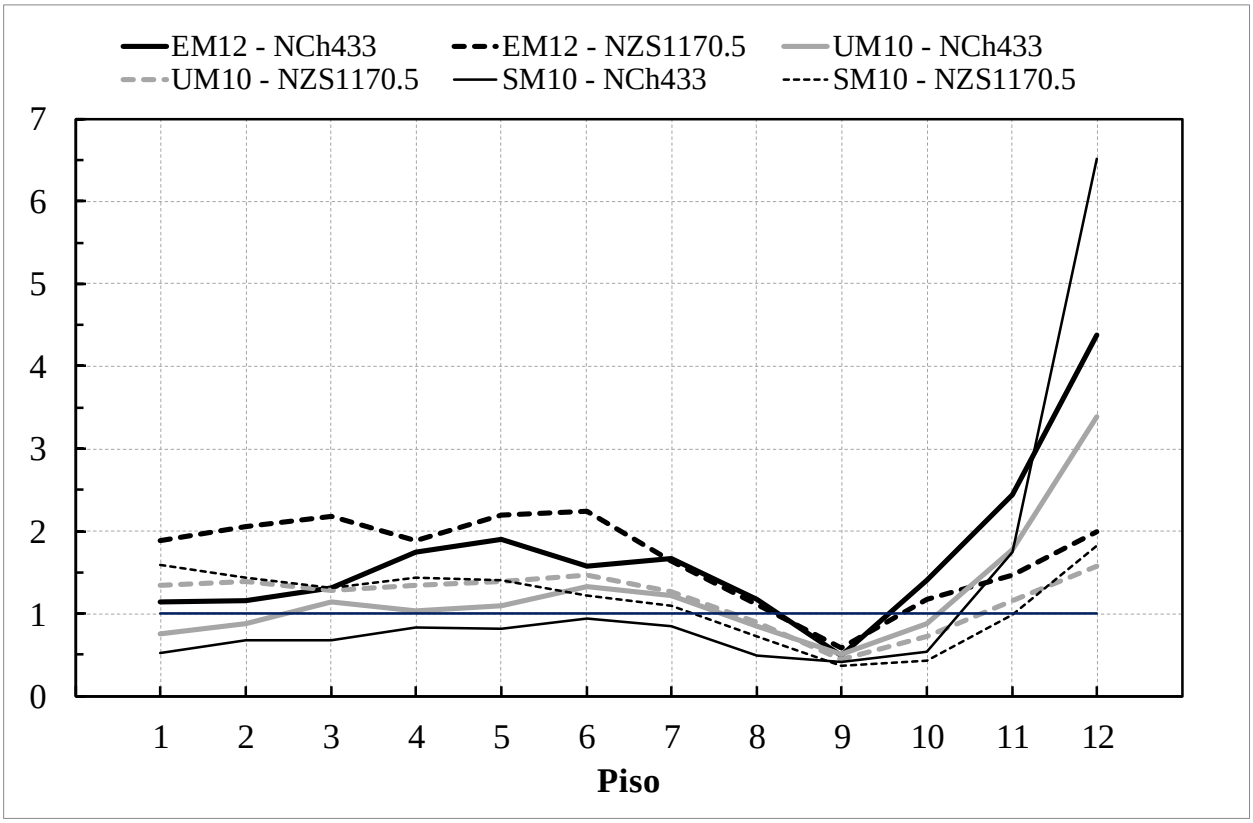


Figura 5.48 – Factor de demanda D_A para registro EQ8

En la figura 5.49 (registro EQ9) se observan factores relativamente bajos en general y poco casos de falla. En esta se ve también bastante similitud entre ambos códigos, para UM10 en los pisos del 1 al 9.

