



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA POST SISMO 8,4 (MW), ILLAPEL, CHILE. APLICACIÓN AL COLEGIO SAN RAFAEL DE ROZAS, ILLAPEL, CHILE

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Dr. Ing. Sr. Galo Esteban Valdebenito Montenegro

Co-Patrocinante:
M.Sc. Sr. David Andrés Alvarado Coello

NELSON MIGUEL ÁNGEL ORTIZ RÍOS
VALDIVIA – CHILE

2017

Declaración del Estudiante

Soy el único autor de este Trabajo de Titulación y no he utilizado otras fuentes de las que están referenciadas.

Nelson Miguel Ángel Ortiz Ríos

Declaración de la Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

Este Trabajo de Titulación forma parte del proceso de aprendizaje del estudiante y, por sí solo, no constituye una investigación verificada ni un proyecto de ingeniería civil validado.

El trabajo fue calificado con la nota:

La comisión Evaluadora emitió las siguientes observaciones:

Resumen

El terremoto de Illapel del año 2015 de magnitud 8.4 (Mw) pese a la gran energía liberada generó menos daño del esperado, lo cual es un indicador de adecuados criterios de diseño. Sin embargo, se observaron algunos daños de consideración sobre todo en escuelas y estructuras de mayor vulnerabilidad. En este trabajo se evalúa la vulnerabilidad sísmica de una estructura ubicada en Illapel, Chile, la cual sufrió daños para el terremoto antes mencionado. Se ha identificado como gatillante de los daños la forma en L de la planta, donde se observó principalmente la falla de columnas cortas. Se realiza una evaluación de los índices de vulnerabilidad como primera aproximación para continuar con un análisis estático no lineal y la aplicación del método del espectro de capacidad. Para precisar la evaluación se realiza un Análisis Modal Operacional del edificio y la caracterización dinámica del suelo a partir del método de Nakamura. Los resultados de este estudio muestran que el modelo matemático desarrollado reproduce de buena forma el comportamiento del edificio frente al terremoto de Illapel del 2015. Además, se observa una buena correlación entre los resultados obtenidos de la evaluación de los índices de vulnerabilidad, los resultados del método del Espectro de Capacidad, y el daño real observado. Por otro lado, no se observan efectos de sitio, de acuerdo con la calidad del suelo caracterizada mediante el método de Nakamura. Sin embargo, es muy probable que se haya producido una interacción entre el suelo y la estructura por efectos de resonancia. Lo anterior permite demostrar una vez más que la tipología de planta tipo L es más vulnerable sísmicamente. *Palabras clave: Vulnerabilidad Sísmica, Terremoto Illapel 2015, Colegio San Rafael de Rozas*

Abstract

Despite the great amount of energy released, the magnitude 8.4 (Mw) earthquake occurred on 2015 in Illapel caused less damage than might be expected, which is an indicator of appropriate design criteria. However, it was noted some considerable damage especially in schools and high vulnerability structures. In this study a seismic vulnerability assessment of a structure located in Illapel, Chile is developed. This structure suffered damage during the aforementioned earthquake. Its L-shaped plan has been identified as the trigger for the damage, in which occurred failure of columns due to the short-column effect mainly. As a first approximation, a qualitative assesment of vulnerability indices is developed and then continue with a Nonlinear Static Analysis and application of the Capacity Spectrum Method on the School. For precise the assesment, an Operational Modal Analysis and dynamic characterization of foundation soil data using the Nakamura method is carried out. The results of this study showed that the mathematical model developed represent good enough the performance of the building during the 2015 Illapel Earthquake. Moreover, there is also a good correlation between the results obtained from the vulnerability indices assessment, the results obtained from the Capacity Spectrum Method, and the real damage observed in the School. Furthermore, due to the soil characteristics obtained from the Nakamura method, site effects are not expected. However it is very likely that a resonance effect by dynamic soil-structure interaction has ocurred. Therefore, it can be demonstrated once again that a L-shaped plan is more vulnerable to earthquakes. *Key words: Seismic Vulnerability, 2015 Illapel Earthquake, San Rafael de Rozas School*

1. Introducción

La sismicidad en Chile se encuentra principalmente dominada por la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, cuya gran velocidad de convergencia relativa (7 cm/año) es la responsable, no solamente de la alta productividad sísmica (una de las mayores del planeta), sino también de las grandes dimensiones que los terremotos alcanzan en esta región. Hacia el sur de la Península de Taitao, la placa Antártica es la que penetra bajo la placa Sudamericana a una velocidad aproximada de 1,8 cm/año, mientras que en la zona austral, la placa de Escocia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana en un borde de placas transcurrentes a una razón de 0,7 cm/año. Los sismos que ocurren en Chile pueden ser interplaca, outer-rise, intraplaca-oceánica e intraplaca-continental. Los sismos interplaca se producen cuando la fuerza de roce entre las placas traba el movimiento entre ellas hasta que se acumula suficiente energía y se produce el movimiento relativo entre ellas. Estos son los de mayor magnitud, siendo ejemplos de éstos el terremoto de Valdivia de 1960 ($M_w=9,5$) y el terremoto del Maule de 2010 ($M_w=8,8$). Los sismos outer-rise ocurren costa afuera de la fosa oceánica. En general tienen magnitudes menores que 8 (M_w). Los sismos intraplaca-oceánica son sismos que ocurren dentro de la placa oceánica subductada. Se originan a profundidades mayores que 60 km. El potencial de daños de estos sismos es mayor que el de los sismos interplaca de la misma magnitud. Los sismos intraplaca-continental son sismos que ocurren dentro de la placa continental, en la corteza a profundidades menores que 30 km, debido a deformaciones generadas principalmente por la convergencia entre las placas y por esfuerzos locales. La principal deformación generada

por la subducción, es el alzamiento de la cordillera de los Andes. En general estos sismos ocurren en torno a la cordillera, tanto en Chile como en Argentina. Los sismos más comunes corresponden a los de tipo interplaca, mientras que los sismos intraplaca ocurren rara vez (Barrientos, 2015).

Particularmente, la zona centro norte de Chile ha sido afectada por grandes terremotos, como el ocurrido en Ovalle el 6 de abril de 1943 con una magnitud de 8,2 (M_w) y el terremoto ocurrido en La Ligua el 28 de marzo de 1965 con una magnitud de 7,4 (M_w). En la década siguiente, la zona norte y central fueron afectadas por un sismo de magnitud 7,5 (M_w) registrado el 8 de julio de 1971, el cual afectó desde Antofagasta hasta Valdivia, con mayor intensidad en Illapel, Los Vilos, Combarbalá y La Ligua (Biblioteca Nacional de Chile, 2017).

Años más tarde, específicamente el día 16 de septiembre de 2015 a las 19:54 hrs. hora local (UTC -3) ocurrió un sismo de tipo interplaca de magnitud 8.4 (M_w) frente a las costas de la Región de Coquimbo, a 37 km al sur-oeste de la localidad de Canela Baja, y a 46 km de Illapel, con coordenadas epicentrales $71.741^\circ W$ y $31.637^\circ S$ a una profundidad de 23 km. La duración del terremoto se estimó en alrededor de 60 a 100 segundos y la longitud de ruptura fue de 200 km (Barrientos, 2015). En la Figura 1 se puede apreciar la localización del epicentro con respecto a la zona centro norte de Chile y los parámetros principales del sismo.

Las intensidades en la escala de Mercalli en las ciudades más cercanas fueron de VIII en La Serena y Coquimbo, y de VII en Los Vilos, El Quisco, San Antonio y Santiago, según lo reportado por Organización Nacional de Emergencia (ONEMI, 2015). En la Figura 2 se observa un mapa que representa las

intensidades del sismo de Illapel de 2015 en las zonas cercanas al epicentro. De acuerdo a los datos entregados por el Centro Sismológico Nacional de Chile, se registró una aceleración de 80%g en la componente horizontal de la estación ubicada en Montepatria, probablemente debido a efectos del suelo, ya que sólo a 30 km de distancia, en la estación sismológica CO03, la aceleración máxima registrada fue del orden de 30%g (Barrientos, 2015). En la figura 3 se observa la red de acelerógrafos del Centro Sismológico Nacional de Chile indicando los que midieron el sismo de Illapel del 2015 y los que no lo midieron.

Producto del sismo, la región de Coquimbo registró considerables daños en sus estructuras, entre las cuales destacaron el hospital, el puerto, el Faro, la Costanera, el Mall de La Serena, entre otros. Se reportaron además 11 víctimas fatales. Las últimas cifras oficiales registraron 26.773 damnificados, 2.321 viviendas con daño mayor no reparable, 2.502 viviendas con daño reparable leve y 4.765 viviendas presentaron daños en sus enseres (Gobierno Regional de Coquimbo, 2016). Muy cerca del epicentro, en la ciudad de Illapel, se presentaron mayor cantidad de daños estructurales producto del terremoto, principalmente en viviendas de adobe, caminos y carreteras, hospitales, escuelas, locales comerciales e infraestructura ubicada en el borde costero; además se reportaron derrumbes que provocaron el corte de caminos rurales. Se reportó además dentro de la región, 9 colegios con daño estructural, 160 colegios con daños menores y 3 jardines infantiles y salas cunas con daños menores (Gobierno Regional de Coquimbo, 2016). En la figura 4 se muestra un mapa con el resumen de los daños en la región de Coquimbo y el número de viviendas con daño no reparable en cada comuna.

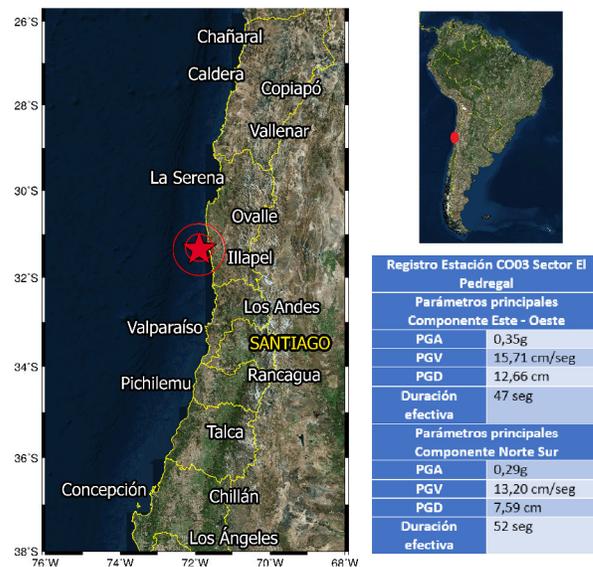


Figura 1: Localización epicentro y parámetros principales terremoto Illapel, Chile, 2015. Fuente: elaboración propia

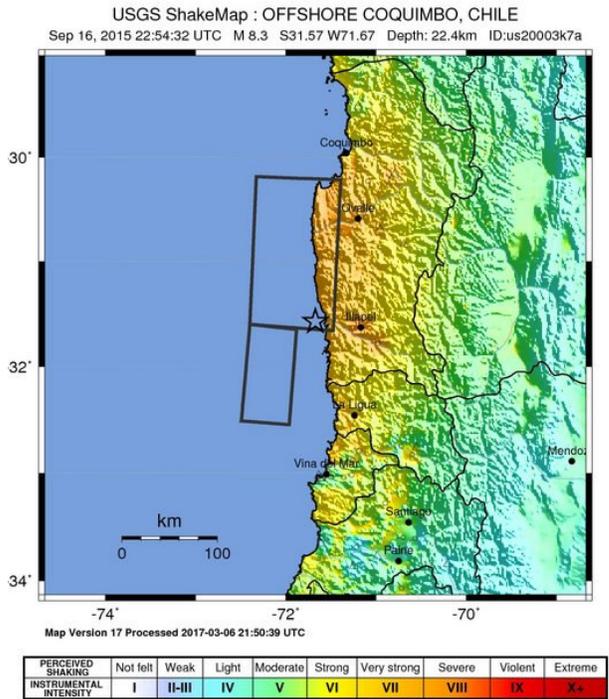


Figura 2: Intensidades en la escala de Mercalli del terremoto de Illapel de 2015 en zona centro norte de Chile. Fuente: United States Geological Survey, 2015

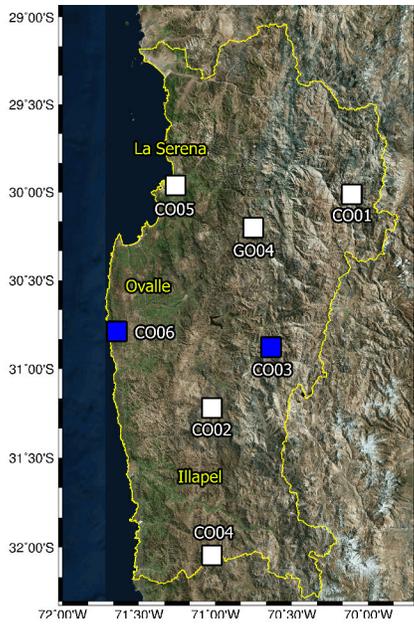


Figura 3: Localización de acelerógrafos del Centro Sismológico Nacional en la región de Coquimbo cercanos al epicentro del terremoto de Illapel, 2015. En color azul se indican los acelerógrafos que midieron el sismo, y en color blanco los que no lo midieron. Fuente: elaboración propia.

Durante los terremotos ocurridos en el pasado se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología, experimentan un daño más severo que otras, a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Se denomina vulnerabilidad sísmica al grado de daño que sufre una estructura ocasionado por un sismo de determinadas características. Es por esto, que los edificios se pueden clasificar en más vulnerables o menos vulnerables frente a un mismo evento sísmico. La vulnerabilidad frente a un sismo de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada estructura, y por lo tanto, independiente de la peligrosidad sísmica del lugar de emplazamiento. Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica (Barbat et. al, 2005).

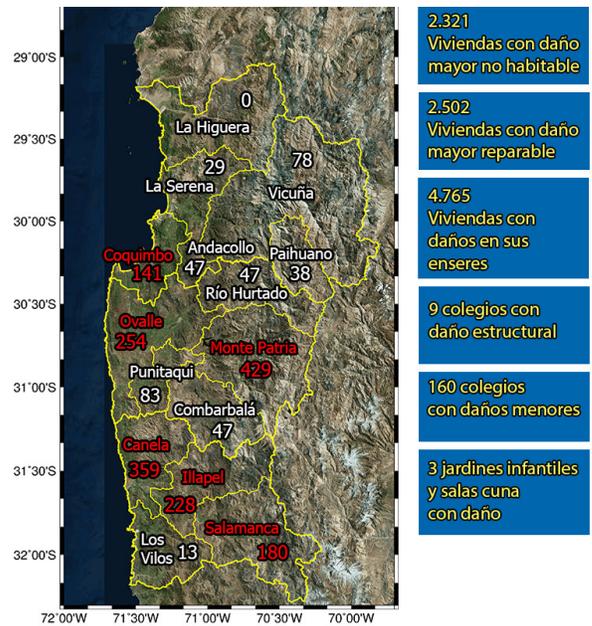


Figura 4: Catastro de daños en la región de Coquimbo producto del terremoto de Illapel, 2015. Fuente: elaboración propia.