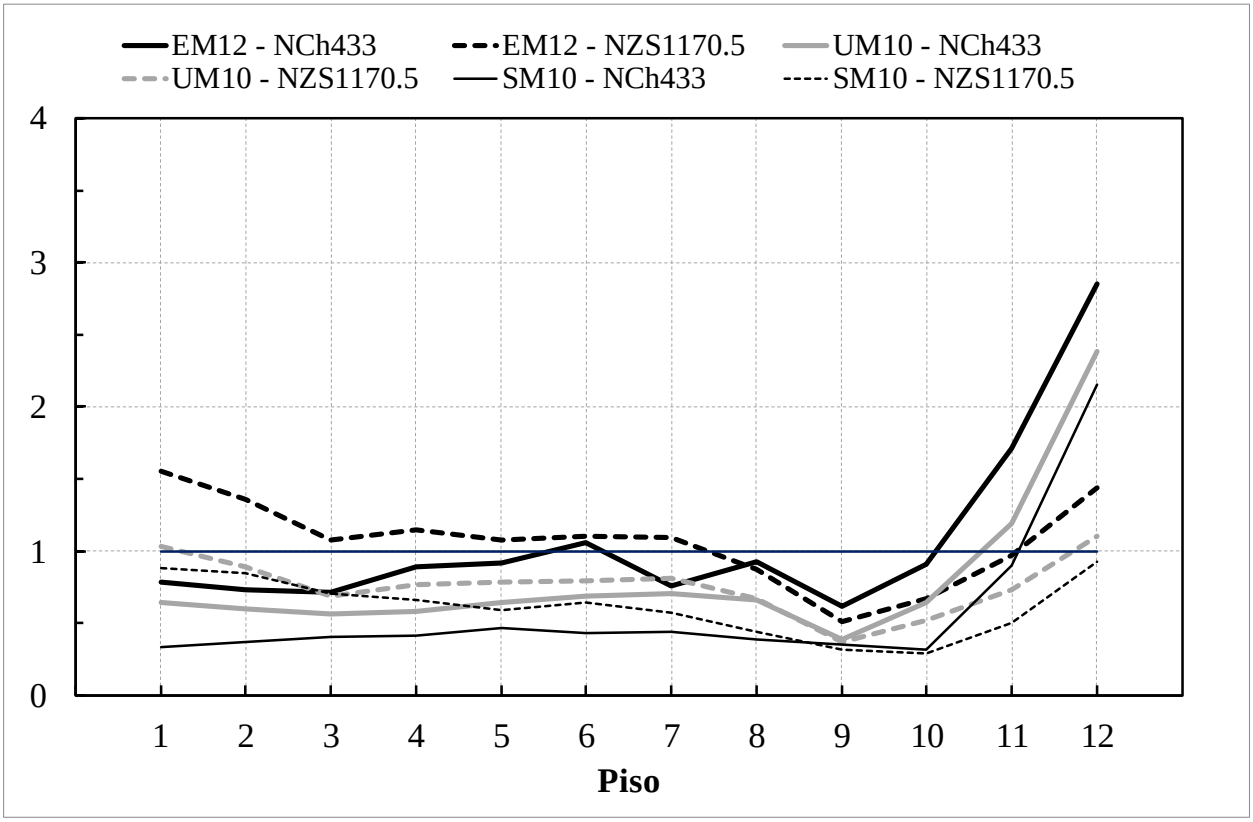


Figura 5.49 – Factor de demanda D_A para registro EQ9

En la figura 5.50 (registro EQ10) se observan factores bastante bajos para todos los anclajes, solo presentándose casos de falla en los pisos 1, 11 y 12.

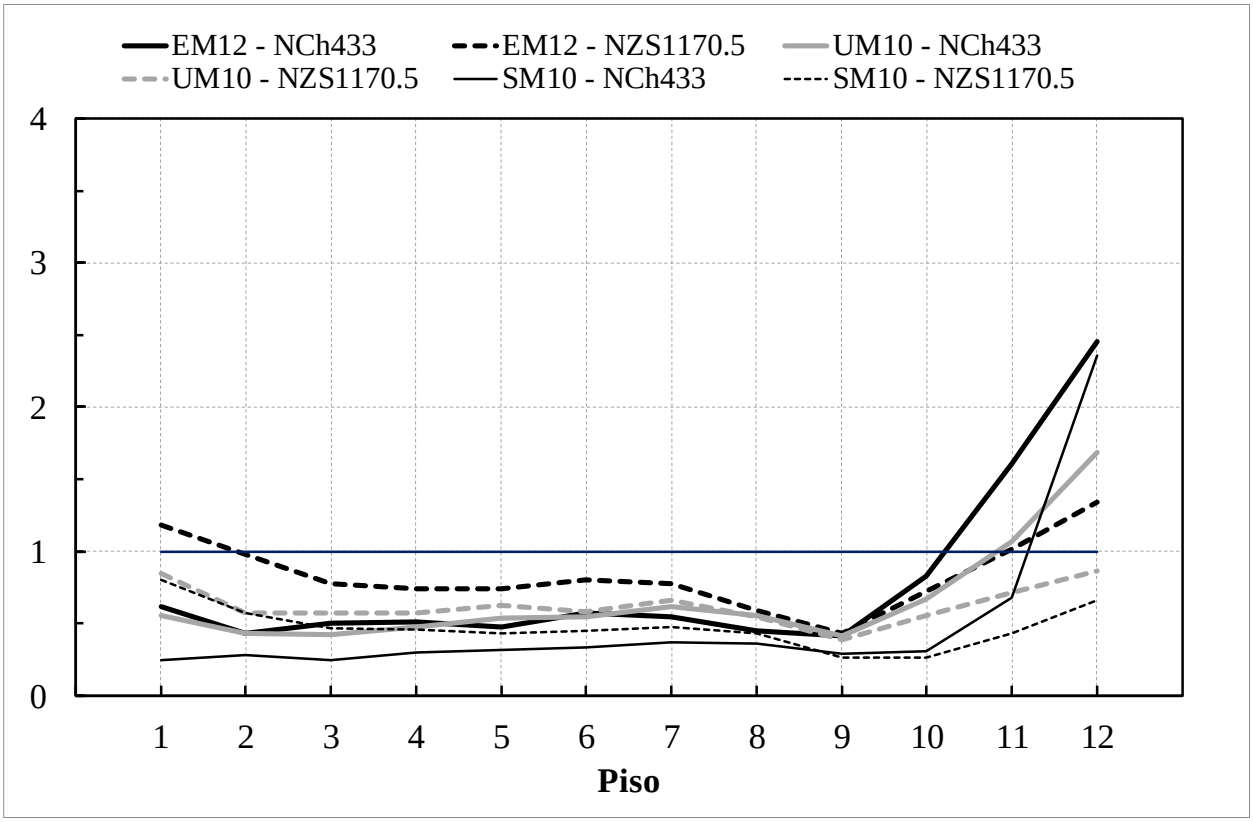


Figura 5.50 – Factor de demanda D_A para registro EQ10

5.3 Para futuras investigaciones

En este trabajo se realizó un NLDA de una estructura de 12 pisos, a la cual se le ancló un NSC en cada piso a nivel de losa, mediante 1 perno de anclaje. Luego se comparó la respuesta obtenida con las solicitaciones de diseño de códigos de NSC y de anclajes. Futuras investigaciones relacionadas con este trabajo incluyen: (a) el estudio de la interacción entre estructura-anclaje-NSC en conexiones hechas mediante más de un perno de anclaje; (b) estudiar y calibrar otros pernos de anclaje, como de conexión química; y (c) determinar la fuerza de diseño del NSC, utilizando otros factores en los códigos de diseño. Esto último especialmente para el código NCh433, ya que en este trabajo se ocuparon los factores más conservadores disponibles. Finalmente, en futuras investigaciones del autor se incluirá el acápite 8.5.2 de la norma NCh433 en el diseño.

CAPÍTULO VI: Conclusiones

6.1 Conclusiones

En este trabajo se realizó un NLDA de una estructura de 12 pisos, a la cual se le fijó un NSC en cada piso a nivel de losa mediante 1 perno de anclaje. Luego, se comparó la respuesta obtenida con las solicitaciones de diseño de códigos de NSC y anclajes. Los resultados muestran que cuando se comparó el coeficiente sísmico del NSC, C_{NSC}, con los coeficientes sísmicos de los códigos, se obtuvieron valores mayores a estos últimos en varios casos: (a) para los anclajes EM12 diseñados según el código NCh433; y (b) para los anclajes EM12 y UM10 diseñados según el código NZS1170.5. Para el anclaje SM10 por otra parte, se obtuvieron valores menores a los códigos de diseño en casi todos los casos.