Según Mantilla et. al (2008) existen tres clases de vulnerabilidad: vulnerabilidad funcional, vulnerabilidad no estructural y vulnerabilidad estructural. El caso de estudio corresponde a un colegio, por lo que, el análisis de los tres tipos de vulnerabilidad es importante. No obstante, en este estudio sólo se tratará la vulnerabilidad estructural. La vulnerabilidad estructural es la susceptibilidad que tienen los elementos o componentes estructurales de sufrir daño frente a un sismo (daño sísmico estructural). Este tipo de daño comprende el deterioro físico de elementos que forman parte del sistema resistente o estructural de la edificación (Mantilla et. al, 2008).

La importancia de los estudios de vulnerabilidad sísmica no reside únicamente en ser una parte indispensable para la determinación del riesgo sísmico, sino también en ser una herramienta clave para los planes de mitigación de desastres. El conocimiento

actual de la vulnerabilidad para distintos elementos en riesgo no se ha desarrollado en gran medida, y como consecuencia de esto, la evaluación del riesgo se ha visto limitada. Si bien se han obtenido algunos resultados empíricos para varios tipos de edificios, no se ha llegado aún a un consenso general sobre la forma estándar de evaluar y obtener funciones de vulnerabilidad. Un claro ejemplo de esto es la diversidad de criterios que existen para realizar ésta evaluación (Caicedo et. al, 1994). En general, estos métodos se clasifican en:

- Métodos cualitativos
- Métodos experimentales
- Métodos analíticos

Los primeros son métodos diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas y seleccionar aquellas que requieran un posterior análisis más detallado. Algunos de estos métodos constituyen el primer nivel de evaluación de los métodos analíticos, como por ejemplo el método FEMA 154. Los segundos realizan una correlación entre las características del sismo y las del terreno de fundación, los daños, los tipos y configuraciones estructurales. Los resultados obtenidos son valores promedio genéricos y con un grado de incertidumbre elevada. Los métodos exclusivamente analíticos son utilizados para la evaluación en detalle de la vulnerabilidad posible de una estructura ante sismos de diferente orden de magnitud. Los más conocidos son el método japonés, los métodos norteamericanos como el ATC 22 y el FEMA 310 respaldados por la Federal Emergency Management Agency de Estados Unidos, los métodos de energía como el de Akiyama (Vizconde et. al, 2004).

Otra clasificación de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica son la vulnerabilidad observada, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de la observación de los daños posteriores a un terremoto y la vulnerabilidad calculada, que significa la vulnerabilidad que ha sido derivada de un análisis matemático mediante un modelo estructural o mediante ensayos de laboratorio de modelos reducidos y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos (Caicedo et. al, 1994). Los métodos que se pueden clasificar dentro de la rama de la vulnerabilidad calculada utilizan la técnica de la modelación analítica de estructuras para simular el comportamiento de las mismas bajo fuerzas dinámicas. Sin embargo estos métodos no son del todo analíticos, ya que durante la fase de calibración del modelo requieren de la utilización extensiva de ensayos de laboratorio, los cuales permiten comprobar la eficacia del método para predecir el daño observado en la estructura.

Por otro lado, los métodos que se pueden clasificar dentro de la rama de la vulnerabilidad observada, están basados en la observación del daño ocurrido en estructuras durante terremotos, o, a falta de éstos, de la opinión subjetiva de expertos. A pesar de que estos métodos son subjetivos, muchas veces se utilizan características totalmente objetivas desde el punto de vista estructural, como por ejemplo, el desplazamiento del último piso como indicador del daño en la estructura (Caicedo et. al, 1994). Otros métodos utilizados para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica son: Funciones de vulnerabilidad, que son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el nivel de severidad del sismo. El método de índice de vulnerabilidad utiliza datos obtenidos

mediante inspección para realizar una calificación de la calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad. El método hace una calificación numérica de ciertos parámetros estructurales preestablecidos por expertos y calcula, a partir de estos valores, el índice de vulnerabilidad. El método relaciona luego el índice de vulnerabilidad obtenido con el grado de daño global que sufre la estructura a través de funciones de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto o para diferentes niveles de aceleración máxima (Benedetti et. al, 1984).

El presente trabajo aborda la problemática del análisis de vulnerabilidad sísmica del Colegio San Rafael de Rozas ubicado en la ciudad de Illapel, Chile. Este colegio sufrió daños para el terremoto de Illapel del 2015 y presenta algunas características de irregularidad que son interesantes desde el punto de vista del análisis. Para lo anterior, se realiza una evaluación de los índices de vulnerabilidad, los cuales son una serie de indicadores de la salud estructural recopilados en base a la experiencia. Estos resultados se analizan y contrastan con el daño observado.

Luego se construye un modelo matemático en el software *Smuri* (STA Data, 2013) con el fin de intentar reproducir el daño producto del terremoto de Illapel y se realiza un análisis estático no lineal. Una vez realizado este análisis y obtenida la curva de capacidad del edificio, se aplica el método del espectro de capacidad, incorporando la demanda real correspondiente a los registros de aceleraciones del terremoto de Illapel de 2015. Para precisar la evaluación se realiza la instrumentación del edificio (Análisis Modal Operacional) y la caracterización dinámica del suelo a partir del método de Nakamura. Los períodos de

la estructura obtenidos del análisis modal operacional son usados para calibrar el modelo matemático y la caracterización dinámica del suelo se utiliza para cuantificar los efectos de sitio y determinar si hubo una interacción entre el suelo y la estructura.

Finalmente se obtienen los resultados y se contrastan con los obtenidos de la evaluación de los índices de vulnerabilidad y con el daño real observado producto del terremoto, determinando si la correlación es consistente.

2. Análisis estático no lineal “*Pushover*”: Método del espectro de capacidad

El comportamiento de los edificios frente a sismos de moderada a severa intensidad no es lineal, es decir, los esfuerzos dejan de ser proporcionales a las deformaciones. Esto significa que para pequeños aumentos de carga se producen grandes deformaciones.

Es por esta razón que para analizar el desempeño sísmico de un edificio es necesario realizar un análisis que refleje el real comportamiento de los materiales cuando se está cerca de alcanzar su capacidad.

Los métodos no lineales se clasifican en dos grupos: los análisis dinámicos no lineales y los análisis estáticos no lineales. Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del Colegio San Rafael de Rozas se realizará un análisis estático no lineal (nonlinear static procedure: NSP, o también llamados análisis *pushover*). Este método es una herramienta que permite determinar la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

El análisis estático no lineal “*pushover*” consiste

en aplicar cargas monotónicamente crecientes a una estructura hasta alcanzar su máxima capacidad de deformación o deformaciones y fuerzas previamente definidos. La capacidad se representa por medio de una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante; esto es generalmente válido para edificios con períodos menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos. El procedimiento para realizar un análisis estático no lineal “*pushover*” descrito por ATC-40 (1996) se muestra a continuación:

Primero se debe crear un modelo matemático de la estructura, clasificando sus elementos como primarios o secundarios. Luego se deben aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas del piso o la forma del primer modo de vibrar. Después se calculan las fuerzas internas en los miembros debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas. Se recopilan los cortantes en la base y los desplazamientos en el techo. Se revisa el modelo empleando una rigidez muy pequeña o nula para los elementos que han cedido. Luego se aplica un nuevo incremento de carga para que otros elementos también cedan. Las fuerzas para los elementos al inicio de un incremento de la carga lateral es un análisis separado, el cual comienza de la condición inicial (sin cargas). Por lo tanto, para determinar si un elemento cede, es necesario añadir las fuerzas del análisis actual con las fuerzas del paso previo. Se suman los incrementos de carga lateral y sus correspondientes desplazamientos de techo. Luego se repiten los dos últimos pasos hasta que la estructura sea inestable o las deformaciones y desplazamientos sobrepasen considerablemente el

nivel de desempeño deseado, o cuando un elemento pierde la capacidad de soportar las cargas de gravedad.

El desarrollo de la curva de capacidad es útil porque permite conocer las características del desempeño de un edificio. Sin embargo, para determinar si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una sollicitación sísmica. Para esto existen principalmente 2 métodos: el Método del espectro de capacidad (punto de desempeño) y el método de los coeficientes (desplazamiento objetivo). El método utilizado en lo que sigue será el método del espectro de capacidad. Es necesario indicar que el método del espectro de capacidad, cuando se combina con los espectros de demanda reducidos, basados en estimaciones del amortiguamiento histerético, producen desplazamientos generalmente dentro del 10 % del promedio máximo obtenido de varios análisis tiempo historia (análisis dinámicos no lineales).

Para emplear el método de espectro de capacidad se requiere convertir la curva de capacidad (Corte basal – desplazamiento, o $V - d$) a una curva llamada espectro de capacidad ($S_a - S_d$). Para desarrollar este espectro de capacidad es necesaria una conversión punto por punto a sus coordenadas espectrales de su primer modo, o de los modos deseados. Es decir, todos los puntos de la curva deben ser convertidos a coordenadas del espectro de capacidad a través de las siguientes ecuaciones:

$$S_{d1} = \frac{d_{techo1}}{\Gamma_1 \phi_{techo1}} \quad S_{a1} = \frac{V_1}{M_{efectiva1}}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad M_{efectiva1} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

Posteriormente se debe convertir la curva del es-

pectro de aceleraciones ($S_a - T$) a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento ($S_a - S_d$). En este formato se visualiza el período a través de líneas rectas que pasan por el origen de coordenadas. Debido a que se está trabajando con un sistema de 1GDL, la transformación del espectro de aceleraciones ($S_a - T$) al formato mencionado se puede realizar mediante la ecuación:

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$

Para poder estimar el amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda, se requiere una representación bilineal de la curva de espectro de capacidad. Para construir la representación bilineal se define el punto (d_{pi}, a_{pi}) , el cual es el punto inicial de prueba a partir del cual se reducirá el espectro de demanda. Luego, si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en este punto, éste será el punto de desempeño. Por lo tanto este punto debe estar en la curva de espectro de capacidad (para representar a la estructura en un desplazamiento dado) y además en el espectro de demanda reducido. La determinación del punto de desempeño requiere un proceso de iteración de modo que se satisfagan los 2 criterios antes mencionados.

Para construir la representación bilineal se traza una recta a partir del origen de la curva espectro de capacidad con una pendiente similar a la rigidez inicial de la estructura, luego se dibuja una segunda línea a partir del punto (d_{pi}, a_{pi}) , hasta que intersecte a la primera línea, de manera que el área A1 sea igual al área A2, el punto de intersección de ambas rectas definirá el punto (d_y, a_y) como se muestra en la figura 5.

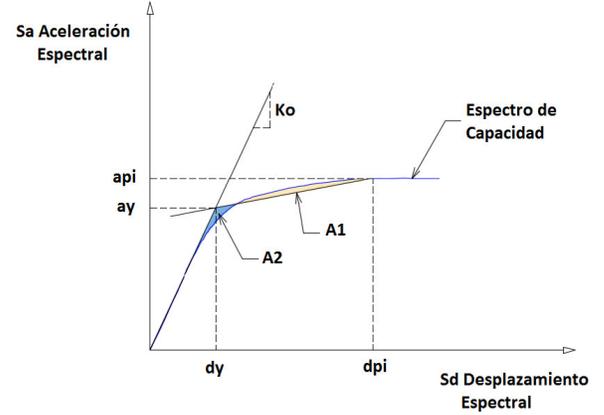


Figura 5: Representación bilineal de la curva de capacidad. Fuente: elaboración propia.

El amortiguamiento ocurre cuando el sismo hace incursionar a la estructura en su rango inelástico. Este amortiguamiento puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso, que es inherente de la estructura, y amortiguamiento hysterético.

El amortiguamiento hysterético puede ser representado por un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento (β_{eq}) asociado al desplazamiento d_{pi} puede ser estimado de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05$$

El término β_0 es el amortiguamiento hysterético representado como amortiguamiento viscoso y puede ser calculado como:

$$\beta_0 = \frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Este valor de amortiguamiento equivalente puede ser empleado para estimar los factores de reducción del espectro de demanda con un amortiguamiento mayor a 5% del amortiguamiento crítico. El límite en las reducciones para β_{eq} es 50%.

En el caso de evaluar el refuerzo de hormigón armado en elementos que no son típicamente dúctiles,

el cálculo de β_{eq} tiende a sobreestimar los valores de amortiguamiento. Por ello, para simular lazos histéricos no ideales, el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente emplea un factor de modificación k , para definir el amortiguamiento viscoso efectivo:

$$\beta_0 = k \left[\frac{63,7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$$

El factor k depende del comportamiento estructural del edificio, el cual a su vez depende de su sistema sismorresistente y la duración del sismo. Por simplicidad, se plantean 3 categorías de comportamiento estructural:

- Tipo A: representa un comportamiento que desarrolla ciclos de histéresis estables, luego $k=1$ (excepto para valores de amortiguamiento alto)
- Tipo B: representa una moderada reducción del área encerrada por los lazos, luego $k=2/3$
- Tipo C: representa un comportamiento histérico pobre con una gran reducción del área encerrada por los lazos, luego $k=1/3$

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5 % del d_{pi} de cada lado.

Este procedimiento para determinar el punto de desempeño se resume a continuación:

- a. Desarrollar el espectro de demanda elástico apropiado con $\beta = 5\%$
- b. Transformar la curva de capacidad en una curva de espectro de capacidad
- c. Graficar ambas curvas y seleccionar un punto de prueba (d_{pi}, a_{pi})

- d. Desarrollar la representación bilineal y encontrar (d_y, a_y)
- e. Calcular los factores de reducción del espectro y luego graficar el espectro reducido
- f. Determinar si la intersección del espectro reducido con el espectro de capacidad es cercano al punto (d_{pi}, a_{pi}) inicialmente supuesto, y si tal diferencia es tolerable, este punto es el punto de desempeño
- g. De no cumplirse el paso f) se debe volver al punto d) con un nuevo (d_{pi+1}, a_{pi+1}) .

3. Caso de estudio: Escuela San Rafael de Rozas, Illapel, Chile

3.1. Identificación de la estructura

El edificio estudiado corresponde al Colegio San Rafael de Rozas, ubicado en el centro de la ciudad de Illapel en la calle Constitución N° 298. La ciudad de Illapel pertenece a la Región de Coquimbo y está ubicada en la zona centro-norte de Chile. El proyecto fue diseñado en marzo del 2003, según indican los planos del colegio. El edificio consta de 3 módulos, con una forma en planta de L. El módulo central (módulo 2) tiene forma en planta de L y posee 3 niveles y los módulos extremos (1 y 3) tienen forma rectangular y poseen 2 niveles. El módulo analizado en este trabajo corresponde al módulo 2 (módulo central), que es el que sufrió mayores daños durante el terremoto de Illapel del 2015. El edificio está estructurado en base a pórticos de hormigón armado y muros de albañilería confinada en 2 direcciones ortogonales (noroeste-noreste), el sistema de piso corresponde a

losas de hormigón armado. Los muros de albañilería tienen un espesor de 15 cm y las losas de hormigón armado tienen un espesor de 12 cm. En la figura 6 se muestra el colegio antes de ocurrido el terremoto.