De haberse cumplido el supuesto, de que la conexión en el anclaje es infinitamente rígida y por consiguiente la aceleración máxima de piso es igual a la aceleración máxima del NSC, se debería haber observado un valor de $\Omega_{NSC} = 1$ en todos los casos. Sin embargo, en los resultados se observaron valores de Ω_{NSC} mayores a 4 en la mayoría de los casos para los anclajes EM12 y UM10. Esto refleja una amplificación de la aceleración del NSC con respecto a la aceleración de piso, como resultado de la inclusión de la histéresis que se produce en la conexión dentro del análisis.

Para la mayoría de los códigos de diseño estudiados, se tiene que el coeficiente sísmico va aumentando (o se mantiene) a medida que se va subiendo en la altura del edificio. Esto ocurre en todos los códigos de diseño excepto en el código NCh433, donde el coeficiente sísmico disminuye en función de la altura, a contar del 2°piso. Esto sucede porque en esta norma el coeficiente sísmico está formulado en función del corte sísmico que recibe el piso, el cual generalmente disminuye en función de la altura. A pesar de que se utilizaron los parámetros más conservadores establecidos por este código en el diseño, debido a este efecto, en los pisos superiores (9 al 12) el coeficiente sísmico disminuye hasta tomar el menor valor entre los cinco códigos revisados.

Referencias

[1] S. Taghavi-Ardakan, *Probabilistic seismic assessment of floor acceleration demands in multi-story buildings*. 2006.

[2] R. Villaverde, "Seismic Design of Secondary Structures: State of the Art," *J. Struct. Eng.*, vol. 123, no. 8, pp. 1011–1019, Aug. 1997.

[3] R. Eligehausen, R. Mallée, and J. Silva, *Anchorage in Concrete Construction*. 2012.

[4] T. Guillet, "Behavior of metal anchors under combined tension and shear cycling loads," *ACI Struct. J.*, vol. 108, no. 3, pp. 315–323, May 2011.

[5] R. Retamales, R. Davies, G. Mosqueda, and A. Filiatrault, "NEESR nonstructural grand challenge project: Simulation of the seismic performance of nonstructural systems. experimental phase 1: Seismic performance of partition wall subsystems," in *NEES 7th Annual Meeting*, 2009.

[6] H. Cowan *et al.*, "The M8.8 Chile earthquake, 27 february 2010," *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 44, no. 3, pp. 123–166, Sep. 2011.

[7] S. Pampanin, "Towards the 'Ultimate Earthquake-Proof' Building: Development of an Integrated Low-Damage System," 2015, pp. 321–358.

[8] M. S. Hoehler *et al.*, "Performance of suspended pipes and their anchorages during shake table testing of a seven-story building," *Earthq. Spectra*, vol. 25, no. 1, pp. 71–91, Feb. 2009.

[9] S. Pampanin, M. Moghaddasi, P. Quintana Gallo, and A. Rieder, "EQ-Rod a New Generation of Earthquake-Resistant Fasteners," *Universtity of Canterbury*, Christchurch, New Zealand, 2008.

[10] P. Quintana Gallo, M. Moghaddasi, S. Pampanin, and A. J. Carr, "Hysteresis model for concrete anchors subjected to shear loading," *ACI Struct. J.*, vol. 116, no. 1, pp. 5–16, Jan. 2019.

[11] A. Pürgstaller, "Seismic performance of post-installed fasteners in concrete with supplemental damping device at Structure-Fastener-Nonstructural-(SFN)-level," Universität für Bodenkultur Wien, 2017.

[12] A. Pürgstaller, P. Quintana Gallo, S. Pampanin, and K. Bergmeister, "Seismic demands on non-structural components anchored to concrete accounting for structure-fastener-nonstructural interaction (SFNI)," *Earthq. Engng Struct Dyn.*, pp. 1–18, 2020.

[13] P. Quintana Gallo, "Evaluación analítica del daño en un edificio de Hormigón Armado," Universidad Técnica Federico Santa María, 2008.

[14] A. J. Carr, *Ruaumoko Manual Vol. 2: User Manual for the 2D program*. Christchurch, New Zealand: Carr Research Limited, 2017.

[15] A. Rieder, "Seismic Response of Post-Installed Anchors in Concrete," Universität für Bodenkultur, Vienna, Austria, 2009.

[16] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), "European Technical Approval for Torque-Controlled Expansion Anchor FAZ II, ETA 05/0069." 2015.

[17] C. Mahrenholtz and R. Eligehausen, "Dynamic performance of concrete undercut anchors for Nuclear Power Plants," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 265, pp. 1091–1100, 2013.

[18] P. Quintana Gallo, M. Moghaddasi, S. Pampanin, and K. Bergmeister, "Shake table tests of post-installed anchors with supplemental damping," *ACI Struct. J.*, vol. 115, no. 3, pp. 595–606, May 2018.

[19] Instituto Nacional de Normalización (INN), *NCh433Of.96mod2012: Diseño sísmico de edificios*. Santiago, Chile, 2012.

[20] Standards New Zealand (SNZ), *NZS1170.5:2004: Structural design actions: Part 5, Earthquake actions*. Wellington, New Zealand, 2004.

[21] E. C. for S. (CEN), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels, Belgium, 2010.

[22] ASCE, *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. 2010.

[23] European Committee for Standardization (CEN), *CEN/TS 1992-4-1: Design of fastenings for use in concrete*. Brussels, Belgium, 2009.

[24] E. Taghavi, Shahram and Miranda, "Response assessment of nonstructural building elements," *PEER Rep.*, 2003.

[25] R. Eligehausen and J. H. R. Küenzlen, "Tragverhalten von Befestigungen mit Schraubdübeln (Load-bearing behaviour of screw anchors)," *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 2, pp. 61–68, 20002.

[26] T. J. Sullivan, P. M. Calvi, and R. Nascimbene, "Towards improved floor spectra estimates for seismic design," *Earthq. Struct.*, 2013.

[27] M. S. Hoehler, S. Motoyui, K. Kasai, Y. Sato, T. Hikino, and K. Hirase, "Ceiling Anchorage Loads during Shake Table Tests of a Full-Scale Five-Story Building," *Earthq. Spectra*, 2012.

[28] P. Mahrenholtz, T. C. Hutchinson, and R. Eligehausen, "Shake Table Tests on Suspended Nonstructural Components Anchored in Cyclically Cracked Concrete," *J. Struct. Eng.*, vol. 140, no. 11, p. 04014079, May 2014.

[29] D. A. Watkins, T. C. Hutchinson, and M. S. Hoehler, "Cyclic crack and inertial loading system for investigating anchor seismic behavior," *ACI Struct. J.*, 2012.

[30] G. Rehm, R. Eligehausen, and R. Mallée, *Befestigungstechnik (Fixing Technology)*. Betonkalender, Teil 2, 1988.

[31] E. C. for S. (CEN), *Design of concrete structures - Part4: Design of Fastenings for Use in Concrete*. 2015.

[32] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), "Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für

fischer Langschaftdübel SXS mit zugehöriger Spezialschraube zur Verankerung im gerissenen und ungerissenen Beton." 2014.

[33] ACI Committee 318, *ACI 318-14*. 2014, p. 519.

[34] Standards New Zealand (SNZ), *NZS3101.1:2006:Concrete structures standard: Part 1, The Design of Concrete Structures*. 2006.

[35] A. J. Carr, *Ruaumoko Manual Vol. 1: Theory*. Christchurch, New Zealand: Carr Research Limited, 2016.