En las Figuras 7, 8 y 9 se muestran las plantas de estructura del primer, segundo y tercer piso, respectivamente. Las líneas de color rojo indican las juntas de dilatación.

En la Figura 10 se muestra la ubicación del Colegio dentro de la ciudad de Illapel.



Figura 6: Escuela San Rafael de Rozas antes del terremoto. Fuente: Daem Illapel.

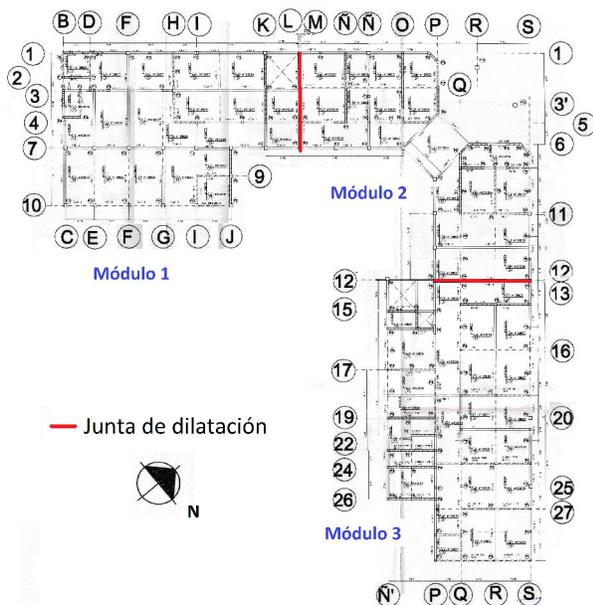


Figura 7: Planta de Estructura 1° piso, Escuela San Rafael de Rozas.

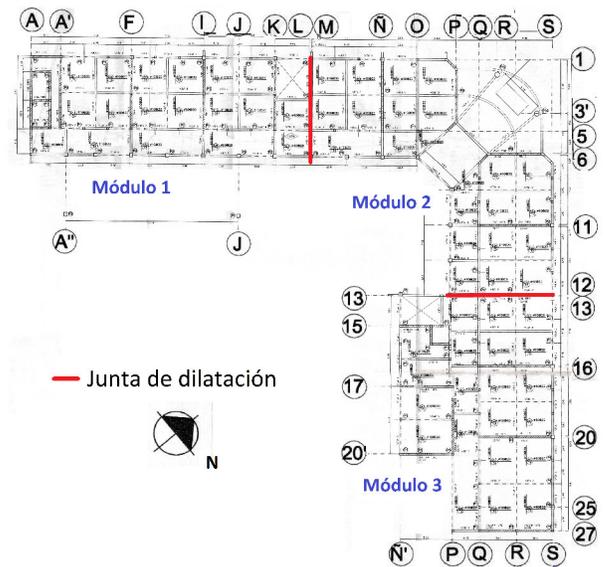


Figura 8: Planta de Estructura 2° piso, Escuela San Rafael de Rozas.

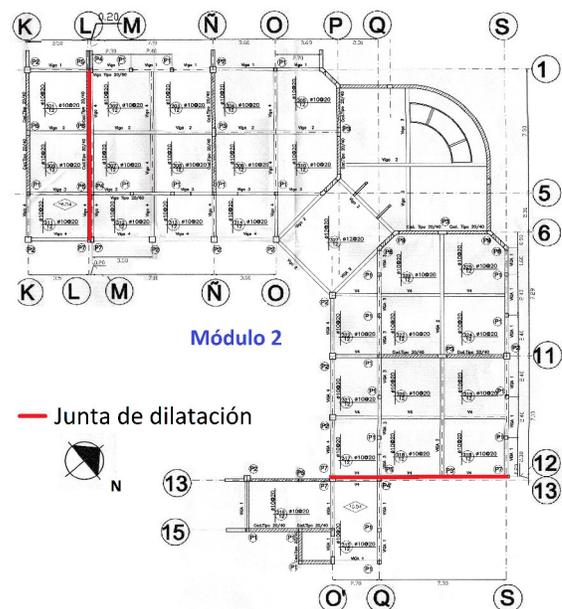


Figura 9: Planta de Estructura 3° piso, Escuela San Rafael de Rozas.



Figura 10: Ubicación Escuela San Rafael de Rozas. Fuente: Google Earth.

3.2. Daños post-sismo 2015

Los daños observados en el edificio se concentran principalmente en el módulo 2, el cual como se mencionaba anteriormente, tiene forma de L y por lo tanto es más vulnerable sísmicamente que otras tipologías de plantas. Este módulo corresponde al estudiado en este trabajo. Los daños se describen a continuación:

En las figuras 11 y 12 se puede observar la falla frágil de columnas de hormigón armado. Se puede apreciar el pandeo del refuerzo debido a los grandes esfuerzos cortantes y momentos flectores desarrollados, y a las grandes demandas de ductilidad, debido principalmente a que la longitud efectiva fue parcialmente restringida por el antepecho de albañilería, provocando lo que se conoce como efecto de columna corta. En este caso la luz libre de la columna se vio disminuida por un elemento no estructural, el cual limitó la capacidad de la columna de deformarse libremente en el sentido lateral (Guevara, 2001). Además el diámetro del refuerzo transversal, el cual corresponde a barras lisas de 6 mm de diámetro (según planimetría existente) y el espaciamiento (17 cm) fueron insuficiente para soportar los esfuerzos antes mencio-

nados. Este tipo de falla se puede catalogar como severa debido a que las columnas alcanzaron su capacidad última fallando de forma frágil.



Figura 11: Pandeo del refuerzo en columnas. Fuente: elaboración propia.



Figura 12: Pandeo del refuerzo en columnas. Fuente: elaboración propia.

En la figura 13 podemos ver el agrietamiento de los rellenos de albañilería de los pórticos de hormigón armado, producto probablemente de la falla por fle-

xión y corte. La dirección de las fisuras no deja completamente claro cual de estos dos esfuerzos, o si la combinación de ambos fue el causante de la falla. Si bien el relleno de albañilería falló completamente, este hecho no está mal concebido debido a que la albañilería confinada se diseña para que primero falle la albañilería (como primera línea defensiva) y después quede funcionando el pórtico, el cual es el encargado de brindarle ductilidad a la estructura y evitar que colapse (segunda línea defensiva).

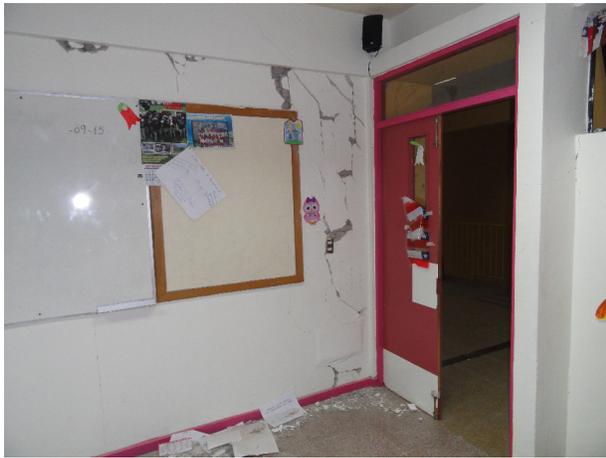


Figura 13: Falla por flexión en muros de albañilería confinada. Fuente: elaboración propia.

3.3. Evaluación de índices de vulnerabilidad

Los índices de vulnerabilidad son una serie de parámetros que dan cuenta de la salud estructural de un edificio y se basan en una serie de indicadores que han sido recopilados en base a la experiencia y como fruto de las lecciones aprendidas de terremotos históricos.

En el caso de este estudio, como un primer acercamiento a la evaluación de vulnerabilidad sísmica se hizo un barrido de una serie de indicadores que son ampliamente utilizados en Chile y que se describen a

continuación:

Forma de la planta La forma de la planta de un edificio es un indicador importante de vulnerabilidad, ya que plantas irregulares (formas L, T, I, etc.) producen concentraciones de esfuerzos en las zonas de transición, produciendo con frecuencia daños importantes (Organización Panamericana de la Salud et. al, 1999). El edificio estudiado tiene una planta en forma de L, por tanto tiene una mayor vulnerabilidad que edificios de plantas regulares, y por lo tanto pudo haber sido uno de los aspectos desencadenantes del nivel de daño observado.

Cantidad de líneas resistentes Los edificios deben tener al menos 2 líneas resistentes por dirección ortogonal principal. El edificio analizado posee más de 2 líneas resistentes por dirección ortogonal, las cuales se cuantifican y muestran en la Tabla 1.

Calidad de líneas resistentes La calidad de líneas resistentes está definida por:

$$C_{c,y} = n_{x,y} \sum \frac{E_1}{E_{base} m l_{x,y}}$$

donde:

- n : Número de líneas resistentes en el eje de análisis
- ml : Metros lineales de muro en la dirección de análisis
- E_1 : Módulo de elasticidad de la línea resistente
- E_{base} : Módulo de elasticidad base considerado

La condición que se debe cumplir es que C_x y C_y no deben variar en más de 30 % en cada nivel. Los resultados de la cantidad y calidad de líneas resistentes se muestran en la Tabla 1.

Por lo tanto el edificio cumple la condición de variación de líneas resistentes por eje ortogonal.

Tabla 1: Cantidad y calidad de líneas resistentes. Fuente: elaboración propia.

Nivel	Total líneas resistentes	N° líneas resistentes	Líneas resistentes	Total líneas resistentes	N° líneas resistentes	Líneas resistentes
	dirección y (m)	dirección y	dirección y	dirección x	dirección x	dirección x
1	29,09	10		23,07	11	
2	15,62	6		15,52	6	
3	15,62	6		15,52	6	

Nivel	Cy	Cx	Variación (%)
1	290,90	253,77	12,76
2	93,72	93,12	0,64
3	93,72	93,12	0,64

Esquinas entrantes

Se debe evitar que la proyección de una esquina entrante sea mayor que el 15 % de la dimensión en planta que contiene a dicha esquina (Building Seismic Safety Council, 1997). El edificio no posee esquinas entrantes, por lo tanto no aplica este criterio.

Presencia de aberturas

Para asegurar que la losa trabaje como diafragma rígido se debe cumplir que las aberturas en la misma no deben ser mayores al 50 % del área total (Building Seismic Safety Council, 1997). El edificio analizado no presenta aberturas por lo tanto no aplica este criterio.

Variación de rigidez

Se debe evitar que la rigidez de un piso sea menor al 70 % de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior o menor que el 80 % de la rigidez lateral promedio de los pisos inmediatamente superiores (Building Seismic Safety Council, 1997), es decir:

$$K_i > 0,7K_{i+1} \quad K_i > 0,8 \frac{K_{i+1} + K_{i+2}}{2} K_{i+1}$$

Calculando la rigidez de cada piso para cada dirección ortogonal se obtiene:

■ Dirección y

$$K_1 = 2,482,786(kg/cm)$$

$$K_2 = 1,320,193(kg/cm)$$

$$K_3 = 1,320,193(kg/cm)$$

$$0,7K_2 = 924,135(kg/cm)$$

$$0,8 \frac{K_2 + K_3}{2} = 1,056,154(kg/cm)$$

Luego se verifica que:

$$K_1 > 0,7K_2 \quad \text{y} \quad K_1 > 0,8 \frac{K_2 + K_3}{2}$$

■ Dirección x

$$K_1 = 1,732,036(kg/cm)$$

$$K_2 = 1,320,193(kg/cm)$$

$$K_3 = 1,320,193(kg/cm)$$

$$0,7K_2 = 924,135(kg/cm)$$

$$0,8 \frac{K_2 + K_3}{2} = 1,056,154(kg/cm)$$

Luego se verifica que:

$$K_1 > 0,7K_2 \quad \text{y} \quad K_1 > 0,8 \frac{K_2 + K_3}{2}$$

Por lo tanto el edificio cumple el criterio de variación de rigidez, por lo tanto no se presenta el efecto “piso blando”.

Variación de masa

Se debe evitar que la masa de un piso sea mayor que el 150 % de la masa del piso inmediatamente superior o inferior (Building Seismic Safety Council, 1997). Esto es: $M_i < 1,5M_{i+1}$

$$M_1 = 89,7 \text{ Tonf}$$

$$M_2 = 109,2 \text{ Tonf}$$

$$M_3 = 109,2 \text{ Tonf}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 0,82 \rightarrow 82\% < 150\% \quad \frac{M_2}{M_3} = 1 \rightarrow 100\% < 150\%$$

Por lo tanto el edificio cumple este criterio.

Excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez

Con el fin de evitar la torsión de la planta se debe limitar la excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez a no más del 15% de la dimensión en planta bajo análisis (Organización Panamericana de la Salud et. al, 1999).

Tabla 2: Excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez. Fuente: elaboración propia.

Coordenadas centro de masa (m)				
Nivel	x	y		
1	13,10	13,20		
2	14,10	14,20		
3	14,10	14,20		
Coordenadas centro de rigidez (m)				
Nivel	x	y		
1	12,69	12,00		
2	10,75	10,85		
3	10,75	10,85		
Excentricidad (m)				
Nivel	ex	ey	Lx	Ly
1	0,407	1,205	23,9	24,1
2	3,36	3,36	23,9	24,1
3	3,36	3,36	23,9	24,1
Nivel	0,15Lx	0,15Ly	ex<0,15Lx	ex<0,15Ly
1	3,59	3,62	Cumple	Cumple
2	3,59	3,62	Cumple	Cumple
3	3,36	3,62	Cumple	Cumple

La condición a cumplir es:

$$e_x = |x_R - x_G| \leq 0,15L_x$$

$$e_y = |y_R - y_G| \leq 0,15L_y$$

donde:

- e_x : Excentricidad en dirección x
- e_y : Excentricidad en dirección y
- x_R, y_R : Coordenadas del centro de rigidez
- x_G, y_G : Coordenadas del centro de masa
- L_x, L_y : Dimensiones x e y de la planta

Los centros de masa, de rigidez y la excentricidad se calcularon de acuerdo al sistema de referencia utilizado (intersección eje 12 – eje M). Los resultados de la excentricidad se muestran en la Tabla 2. Por lo tanto el edificio analizado cumple el criterio de excentricidad.

Razón altura período

Se debe determinar la razón altura período del edificio, debido a la relación entre su rigidez y comportamiento dinámico (Calderón, 2007). De acuerdo a este parámetro los edificios se pueden clasificar en:

$H/T < 20$	Muy flexible
$20 < H/T < 40$	Flexible
$40 < H/T < 70$	Normal
$70 < H/T < 150$	Rígido
$150 < H/T$	Muy rígido

donde:

H : Altura total del edificio (m)

T : Período de vibrar del primer modo (seg)

Se recomienda mantener la razón H/T entre los valores 40 y 70. No se permite $H/T < 20$ ni tampoco $H/T > 150$.