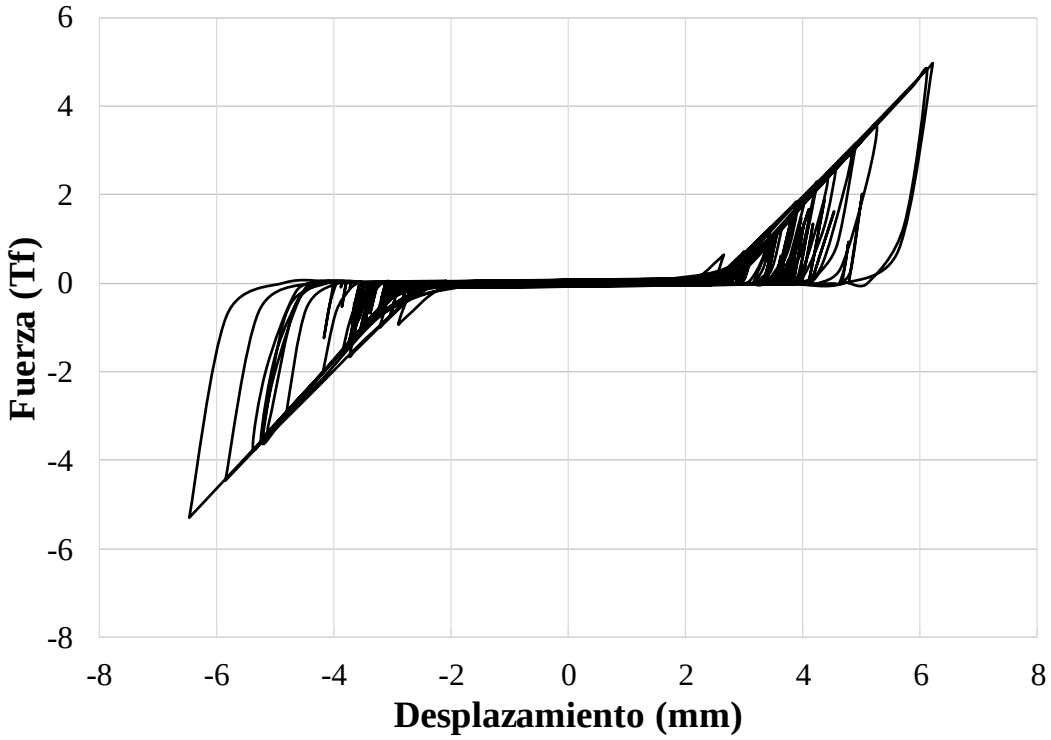
[36] C. Christopoulos and S. Pampanin, "Towards performance-based design of MDOF structures with explicit consideration of residual deformations," *http://home.iitk.ac.in/~vinaykg/issue14.html*, 2004.

[37] P. Quintana Gallo, "The nonlinear dynamics involved in the seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings," PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2014.

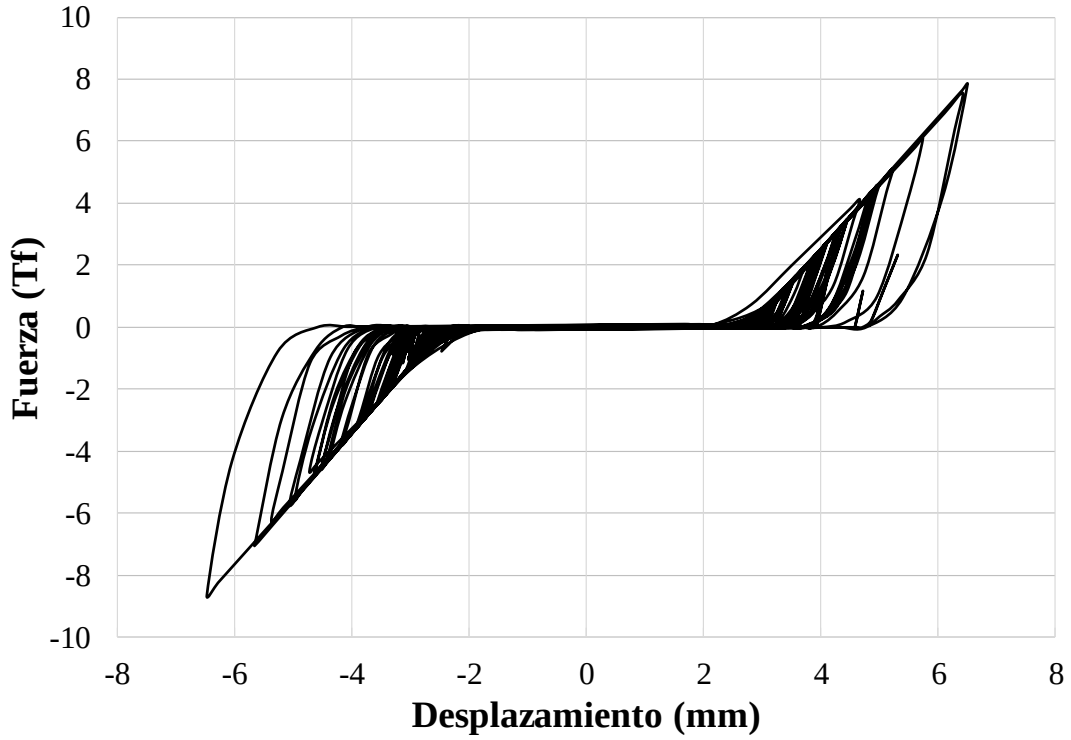
[38] M. D. Trifunac and A. G. Brady, "On correlation of seismoscope response with earthquake magnitude and Modified Mercalli Intensity," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 1975.

Anexo 1: Histéresis típicas obtenidas

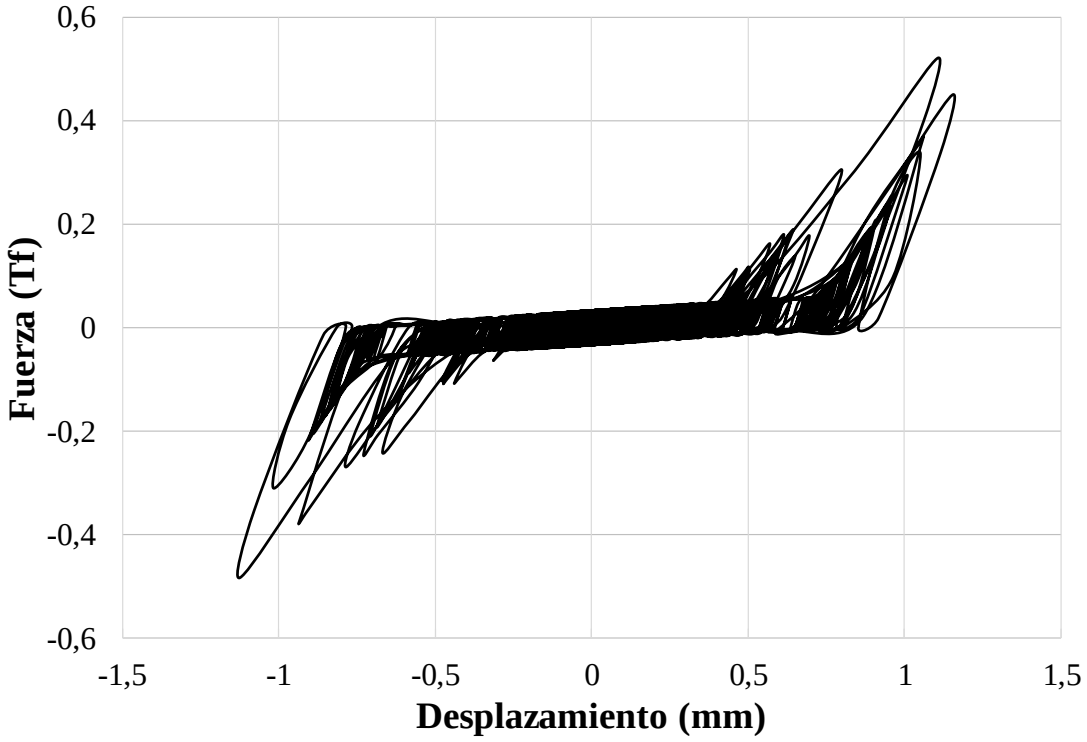
- Histéresis para registro EQ1. Anclaje EM12, masa según NCh433 y piso 12.



- Histéresis para registro EQ8. Anclaje UM10, masa según NZS1170.5 y piso 7.