La altura total del edificio es 10,31 m, mientras que el período obtenido del análisis modal operacional, es 0,25 seg. El análisis modal operacional realizado se detalla en 3.4.2.

$$\frac{H}{T} = \frac{10,31}{0,25} = 41$$

El valor de H/T obtenido anteriormente nos indica que el edificio tiene un comportamiento normal, es decir, no es rígido ni flexible. Por lo tanto, este parámetro cumple las recomendaciones anteriormente mencionadas.

Razón Área muro/Peso

Éste índice se determina por la relación entre el área total de muros resistentes en cada una de las direcciones principales y el peso sísmico total del edificio (Massone, 2011). Se recomienda que esta relación sea mayor a 0,003 (m²/Ton). De acuerdo a la cubicación realizada el peso total del edificio es de 765 Tonf. Los resultados de la razón Área muro/peso se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Razón Área muro/Peso. Fuente: elaboración propia.

Nivel	Área total muros (m ²)	A/W	A/W>0,003
1	7,16	0,00936	Cumple
2	4,00	0,00523	Cumple
3	4,00	0,00523	Cumple

Por lo tanto el edificio cumple este criterio.

Densidad de muros en planta

Se debe proveer una densidad en planta de muros que sea adecuada. Para edificios de más de 5 pisos se recomienda una densidad mínima de muros de entre

2% y 4% según dirección de análisis (Calderón, 2007). Los resultados de la densidad de muros se muestran en la Tabla 4 y se observa que el edificio no cumple la mínima densidad de muros recomendada, pero al ser un edificio de menos de 5 pisos, este criterio no toma gran relevancia.

A modo general se puede ver que el edificio cumple con la mayoría de los indicadores de salud estructural. Sin embargo, el edificio tiene forma en planta “L”, por lo que esto podría ser uno de los aspectos más influyentes en el mal comportamiento sísmico que tuvo durante el terremoto de Illapel del 2015.

3.4. Campañas de campo

Luego de ocurrido el terremoto de Illapel en 2015, un equipo de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Austral de Chile realizó una expedición con el fin de evaluar la vulnerabilidad sísmica de algunos establecimientos educacionales, entre los cuales estaba el Colegio San Rafael de Rozas. Entre las labores realizadas se instrumentaron varios edificios para determinar los principales modos de vibrar y se realizaron estudios para caracterizar dinámicamente el suelo mediante el método de Nakamura. A continuación se muestra en detalle el trabajo realizado en el Colegio San Rafael de Rozas.

3.4.1. Campaña de microvibraciones ambientales y perfiles sísmicos

La caracterización dinámica del suelo se realiza mediante el método de Nakamura. El método propuesto por Nakamura (1989) para estimar la función de transferencia aproximada de las capas superficiales de suelo supone que el ruido de las microvibraciones está compuesto por varios tipos de ondas. El méto-

Tabla 4: Densidad de muros en planta. Fuente: elaboración propia.

Porcentaje de Muros 1° Piso Eje Y				
Eje	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	%Muro
N	7,24	0,20	1,45	0,50
O	4,42	0,20	0,88	0,30
P	5,74	0,20	1,15	0,39
Q	10,24	0,20	2,05	0,70
S	0,70	0,20	0,14	0,05
Suma			5,67	1,94

Porcentaje de Muros 1° Piso Eje X				
Eje	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	%Muro
1	0,70	0,20	0,14	0,05
5	6,00	0,20	1,20	0,41
6	4,27	0,20	0,85	0,29
6	4,82	0,20	0,96	0,33
11	7,28	0,20	1,46	0,5
Suma			4,62	1,58

Porcentaje de Muros 2° y 3° Piso Eje Y				
Eje	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	%Muro
Ñ	7,35	0,20	1,47	0,4
P	6,62	0,20	1,32	0,36
Q	0,70	0,20	0,14	0,04
S	0,70	0,20	0,14	0,04
Suma			4,62	0,83

Porcentaje de Muros 2° y 3° Piso Eje X				
Eje	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	%Muro
1	0,70	0,20	0,14	0,04
5	0,70	0,20	0,14	0,04
6	6,60	0,20	1,32	0,40
11	7,50	0,20	1,50	0,41
Suma			3,10	0,84

do pretende eliminar el efecto de las ondas Rayleigh. Se considera que las microvibraciones en la base rocosa son similares horizontal y verticalmente. Dichas microvibraciones son amplificadas por las capas de suelo blando que yacen sobre el lecho rocoso. Se considera además que las microvibraciones horizontales se amplifican debido a multirreflexiones de la onda S, en tanto que las microvibraciones verticales lo hacen por multirreflexiones de la onda P.

El método asume que el movimiento vertical no se amplifica por las capas superficiales. También asume que el efecto de la onda Rayleigh es igual para las componentes vertical y horizontal. Luego la función de transferencia de las capas superficiales puede ser estimada a partir, únicamente del movimiento en superficie. En otras palabras, el movimiento vertical en la superficie retiene las características del movimiento horizontal en el estrato. Este método permite, entre otras cosas, identificar la frecuencia predominante del suelo.

Para la aplicación del método de Nakamura, se llevaron a cabo 2 mediciones de microvibraciones ambientales en la superficie de estudio utilizando sismógrafos especiales Micromed TROMINO, cuyas características se detallan en la Tabla 5.

Con este equipo se realizaron mediciones de microvibraciones de 16 minutos cada una, a una tasa de muestreo de 128 Hz, con el fin de obtener longitudes de registro adecuadas para caracterizar frecuencialmente el suelo. Las mediciones de vibraciones ambientales en superficie consistieron en registros de velocidad de la componente vertical y horizontal (EO y NS) utilizando los sensores velocimétricos en alta ganancia.

La ubicación de los puntos de medición se muestran en la figura 14.

Tabla 5: Características equipo utilizado en campañas de campo. Fuente: elaboración propia.

Sensores	Velocimétrico triaxial para microvibraciones: ± 1.5 mm/seg Velocimétrico triaxial para mov. Fuerte: ± 5 cm/seg Acelerómetro triaxial para mov. Fuerte: $\pm 4g$
No. de canales	6 velocimétricos + 3 acelerométricos + 1 GPS + 1 Trigger
Ancho de banda	0.1 – 1024 Hz en cada canal
Rango dinámico	142 db
Resolución	24 bit a 128 Hz



Figura 14: Localización de puntos donde se realizaron microvibraciones. Fuente: Google Earth

Se procesa cada una de las componentes mediante un análisis frecuencial que incluye ventaneo, suavizado y corregido de los espectros de Fourier, y luego se realiza la relación espectral H/V, obteniendo así la función de transferencia aproximada del suelo según el método de Nakamura (1989). Para la evaluación anterior se cumplieron todos los criterios estadísticos de SESAME (2004). Los resultados obtenidos se muestran en las Figura 15 y 16:

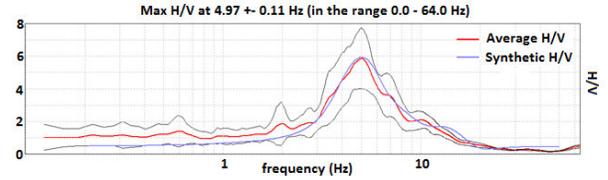


Figura 15: Curva H/V Microvibración 1 Suelo de Fundación Colegio San Rafael de Rozas. Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior se puede apreciar que existe un peak de resonancia de máxima amplitud en una frecuencia de $4,97 \approx 5$ Hz, lo cual corresponde a un período de 0,2 segundos.

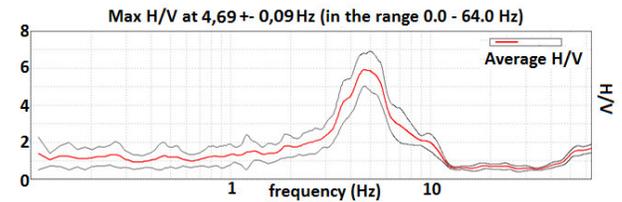


Figura 16: Curva H/V Microvibración 2 Suelo de Fundación Colegio San Rafael de Rozas. Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior se puede apreciar que existe un peak de resonancia de máxima amplitud en una frecuencia de 4,69 Hz, lo cual corresponde a un período de 0,21 segundos.

Analizando las curvas H/V obtenidas de las 2 microvibraciones realizadas, se puede ver que ambas poseen respuestas frecuenciales de amplitud comparable, por lo que el medio presenta una respuesta unidimensional, es decir, que la respuesta es similar en toda la zona.

Se realizó además una campaña de perfiles sísmicos. Esta campaña se realizó sobre la base de técnicas de microsísmica de refracción superficial activa y/o pasiva en función de las necesidades y factibilidad técnica y de terreno. Se han considerado las técnicas

pasivas Constrained H/V (Castellaro et. al, 2009) y Refraction Microtremor (ReMi) (Louie, 2001). Estas mediciones se basan en la medición de la velocidad de las ondas Rayleigh.

La técnica ReMi, en general presenta una mayor resolución para exploraciones superficiales del subsuelo, las que dependen directamente de la longitud de onda a la frecuencia más baja permitida. La técnica pasiva Constrained H/V, tiene la ventaja de no necesitar una fuente de ruido artificial específica, empleando para ello múltiples fuentes de ruido cultural, cuya propagación de ondas es esencialmente de tipo Rayleigh, permitiendo exploraciones que pueden llegar fácilmente al centenar de metros pero obteniendo una menor precisión en altas frecuencias (medidas muy superficiales). Por lo tanto la combinación de estos dos métodos es recomendable (Foti, 2000).

Para lo anterior se definió un perfil en forma de “L” tal como se muestra en la figura 17. Luego se procedió al estacado para la ubicación de los sensores (geófonos) cada 5 m en un arreglo de una longitud total de 70 m. Para las mediciones se utilizó la estación multicanal *SoilSpy Rosina* de procedencia italiana (Micromed s.P.a.). La estación se compone de un cable de transmisión de datos al cual están unidos una serie de módulos de amplificación/digitalización. A su vez, a cada módulo se conecta un sensor sensible en velocidad (geófono) de 4.5 Hz de frecuencia propia. La información es almacenada directamente en un computador portátil de terreno, el que actúa como equipo registrador y que provee de energía al arreglo. La tabla 6 resume las principales características de la estación multicanal.



Figura 17: Trazado en planta del Perfil sísmico. Fuente: elaboración propia.

La distancia entre el inicio del perfil y la esquina del perfil son 35 metros y la distancia entre la esquina y el final son 35 metros, teniendo una longitud total de 70 metros.

El perfil sísmico obtenido se muestra en la Figura 18.

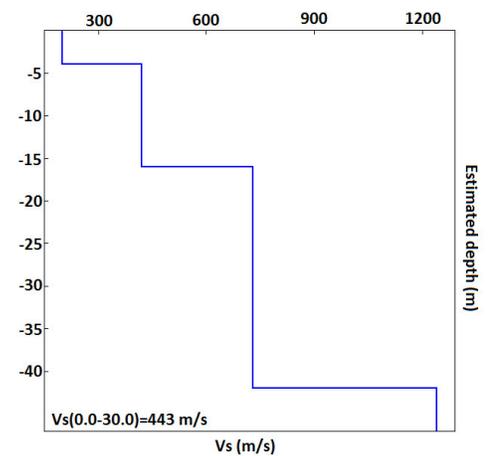


Figura 18: Perfil sísmico Suelo de Fundación Colegio San Rafael de Rozas. Fuente: elaboración propia.

El gráfico anterior nos muestra los cambios estratigráficos. Estos cambios se observan aproximadamente a los 5 y a los 15 metros. La velocidad de onda de corte promedio hasta los 30 metros es 443 m/s.

Tabla 6: Características principales de la estación multicanal. Fuente: elaboración propia.

Consumo	7.5 mA por canal @256 Hz
	8.1 mA por canal @ 512 Hz
	9.4 mA por canal @ 1024 Hz
Frecuencias de salida	128, 256, 512, 1024, 2048, 4096, 8192, 16384, 32768 Hz
Longitud de registro	Ilimitado
Rango dinámico	142 db
No de canales	25 canales
Geófonos	7 unidades verticales (4.5 Hz) + 7 unidades horizontales (4.5 Hz)

De acuerdo a la NCh 433 Of. 1996 Modif. 2009 y al DS N° 61 (2011) en primera instancia el suelo clasificaría como tipo D (suelo medianamente denso, o firme) si es que no se contara con otros parámetros. Sin embargo, es muy probable que el suelo clasifique como suelo C si se incorporan otras mediciones, por ejemplo sondajes.

Desde el punto de vista de los efectos de sitio, analizando el V_{s30} y la clasificación de suelo realizada de acuerdo al DS N° 61 (2011), correspondería a un suelo firme, el cual, observando la curva H/V se puede ver que tiene un período predominante de 0,2 segundos, el cual corresponde en general a suelos bastante rígidos.

A su vez, el valor de $V_{s30}=443$ m/s es un valor relativamente alto que se puede deber a que el suelo es rígido o a que la columna de suelo es corta, es decir, que el basamento rocoso está cercano a la superficie. Tomando en consideración lo anterior, no se esperarían efectos de amplificación de las ondas sísmicas (efectos de sitio).

3.4.2. Instrumentación de la Estructura

Se realizó un análisis modal operacional con el objetivo de identificar las frecuencias propias de vibración del módulo 2 de la Escuela San Rafael de Rozas a partir de una campaña experimental no invasiva utilizando un sismógrafo triaxial sensible en velocidad y aceleración.

Para la determinación de las frecuencias propias de vibración de las estructuras se realizó una campaña experimental de medición de microvibraciones ambientales el 8 de octubre del 2015. Se utilizó un sismógrafo Micromed TROMINO, el cual posee canales velocimétricos y acelerométricos y permite capturar datos en alta y baja ganancia.

La instrumentación de la estructura consistió en la instalación de los sismógrafos en torno al centro de masa aproximado, siguiendo una línea vertical alineada hacia el segundo y tercer piso. El equipo se orientó en las direcciones principales del edificio. En cada punto se capturaron datos a una tasa de muestreo de 512 Hz, activándose tanto los canales acelerométricos como los velocimétricos de alta/baja ganancia, con duraciones de registro de 6 min c/u.

Los resultados de las frecuencias propias por cada dirección se muestran en las Figuras 19 y 20.

■ Componente Este-Oeste

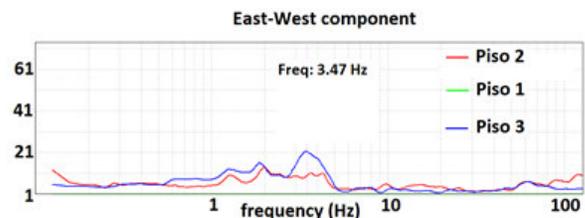


Figura 19: Frecuencia edificio componente Este-Oeste. Fuente: elaboración propia.