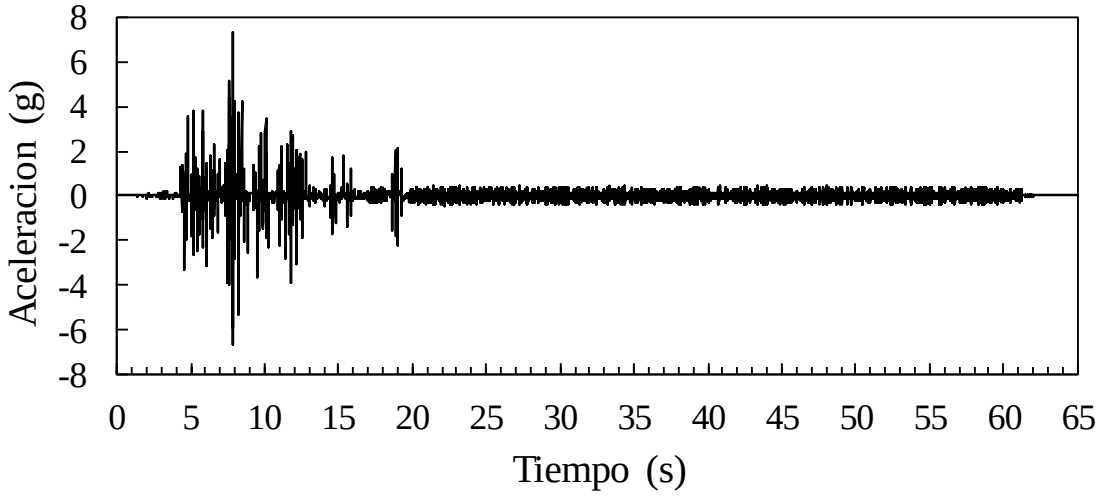


- Histéresis para registro EQ2. Anclaje SM10, masa según NCh433 y piso 5.

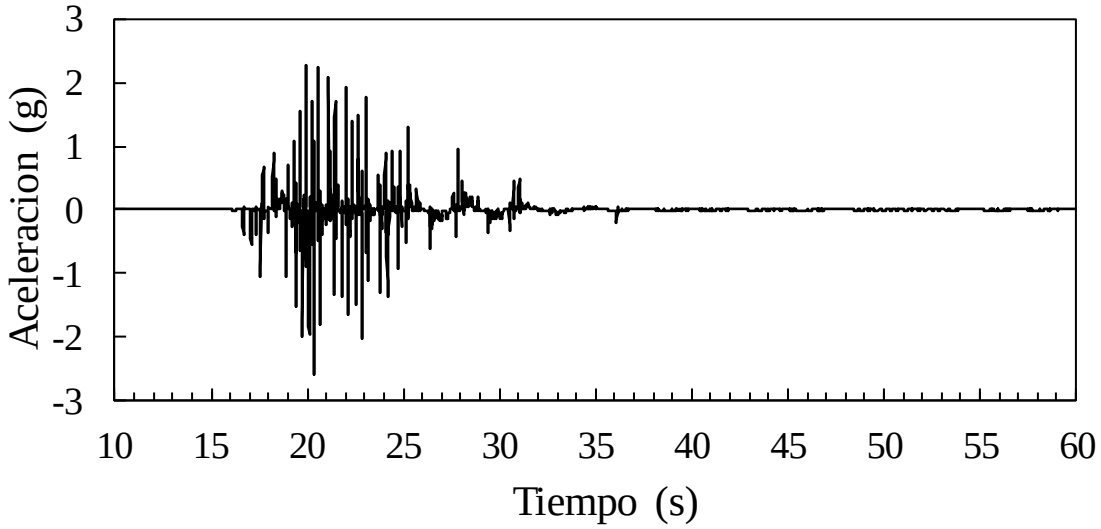


Anexo 2: Aceleraciones típicas obtenidas

- Aceleración para registro EQ8. Anclaje EM12, masa según NCh433 y piso 5.



- Aceleración para registro EQ2. Anclaje UM10, masa según NZS1170.5 y piso 4.



- Aceleración para registro EQ6. Anclaje SM10, masa según NZS1170.5 y piso 7.