Frecuencia : $3,47Hz$

Período : $0,30seg$

■ Componente Norte-Sur

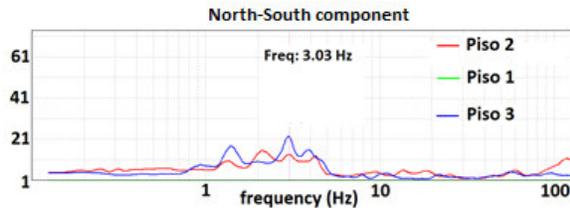


Figura 20: Frecuencia edificio componente Norte-Sur.

Fuente: elaboración propia.

Frecuencia : $3,03Hz$

Período : $0,33seg$

Al revisar el análisis por componente en las figuras 19 y 20, se puede observar que la respuesta en ambas componentes es similar. Llama la atención el hecho de que no existe un peak claro centrado en el período de resonancia correspondiente al período propio de la estructura, sino que hay una insinuación de que este peak se encuentra alrededor de los 3 Hz. Esto podría deberse a que el edificio es bastante rígido.

La instrumentación de la estructura, si bien es cierto, se limitó a medir los períodos fundamentales del edificio en sus direcciones principales, se puede apreciar que los períodos obtenidos con daño ($\approx 0,3$ seg) están dentro del orden de magnitud del período del suelo ($0,2$ seg). Además considerando que las mediciones se realizaron con la estructura dañada, se espera que el período para la estructura sin daño sea menor que $0,3$ segundos, acercándose aún más al período

del suelo, por lo tanto podríamos esperar una interacción entre el suelo y la estructura por efecto de resonancia.

3.5. Aplicación Análisis estático no lineal “Pushover”: Método del espectro de capacidad

Se realiza un análisis estático no lineal “pushover” con un comportamiento inelástico de los materiales y de la geometría mediante curvas de capacidad con el objetivo de determinar la respuesta estructural del edificio ante cargas horizontales.

Este análisis consiste en someter la estructura a una carga lateral monotónicamente creciente proporcional a la masa de cada piso hasta que la estructura alcance ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable.

Para ello, se realiza un modelo tridimensional del edificio en el software *Smuri* (STA Data, 2013) en base a la planimetría disponible. *Smuri* (STA Data, 2013) es un programa italiano específicamente desarrollado para el análisis estructural y sísmico de edificios de albañilería. El programa usa el método del marco equivalente para el análisis no lineal de los elementos de albañilería (Lagomarsino et. al, 2013).

La figura 21 muestra el modelo tridimensional realizado en el software antes mencionado. Una vez determinada la capacidad estructural del edificio se estima la demanda sísmica correspondiente a los registros reales del terremoto del 2015 en Illapel. Finalmente se usa el método Espectro de Capacidad para determinar el punto de desempeño, es decir, el nivel de desplazamientos y deformaciones resultantes debido al terremoto antes mencionado.

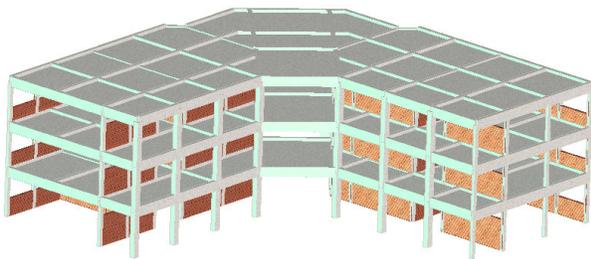


Figura 21: Modelo estructural realizado en software *3muri* (STA Data, 2013) para la determinación de la capacidad. Fuente: elaboración propia.

3.5.1. Características mecánicas de los materiales

Al revisar la planimetría y especificaciones técnicas del proyecto fue posible extraer, pero no comprobar, las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón y acero estructural). Se utilizó un hormigón H-20 y acero de refuerzo A44-28H. Las propiedades mecánicas de la albañilería utilizada no se encuentran en los documentos del proyecto, sino que sólo se especifica como ladrillo fiscal, por lo que se realiza una calibración de estos valores en el modelo matemático, tomando como punto de partida las resistencias indicadas en la NCh 2123 (Instituto Nacional de Normalización (Chile), 1993) y aumentando los valores mínimos de resistencia hasta alcanzar períodos de vibración lo más cercanos a los obtenidos del análisis modal operacional (períodos de la estructura dañada), pero ligeramente menores con el fin de representar a la estructura sin daño.

3.5.2. Determinación de la demanda sísmica

La demanda sísmica para este caso de estudio corresponde a los registros de aceleraciones del terremoto del 16 de septiembre del 2015 en Illapel, Chile.

La información del evento sísmico fue obtenida del

Centro Sismológico Nacional (CSN). Debido a que no hay una estación en la ciudad de Illapel, los registros de aceleraciones se extrajeron de la estación CO03, ubicada en el Sector El Pedregal, en la región de Coquimbo. Esta simplificación se hizo debido a que es la estación más cercana al epicentro que midió el sismo y porque las características dinámicas del suelo y la zona sísmica son comparables con las de la ciudad de Illapel. Esto se verifica con la información obtenida de las campañas de campo realizadas en el Sector El Pedregal. Esta información fue procesada siguiendo el procedimiento descrito en 3.4.1. En adición a lo anterior, es importante señalar que pese a que el suelo es similar y no se presentan efectos de sitio, y que ambos lugares están dentro de la misma zona sísmica, existe una mayor atenuación en el Sector El Pedregal que en Illapel, debido a que el primero se encuentra a una mayor distancia del epicentro (más de 100 km), por lo tanto utilizando la demanda sísmica de la estación ubicada en el Sector El Pedregal se podrían esperar niveles de aceleraciones menores y por lo tanto menores daños que los reales.

En la figura 22 podemos observar la curva H/V para el suelo del Sector El Pedregal. Esta curva nos indica que existe un peak de resonancia de máxima amplitud para una frecuencia de 6,47 Hz, esto es un período de 0,15 segundos. El período del suelo de fundación del Colegio San Rafael de Rozas es de 0,2 segundos, por lo tanto son períodos comparables.

En la figura 23 podemos observar el perfil sísmico para el suelo del Sector El Pedregal. El valor de V_{s30} es de 550 m/s lo cual corresponde a un suelo tipo C (suelo denso o firme) de acuerdo al D.S. N°61 (2011). Este hecho nos indica que el suelo bastante rígido, por lo que no se esperaría que ocurrieran efectos de sitio. El V_{s30} del suelo de fundación del

Colegio San Rafael de Rozas es de 443 m/s por lo tanto es de características comparables al suelo del Sector El Pedregal.

Sin embargo, esto podría no ser del todo realista. Pese a ello se considera que es una elección más cercana a la realidad física frente a la alternativa de generar sismos artificiales.

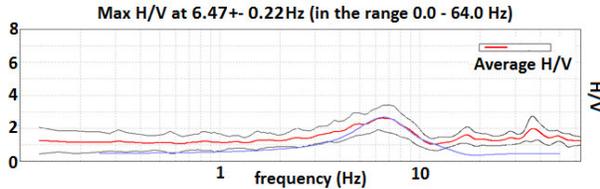


Figura 22: Curva H/V Suelo Estación CO03 El Pedregal. Fuente: Elaboración propia.

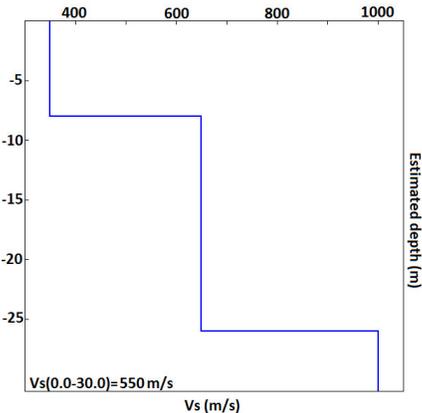


Figura 23: Perfil sísmico Suelo Estación CO03 El Pedregal. Fuente: Elaboración propia.

Las aceleraciones registradas fueron procesadas usando un esquema de filtrado uniforme en el cual las frecuencias de corte son calculadas componente por componente, usando el criterio basado en la relación señal-ruido (SNR: signal-to-noise-ratio) y en la forma del espectro; y además fueron corregidas por línea base ajustada a un polinomio de grado seis. El software utilizado para este proceso fue

Seismosignal (2002).

Los registros de aceleraciones muestran que se trata de un sismo bastante impulsivo con una duración aproximada de 150 segundos con aceleraciones máximas del orden de 30 % g en las componentes horizontales. La componente vertical presenta una máxima aceleración de aproximadamente 0,2g.

Los acelerogramas para las componentes Este-Oeste, Norte-Sur y Vertical se muestran en las figuras 24, 26 y 28, respectivamente.

Los parámetros principales del sismo se resumen en las tablas 7, 8 y 9 para las componentes Este-Oeste, Norte-Sur y Vertical, respectivamente.

Los análisis frecuenciales de los espectros de amplitud de Fourier mostrados en las Figuras 25, 27 y 29 para las componentes Norte-Sur, Este-Oeste y vertical, respectivamente, nos muestran que el contenido de energía de este movimiento se concentra entre 1 y 10 Hz.

Finalmente la figura 30 muestra la comparación entre los espectros del registro de aceleraciones del Terremoto de Illapel (2015) (Componentes Este-Oeste, Norte-Sur y Vertical) y los espectros para Suelo tipo D del Decreto N° 61 (2011). Todos estos espectros se construyeron para un 5% de amortiguamiento.

Respecto de los espectros elásticos con un 5% de amortiguamiento mostrados en la figura 30, vemos que se sobrepasa 1g para períodos bajos entre 0 y 0,3 segundos para las componentes Norte-Sur y Este-Oeste.

Se puede apreciar además que el espectro del registro del terremoto queda por encima del espectro del Decreto 61 (2011) para períodos cortos hasta aproximadamente 0,3 segundos y para períodos superiores a éste queda por debajo.

La aceleración máxima del espectro para suelo tipo D es del orden de 0,6 g mientras que en el espectro del terremoto Illapel la aceleración máxima llega a 1g en la componente Este-Oeste, y a 1,2g en la componente Norte-Sur. Por lo tanto la aceleración máxima del espectro del terremoto Illapel (2015) corresponde a aproximadamente el doble de la aceleración máxima del espectro para suelo tipo D. El período del edificio estudiado es menor a 0,3 segundos, por lo tanto se encuentra en el rango en el cual el espectro de la norma es menor que el espectro del registro real.

Tabla 7: Parámetros principales Sismo Illapel 2015. Estación CO03. Componente E-O. Fuente: elaboración propia.

Aceleración máxima	0,35	g
Velocidad Máxima	15,71	(cm/seg)
Desplazamiento máximo	12,66	(cm)
Intensidad de Arias	3,60	(m/seg)
Duración efectiva	47,00	(seg)

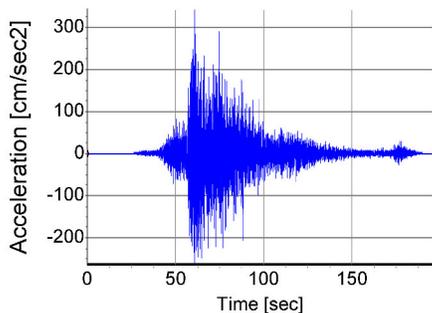


Figura 24: Acelerograma Sismo Illapel 2015, Estación CO03, Componente Este-Oeste. Fuente: elaboración propia.

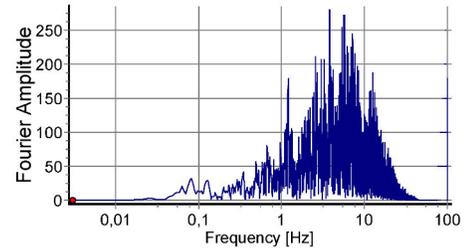


Figura 25: Espectro de amplitud de Fourier. Componente Este-Oeste. Fuente: elaboración propia.

Tabla 8: Parámetros principales Sismo Illapel 2015. Estación CO03. Componente N-S. Fuente: elaboración propia.

Aceleración máxima	0,29	g
Velocidad Máxima	13,20	(cm/seg)
Desplazamiento máximo	7,59	(cm)
Intensidad de Arias	3,28	(m/seg)
Duración efectiva	52,00	(seg)

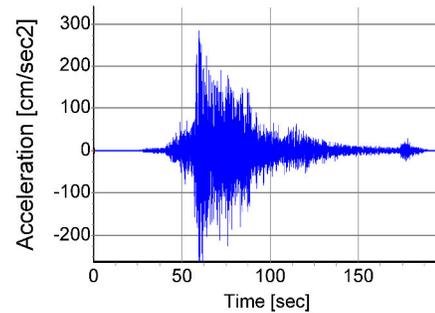


Figura 26: Acelerograma Sismo Illapel 2015, Estación CO03, Componente Norte-Sur. Fuente: Elaboración propia.

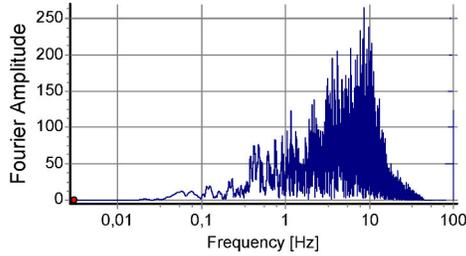


Figura 27: Espectro de amplitud de Fourier. Componente Norte-Sur. Fuente: Elaboración propia.

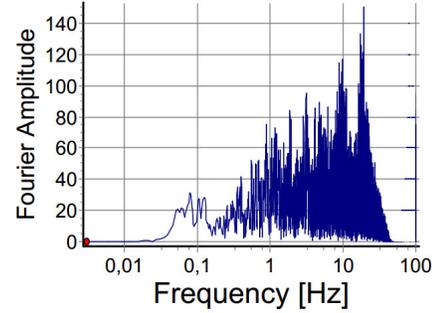


Figura 29: Espectro de amplitud de Fourier. Componente Vertical. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9: Parámetros principales Sismo Illapel 2015. Estación CO03. Componente Vertical. Fuente: Elaboración propia.

Aceleración máxima	0,19	g
Velocidad Máxima	9,87	(cm/seg)
Desplazamiento máximo	14,18	(cm)
Intensidad de Arias	1,33	(m/seg)
Duración efectiva	49,00	(seg)

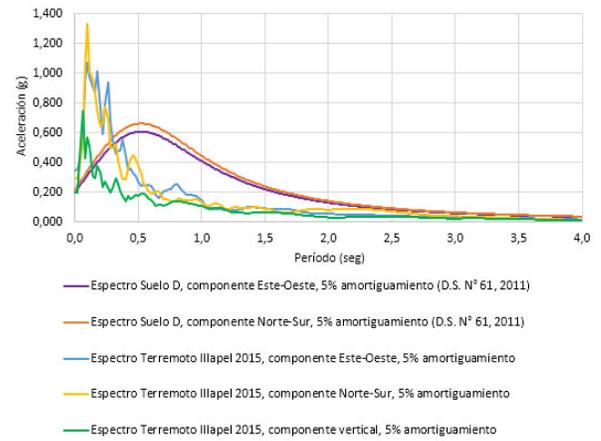


Figura 30: Comparación entre espectros elásticos del registro del Terremoto Illapel 2015 y espectros para Suelo Tipo D según el D.S. N° 61, 2011. Fuente: Elaboración propia.

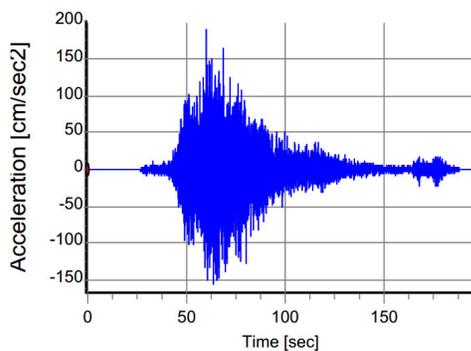


Figura 28: Acelerograma Sismo Illapel 2015, Estación CO03, Componente Vertical. Fuente: Elaboración propia.

4. Análisis y discusión

Los períodos obtenidos del análisis modal espectral realizado en el software *Smuri* (STA Data, 2013) se muestran en la Tabla 10. Estos períodos corresponden a la estructura sin daño, por lo que son ligeramente menores a los períodos medidos en terreno, los cuales corresponden a la estructura dañada. Se observa que los períodos están desacoplados, es decir, se pueden apreciar 2 períodos traslacionales y un período rotacional, a pesar de la irregularidad de

la estructura. Esto podría deberse a que el eje de coordenadas apunta hacia el norte, creando un eje de simetría entre ambas alas.

Tabla 10: Análisis modal realizado en software *Smuri* (STA Data, 2013). Fuente: Elaboración propia.

Análisis Modal			
T (seg)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)
0,28	53,94	0,43	0,12
0,25	5,43	50,4	0,25
0,22	0,82	0,63	63,5

A continuación se muestran los resultados obtenidos del análisis estático no lineal y la aplicación del método del Espectro de capacidad descrito anteriormente.

Las curvas de capacidad obtenidas mediante el software *Smuri* (STA Data, 2013) para todas las direcciones de aplicación del patrón de cargas se muestran a continuación. Las Figuras 31 y 32 corresponden a las curvas de capacidad para el patrón de cargas en dirección Este (+X) y Oeste (-X), respectivamente. Las Figuras 33 y 34 corresponden a las curvas de capacidad para el patrón de cargas en dirección Norte (+Y) y Sur (-Y), respectivamente.

El objetivo de este trabajo es cuantificar el daño para una demanda sísmica determinada (Terremoto Illapel 2015), por lo tanto interesa describir los daños para este punto de desempeño. Debido a esto se hará un comentario general sobre las curvas de capacidad antes mencionadas y posteriormente se hará un análisis detallado de los niveles de daño alcanzados para el punto de desempeño.

A modo general se puede observar que la relación lineal entre el desplazamiento de techo y el cortante

en la base se mantiene hasta aproximadamente los 0,7 cm para un cortante basal de 70 Tonf. Se observa además en los cuatro casos de carga que existe una pérdida de rigidez aproximadamente a los 1,3 - 1,5 cm, bajando desde un cortante basal de alrededor 100 Tonf hasta 90 Tonf.

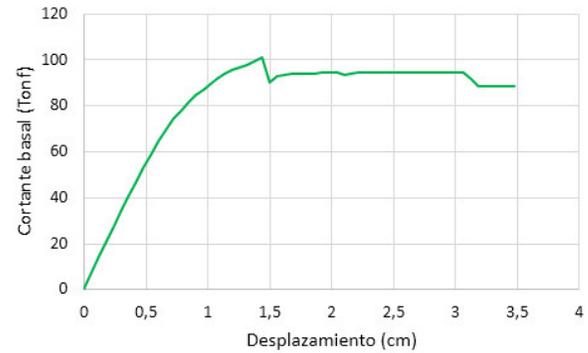


Figura 31: Curva de capacidad dirección Este (+X). Fuente: elaboración propia

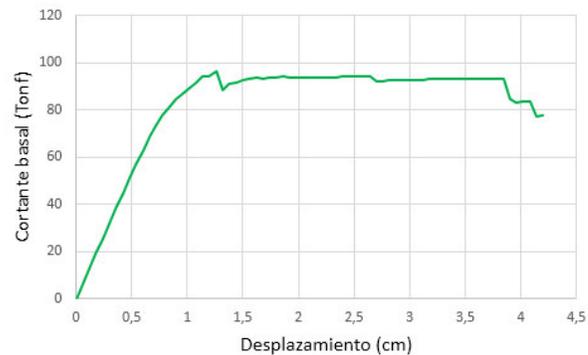


Figura 32: Curva de capacidad dirección Oeste (-X). Fuente: elaboración propia

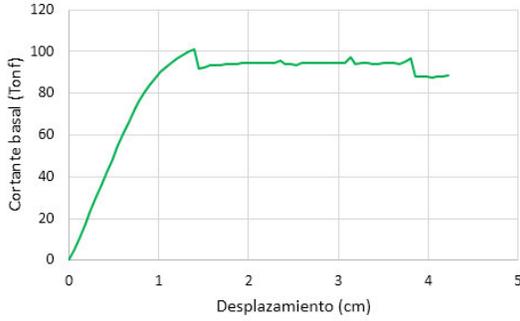


Figura 33: Curva de capacidad dirección Norte (+Y).
Fuente: elaboración propia

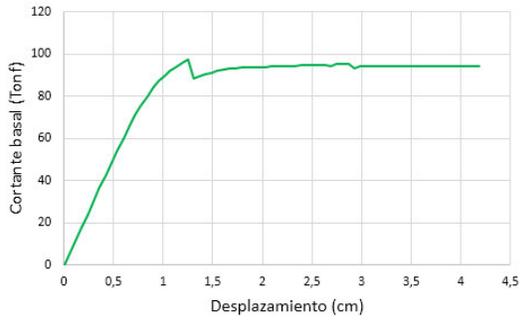


Figura 34: Curva de capacidad dirección Sur (-Y). Fuente: elaboración propia

Continuando con el método del Espectro de Capacidad, se deben transformar los espectros de aceleraciones (Sa-seg) al formato Aceleración-Desplazamiento (Sa-Sd), para un amortiguamiento efectivo que incluya el efecto del amortiguamiento histerético.

Para poder estimar el amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda, se requiere una representación bilineal de la curva de capacidad, siguiendo el procedimiento descrito en 1.2.2, es decir, realizando un balance de áreas.

Este es un proceso iterativo (prueba y error) que converge cuando el espectro de capacidad interseca al espectro de demanda reducido por el amortiguamiento efectivo.

Los resultados de la iteración final para cada dirección se muestran a continuación. Por simplicidad sólo se explicará detalladamente el procedimiento en la componente Oeste (+X).

■ **Patrón de cargas en dirección Oeste (+X)**

El punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) final fue 1,43 cm y 0,14g, y corresponde a la intersección de las curvas espectro de capacidad (en color rojo) y espectro de demanda (en color azul). El punto máximo de comportamiento lineal final (d_y, a_y) fue 0,54 cm y 0,127g. El cortante basal asociado a ese desplazamiento es 100,9 Tonf.

El amortiguamiento efectivo obtenido para este punto de desempeño fue $\beta_{eq} = 16,1\%$

Por lo tanto se calculó nuevamente el espectro de demanda para una razón de amortiguamiento de 16% como se muestra en la Figura 35. Este espectro fue transformado a un espectro de aceleración vs desplazamiento (Sa-Sd) y fue superpuesto con el espectro de demanda. Luego, efectivamente la intersección de estas 2 curvas coincidió con el punto de desempeño supuesto, como se muestra en la Figura 36. En la Tabla 11 se muestran los resultados obtenidos para el punto de desempeño para la dirección Oeste (+X). Esto quiere decir que cuando la estructura se movió en dirección Oeste (+X) producto de una aceleración de 0,143g inducida por el sismo, esta estructura se desplazó 1,43 cm medidos con respecto al centro de masa del último piso.

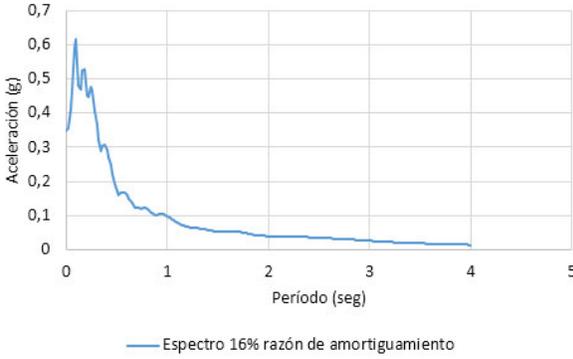


Figura 35: Espectro de aceleración 16 % razón de amortiguamiento, dirección Este-Oeste. Fuente: elaboración propia

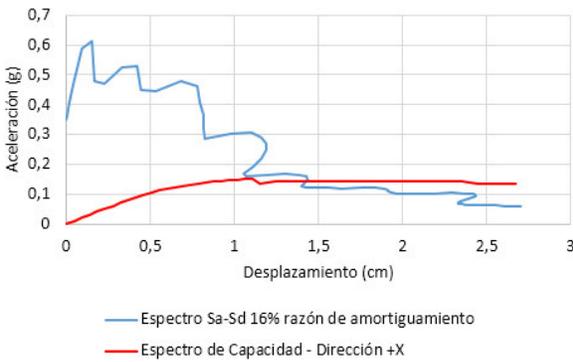


Figura 36: Solución gráfica de la determinación del punto de desempeño - Dirección Oeste (+X). Fuente: elaboración propia

Tabla 11: Resultados punto de desempeño. Dirección Oeste (+X). Fuente: elaboración propia

d_{pi}	1,43	cm
a_{pi}	0,143	g
d_y	0,54	cm
a_y	0,127	g
V_{basal}	100,9	Tonf
β_{eq}	16,1	%

■ **Patrón de cargas en dirección Este (-X)**

La Tabla 12 muestran los resultados obtenidos pa-

ra el punto de desempeño obtenido para la dirección Este (-X). La Figura 38 muestra la solución gráfica. El espectro para el amortiguamiento histerético obtenido (15,4 %) se muestra en la Figura 37. Esto quiere decir que cuando la estructura se movió en dirección Este (-X) producto de una aceleración de 0,143g inducida por el sismo, esta estructura se desplazó 1,38 cm medidos con respecto al centro de masa del último piso.

Tabla 12: Resultados punto de desempeño. Dirección Este (-X). Fuente: elaboración propia

d_{pi}	1,38	cm
a_{pi}	0,143	g
d_y	0,54	cm
a_y	0,13	g
V_{basal}	90,8	Tonf
β_{eq}	15,4	%

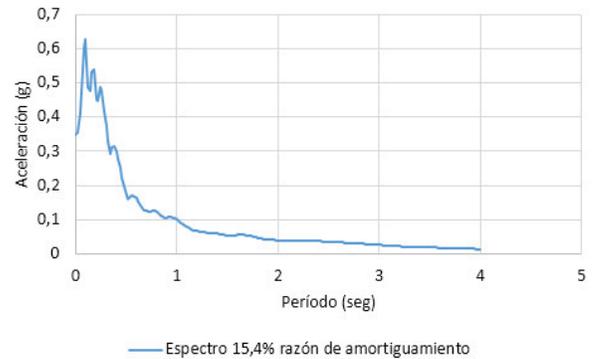


Figura 37: Espectro de aceleración 15,4 % razón de amortiguamiento, dirección Este-Oeste. Fuente: elaboración propia

■ **Patrón de cargas en dirección Norte (+Y)**

La Tabla 13 muestran los resultados obtenidos para el punto de desempeño obtenido para la dirección Norte (+Y) y la Figura 40 muestra la solución gráfica. El espectro para el amortiguamiento histerético

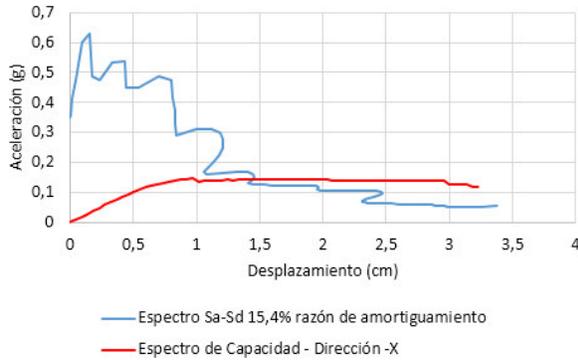


Figura 38: Solución gráfica de la determinación del punto de desempeño - Dirección Oeste (-X). Fuente: elaboración propia

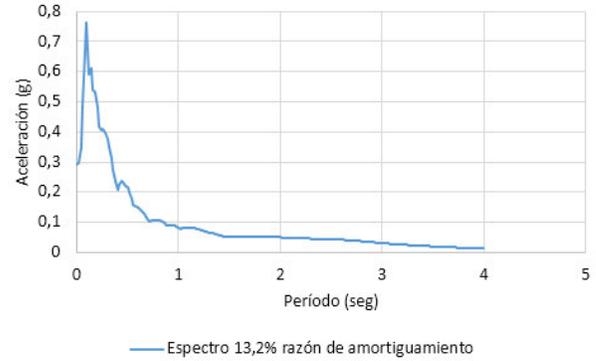


Figura 39: Espectro de aceleración 13,2% razón de amortiguamiento, dirección Norte-Sur. Fuente: elaboración propia.

obtenido se muestra en la Figura 39. Esto quiere decir que cuando la estructura se movió en dirección Norte (+Y) producto de una aceleración de 0,143g inducida por el sismo, esta estructura se desplazó 1,392 cm medidos con respecto al centro de masa del último piso.

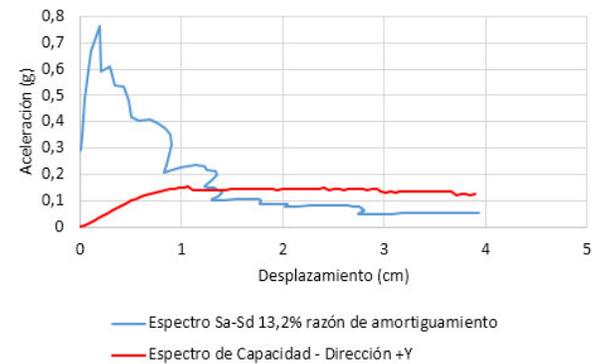


Figura 40: Solución gráfica de la determinación del punto de desempeño - Dirección Norte(+Y). Fuente: elaboración propia.

Tabla 13: Resultados punto de desempeño. Dirección Norte (+Y). Fuente: elaboración propia

d_{pi}	1,392	cm
a_{pi}	0,143	g
d_y	0,53	cm
a_y	0,11	g
V_{basal}	101,2	Tonf
β_{eq}	13,2	%

■ Patrón de cargas en dirección Sur(-Y)

La Tabla 14 muestran los resultados obtenidos para el punto de desempeño obtenido para la dirección Norte (+Y) y la Figura 42 muestra la solución gráfica. El espectro para el amortiguamiento histerético obtenido se muestra en la Figura 41. Esto quiere decir que cuando la estructura se movió en dirección Norte (+Y) producto de una aceleración de 0,142g inducida por el sismo, esta estructura se desplazó 1,377 cm medidos con respecto al centro de masa del último piso.

Tabla 14: Resultados punto de desempeño. Dirección Sur (-Y). Fuente: elaboración propia.

d_{pi}	1,377	cm
a_{pi}	0,142	g
d_y	0,6	cm
a_y	0,135	g
V_{basal}	89,6	Tonf
β_{eq}	15,85	%

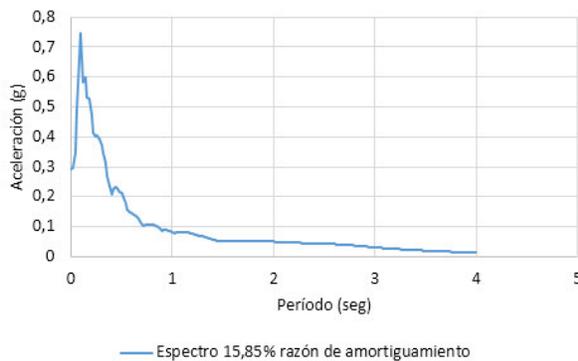


Figura 41: Espectro de aceleración 15,85% razón de amortiguamiento, dirección Norte-Sur. Fuente: elaboración propia.

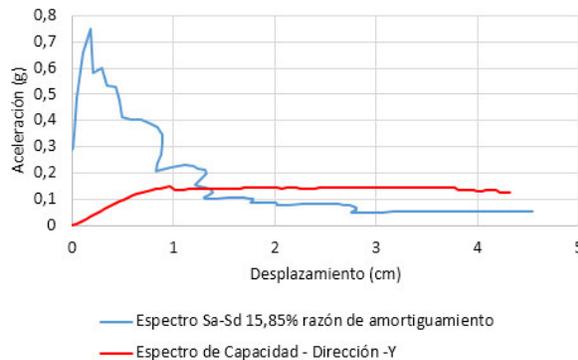


Figura 42: Solución gráfica de la determinación del punto de desempeño - Dirección Sur (-Y). Fuente: elaboración propia.

A continuación se realiza un análisis por ejes resistentes principales para los puntos de desempeño y

correspondientes niveles de daño obtenidos.



Figura 43: Leyenda de daños en Albañilería y Hormigón armado utilizada por el software *3muri* (STA Data, 2013). Fuente: *3muri* (STA Data, 2013).

En la figura 44, 45, 46 y 47 podemos observar el estado de los elementos resistentes para la deformación y cortante basal provocados por la demanda sísmica para los ejes 1, S, Q y 5, respectivamente. Los análisis *pushover* para direcciones iguales pero de distinto sentido se insertaron en un mismo gráfico llamado Envoltente. Así, se reducen los gráficos a mostrar con el fin de focalizar en los daños.

Para ambas direcciones (x e y) se observa que se plastifican 4 de las 6 columnas del primer piso debido a que se alcanza la capacidad a flexión de las mismas, produciéndose un daño por flexión, sin embargo las columnas aún no alcanzan su capacidad última, y por lo tanto pueden seguir deformándose. Además se plastifican los extremos de las vigas centrales debido a que se alcanzó su capacidad a flexión. Los antepechos de albañilería no presentan daño en este nivel. En el segundo piso se produce la plastificación de la columna central, también debido a daño por flexión, sin alcanzarse su capacidad última (falla por flexión). En este piso además se plastifica el extremo de una viga central debido también a daño por flexión. Los antepechos de albañilería en este nivel presentan daño a flexión y en 3 de ellos se alcanza su máxima capacidad a compresión, es decir, se produce la falla. En el tercer nivel se plastifica sólo la columna central

debido a que se alcanzó su capacidad a flexión. Los antepechos de albañilería en este nivel se dañan sin excepción, y en 4 de ellos se alcanza la máxima capacidad a compresión. En los 2 restantes se produce daño por flexión.

De acuerdo a las imágenes del daño real observado en este eje, se puede apreciar el daño de las columnas, las cuales fallaron en los extremos por una combinación de cortante y flexión inducida por el antepecho de albañilería.

Si bien es cierto, se logra representar de manera suficiente el comportamiento real observado, al producirse la falla en las columnas cortas debido a la restricción en su longitud libre que les generó los antepechos de albañilería, provocando el efecto de columna corta, este tipo de falla no se presentó en casi la totalidad de las columnas, como se evidenció en la visita a terreno.

Una fuente de dispersión de los resultados podría ser que no se modeló la interacción suelo-estructura por efectos de resonancia, la cual pudo haber sido la causante de la amplificación de los daños observados.

Además se trabajó bajo la hipótesis de que lo contenido en la planimetría, ya sea geometría y materiales, es lo que realmente se construyó. Este hecho genera un cierto grado de incertidumbre al no contar con registros de la ejecución del proyecto.

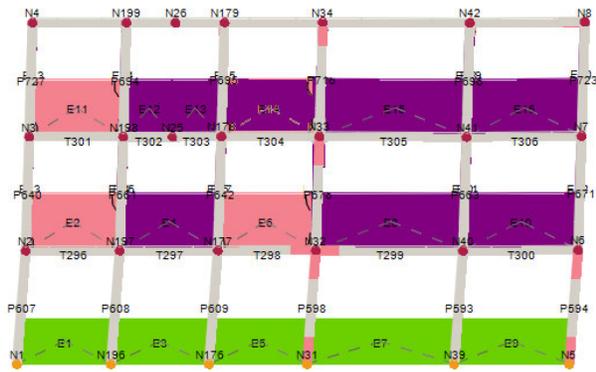
Otro hecho relevante corresponde a que la información acerca de los materiales no estaba completa. Las especificaciones de la calidad de los ladrillos no estaba disponible, por lo que fue necesario realizar una calibración de sus propiedades mecánicas de acuerdo al análisis modal operacional. Esto quiere decir que se partió, como primera aproximación con los valores más bajos de resistencia de acuerdo a la NCh 2123 (1997), para luego ir aumentándolos levemente hasta

acercarse a los períodos obtenidos del análisis modal operacional, pero reducidos levemente con el fin de representar a la estructura sin daño.

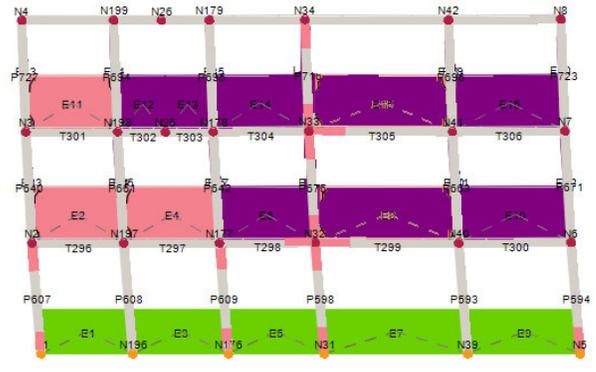
Lo anterior también genera un cierto grado de incertidumbre al no saber exactamente el período de la estructura sin daño (al faltar las propiedades mecánicas de la albañilería). Sólo se pudo estimar que el período con daño y sin daño no podían ser tan distantes debido a que la pérdida de rigidez observada por las imágenes tomadas del colegio dañado no fue de gran envergadura.

Por otro lado, el método del espectro de capacidad cuando se combina con los espectros de demanda reducidos, basados en estimaciones del amortiguamiento histerético, producen desplazamientos dentro del 10 % del promedio máximo obtenido de varios análisis tiempo historia (análisis dinámicos no lineales). A pesar de que ha funcionado bien en la mayoría de los casos, este método ha sido cuestionado internacionalmente debido a que no presenta una base teórica sólida y se recomienda seguir trabajando en el área para encontrar un método que mejore este aspecto. Por lo tanto para obtener resultados más exactos, se debería realizar un análisis dinámico no lineal.

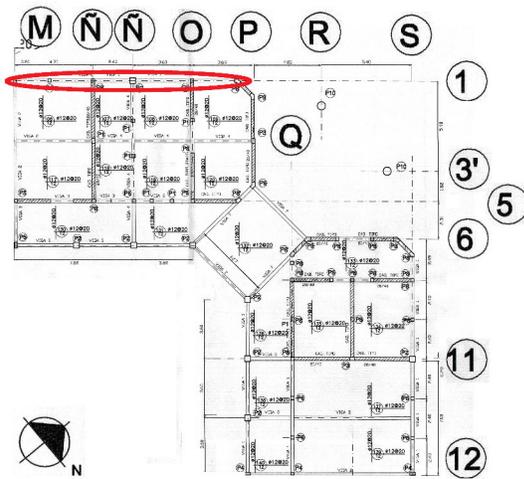
A pesar de estas limitantes existe una buena correlación entre el daño obtenido del modelo estructural y la aplicación del método del espectro de capacidad, y el daño real observado.



a) Envoltente Dirección Este (+X), Oeste (-X)



b) Envoltente Dirección Norte (+Y), Sur (-Y)

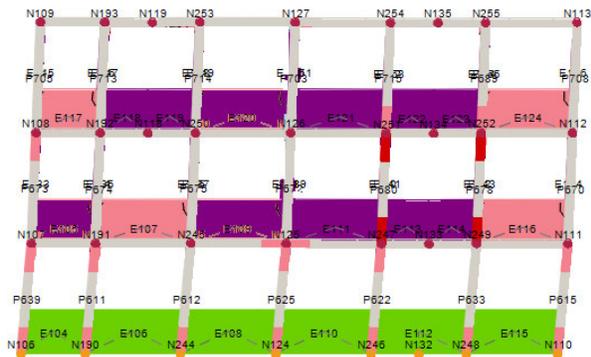


c) Ubicación eje 1 en planta

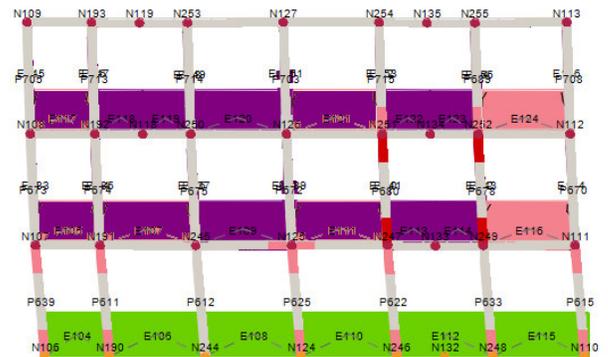


d) Daño real observado en eje 1

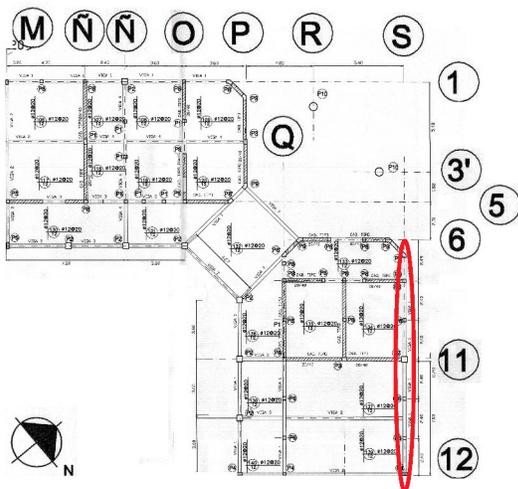
Figura 44: a) Daño obtenido del modelamiento en eje 1 para curvas de capacidad Este (+X) y Oeste (-X) , (b) Daño obtenido del modelamiento en eje 1 para curvas de capacidad Norte (+Y) y Sur (-Y) , (c) Ubicación eje 1 en planta, (d) Daño real observado en eje 1. Fuente: elaboración propia.



a) Envoltente Dirección Este (+X), Oeste (-X)



b) Envoltente Dirección Norte (+Y), Sur (-Y)

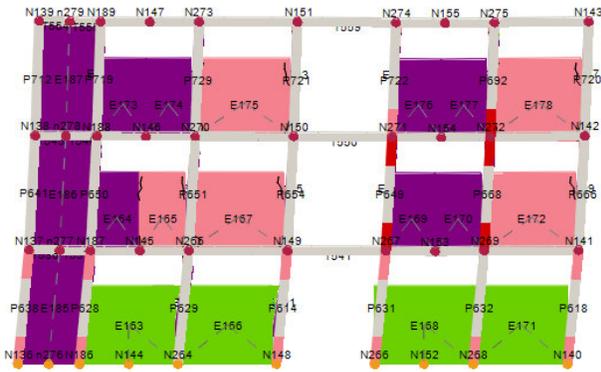


c) Ubicación eje S en planta

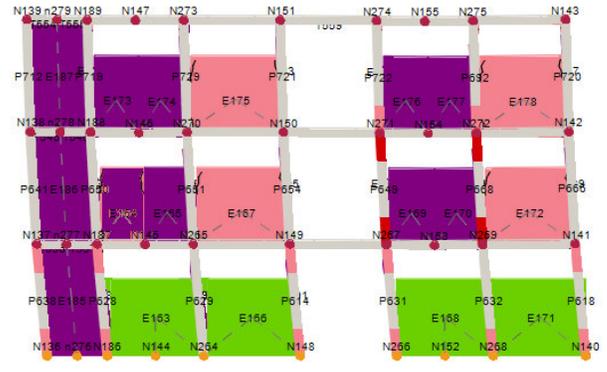


d) Daño real observado en eje S

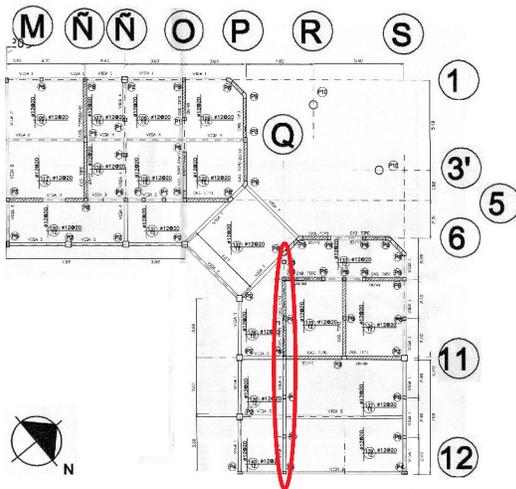
Figura 45: a) Daño obtenido del modelamiento en eje S para curvas de capacidad Este (+X) y Oeste (-X) , (b) Daño obtenido del modelamiento en eje S para curvas de capacidad Norte (+Y) y Sur (-Y) , (c) Ubicación eje S en planta, (d) Daño real observado en eje S. Fuente: elaboración propia.



a) Envoltorio Dirección Este (+X), Oeste (-X)



b) Envoltorio Dirección Norte (+Y), Sur (-Y)

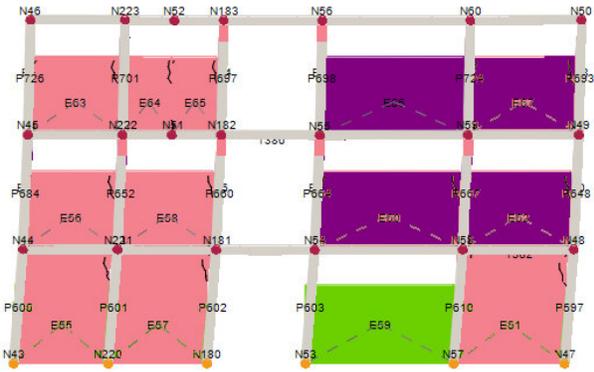


c) Ubicación eje Q en planta

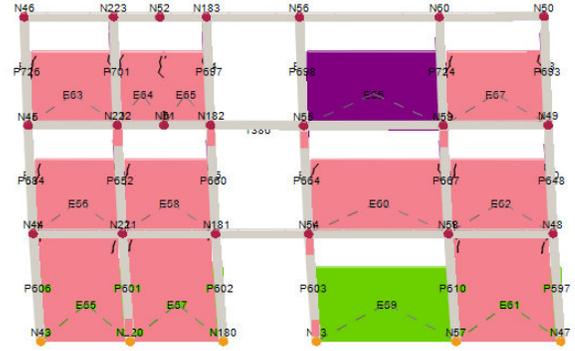


d) Daño real observado en eje Q

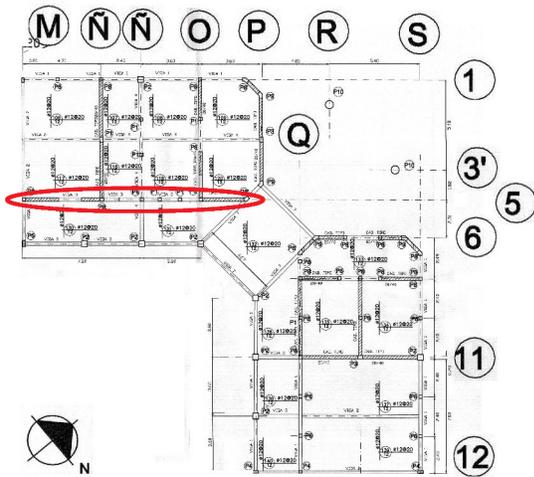
Figura 46: a) Daño obtenido del modelamiento en eje Q para curvas de capacidad Este (+X) y Oeste (-X) , (b) Daño obtenido del modelamiento en eje Q para curvas de capacidad Norte (+Y) y Sur (-Y) , (c) Ubicación eje Q en planta, (d) Daño real observado en eje Q. Fuente: elaboración propia.



a) Envoltente Dirección Este (+X), Oeste (-X)



b) Envoltente Dirección Norte (+Y), Sur (-Y)



c) Ubicación eje 5 en planta



d) Daño real observado en eje 5

Figura 47: a) Daño obtenido del modelamiento en eje 5 para curvas de capacidad Este (+X) y Oeste (-X) , (b) Daño obtenido del modelamiento en eje 5 para curvas de capacidad Norte (+Y) y Sur (-Y) , (c) Ubicación eje 5 en planta, (d) Daño real observado en eje 5. Fuente: elaboración propia.

5. Conclusiones

En este trabajo se ha realizado el análisis de vulnerabilidad sísmica para un colegio de planta tipo L ubicado en la ciudad de Illapel, Chile. Para ello se ha realizado la evaluación de los índices de vulnerabilidad como una primera aproximación a la vulnerabilidad real de la estructura. Posteriormente se realiza un análisis estático no lineal *pushover* mediante un modelo matemático basado en la información planimétrica del proyecto y en la información obtenida de las campañas de campo que midieron propiedades dinámicas del suelo y de la estructura. Este análisis incluyó registros reales de aceleraciones del sismo de Illapel del 2015 con el fin de reproducir el comportamiento que tuvo el edificio durante este evento. Finalmente se contrastan los resultados obtenidos. De lo realizado anteriormente se concluye:

- Pese a que el edificio estudiado cumple con la mayoría de los índices de vulnerabilidad, hay uno que no se cumple y es de gran importancia en el comportamiento estructural: la forma tipo L de la planta. Este hecho, además de otros factores, pudo haber sido el desencadenante del mal comportamiento del edificio observado después del terremoto de Illapel del 2015. Se observó una buena correlación entre los resultados obtenidos mediante el método del espectro de capacidad, lo obtenido de la evaluación de los índices de vulnerabilidad y el daño real observado. Esto quiere decir que el nivel de daño observado luego del sismo era esperable considerando la alta vulnerabilidad sísmica que tienen las plantas tipo L. Además, el daño reproducido mediante el modelo se condice con el daño real observado. Por lo tanto se recomienda el uso de este método para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, y se recomienda calibrar el modelo con datos de campo para tener una mejor precisión y un mayor acercamiento al comportamiento real observado.
- Dentro de los principales daños se observó la disposición de columnas cortas en casi la totalidad del edificio. Así, el daño observado era esperable considerando su forma y estructuración. Por lo tanto se comprueba una vez más que se debe evitar esta tipología estructural en zonas de alta sismicidad.
- El daño en los ejes que presentaron más daño se reproduce de buena manera, a pesar de que no falló la totalidad de las columnas cortas en el modelo, como fue observado en terreno.
- La secuencia de plastificaciones fue bien reproducida al fallar primero la albañilería y posteriormente al trabajar los pórticos de hormigón armado sin llegar a su capacidad de fluencia ni de rotura, es decir, manteniéndose casi intactos, a excepción de las zonas donde se presentaron columnas cortas.
- Con respecto a la caracterización dinámica del suelo de fundación del colegio estudiado, de acuerdo al D.S. N° 61 (2011) el suelo se clasifica como suelo D (suelo medianamente denso o firme). Además observando el período de resonancia del suelo correspondiente a 0,2 segundos podemos ver que se trata de un suelo rígido. Luego, analizando el $V_{s30} = 443m/s$ podemos confirmar que se trata de un suelo de muy buena calidad. Este valor de V_s nos indica que o el suelo es rígido, o que la columna de suelo es corta y que el basamento rocoso está muy cercano a la superficie.

- Ambas opciones hacen concluir que el suelo de fundación es muy competente, por lo que no se espera que hayan habido efectos de amplificación de las ondas sísmicas (efectos de sitio) durante el terremoto de Illapel del 2015.
- La demanda sísmica utilizada fueron los registros de la estación CO03 ubicada en el Sector El Pedregal a aproximadamente 100 km de Illapel (lugar de emplazamiento del colegio). Esta simplificación se realizó debido a que no había una estación en la ciudad de Illapel. Sin embargo, se hicieron campañas de campo en el Sector el Pedregal, cuyos resultados mostraron que ambas zonas tenían suelos comparables sísmicamente, por lo que se justificó el uso de estos registros, y se determinó que era más adecuado que el uso de acelerogramas sintéticos. En adición a lo anterior, es importante señalar que pese a que el suelo es similar y no se presentan efectos de sitio, y que ambos lugares están dentro de la misma zona sísmica, existe una mayor atenuación en el Sector El Pedregal que en Illapel, debido a que el primero se encuentra a una mayor distancia del epicentro (más de 100 km), por lo tanto utilizando la demanda sísmica de la estación ubicada en el Sector El Pedregal se podrían esperar niveles de aceleraciones menores y por lo tanto menores daños a los reales. Esto podría ser la explicación de que en el modelo realizado no falló la totalidad de las columnas cortas, como fue observado en la realidad.
- La instrumentación de la estructura midió los períodos fundamentales del edificio en sus direcciones principales (Norte - Sur y Este - Oeste). Se pudo apreciar que los períodos obtenidos con daño ($\approx 0,3$ seg) están dentro del orden de magnitud del período del suelo (0,2 seg). Además, esta cercanía se hace aun mayor considerando que el período de la estructura sin daño es menor que el período de la estructura dañada. Este hecho permite concluir que se produjo un efecto importante de interacción suelo-estructura por efectos de resonancia. Esto pudo haber sido otro de los aspectos desencadenantes, junto con la forma de la planta, del nivel de daño observado.
- Como conclusión final se puede decir que el edificio estudiado es altamente vulnerable sísmicamente.

Agradecimientos

El autor de este trabajo agradece al Núcleo de Investigación RINA por el apoyo brindado en este trabajo y a los integrantes que participaron en las campañas de campo y en las mediciones experimentales en octubre de 2015, especialmente al Sr. Galo Valdebenito, Sr. David Alvarado, Sr. Jorge Maturana, Sr. Fernando Vera y Sr. Francisco Baeza.

Se agradece también la colaboración del Sr. Gonzalo Montalva quién gentilmente proveyó de los registros sísmicos utilizados en el análisis.

Referencias

- APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. 1996. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Volume 1. Seismic Safety Commission. State of California, D.C., Report No. SSC 96-01.
- BARBAT, H. ; S. OLLER ; J. C. VIELMA. 2005. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. CIMNE IS-56. 200p.
- BARRIENTOS, S. 2015. Informe Técnico Terremoto Illapel 16 Septiembre 2015. Centro Sismológico Nacional. (Disponible en: <http://www.csn.uchile.cl/wp-content/uploads/2015/12/Inform\Tecnico\terremoto\Illapel\SB.pdf>. Consultado el: 1 de noviembre de 2016).
- BENEDETTI, D. ; V. PETRINI. 1984. Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: Proposte di un metodo di valutazione". L'industria delle Costruzioni. 149: 66-78.
- BIBLIOTECA NACIONAL DE CHILE. Los terremotos en Chile (1570-2010). Memoria Chilena. (Disponible en: <http://www.memoriachilena.cl/602/w3-article-3576.html>. Consultado el: 28 de febrero de 2017).
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. 1997. Nhrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 1: Provisions (FEMA 302) Washington, D.C.
- CAICEDO, C. ; A. H. BARBAT ; J. A. CANAS ; R. AGUIAR. 1994. Vulnerabilidad sísmica de edificios. CIMNE IS-6. 106p.
- CALDERÓN, J. 2007. Actualización de tipologías estructurales usadas en edificios de hormigón armado en Chile. Tesis Gr. Ing. Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 77p.
- CASTELLARO, S. ; F. MULARGIA. 2009. VS30 Estimates using constrained H/V Measurements. Seismological Society of America. 99(2A): 761-773.
- DAEM ILLAPEL. (s.f). Fotografía Colegio San Rafael de Rozas, Illapel, Chile. (Disponible en: <http://www.daemillapel.cl/index.php/esc-urbanas/114-chicago-s-sunset> Consultado el: 11 de mayo de 2017).
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. 1998. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-12:2004 (E).
- FOTI, S. 2000. Multistation Methods for Geotechnical Characterization Using Surface Waves. Ph. D. Dissertation, Politecnico di Torino, Torino. Italia.

- GOBIERNO REGIONAL DE COQUIMBO. 2016. Accountability social del plan regional de Gobierno Coquimbo. Un aporte al plan de reconstrucción. (Disponible en: <https://www.gorecoquimbo.cl/accountability-social-del-plan-regional-de-gobierno-de-coquimbo/gorecoquimbo/2016-08-23/140221.html>. Consultado el: 28 de febrero de 2017).
- GOOGLE. (s.f). Mapa de Illapel, Chile en google earth. (Disponible en: <https://www.google.cl/maps/place/Constituci%C3%B3n+298,+Illapel,+Regi%C3%B3n+de+Coquimbo/-31.6323128,-71.1665713,182m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x968f2ac02ff18faf:0x8bfd6c941c3a54c7!8m2!3d-31.6319584!4d-71.1659133>. Consultado el: 11 de mayo de 2017).
- GUEVARA, L. ; L. GARCÍA. 2001. El efecto de columna corta o columna cautiva ¡Cómo un elemento no estructural puede hacer fallar una columna durante un sismo!. *TECNOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN*. 17(1): 31-42.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (CHILE). Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo. NCh 2123.Of1997 Modificada en 2003. Santiago, Chile. 1997.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (CHILE). Diseño sísmico de edificios. NCh 433.Of1996 Modificada en 2009. Santiago, Chile. 1996.
- LAGOMARSINO, S. ; A. PENNA ; A. GALASCO ; S. CATTARI. 2013. 3muri (Versión 10.9.4). (Software). Disponible en STA DATA: <http://www.stadata.com>
- LAGOMARSINO, S. ; A. PENNA ; A. GALASCO ; S. CATTARI. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*. 56: 1787-1799.
- LOUIE, J. N. 2001. Faster, Better: Shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. *Seismological Society of America*. 91(2): 347-364.
- MANTILLA, G. ; J. PÁEZ. 2008. Comportamiento sísmico no lineal de los edificios con sistema estructural de muros. Tesis Gr. Ing. Bucaramanga, Univ. Industrial de Santander, Fac. Ing. 122p.
- MASSONE, L. M. ; J.W. WALLACE. 2011. Lessons from Chile: Impacts of Earthquake Engineering of RC Buildings in the US. (Disponible en: <https://nees.org/warehouse/project/104>. Consultado el: 4 de abril de 2017).
- MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO. 2011. D.S. N° 61. Aprueba Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S. N° 117. Diario Oficial de la República de Chile, Martes 13 de Diciembre de 2011. Santiago, Chile. Edición N° 40.133.

- NAKAMURA, Y. 1989. A Method For Dynamic Characteristics Estimation Of Surface Using Microtremor On The Ground Surface. Railway Technical Research Institute, Quarterly Report 30.1.
- ONEMI. 2015. Oficina Nacional de Emergencia. Chile. Reporte terremoto Illapel 2015. (Disponible en: <http://www.onemi.cl/informate/sismo-de-mayor-intensidad-en-las-regiones-de-metropolitana-y-maule>. Consultado el: 28 de febrero de 2017).
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (ESTADOS UNIDOS); PROGRAMA DE PREPARATIVOS PARA SITUACIONES DE EMERGENCIA ; COORDINACIÓN DEL SOCORRO EN CASOS DE DESASTRE (OPS/PED). 2000. Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Washington, D.C. OPS/OMS; 1999. 128p.
- SEISMOSOFT. 2002. Seismosignal (Versión 2016) (Software) Disponible en Seismosoft: <http://www.seismosoft.com/seismosignal>
- SESAME EUROPEAN RESEARCH PROJECT. 2004. Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Measurements, Processing and Interpretation. European Commission - Research General Directorate.
- UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY. 2015. M 8.3 - 48 km W of Illapel, Chile. (Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us20003k7a/#shakemap>. Consultado el: 10 de mayo de 2017).
- VIZCONDE, A. 2004. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel, Piura. Tesis Gr. Ing. Piura, Universidad de Piura. Fac. Ing. 298p.