

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



Título

**EVALUACIÓN DE LAS REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL EN EL
CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO
ARMADO**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON
MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES**

AUTOR

Rualth Gustavo Bravo Anaya

ASESOR

Luis Antonio Zegarra Ciquero

Marzo, 2020

EVALUACIÓN DE LAS REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL EN EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

Resumen

Actualmente, el diseño sísmico de edificios se basa en aplicar una excitación sísmica a lo largo de uno de los ejes principales de la estructura; pero, distintas investigaciones han demostrado que el ángulo de incidencia y bi-direccionalidad del sismo son parámetros importantes a tomar en cuenta. El objetivo de la presente investigación fue evaluar las reglas de combinación direccional en el cálculo de la respuesta estructural de edificios de concreto armado para distintas irregularidades estructurales. La metodología empleada consistió en realizar distintos análisis tiempo historia lineal bi-direccional en 9 modelos computacionales, utilizando distintos ángulos de incidencia del sismo; con estos resultados se obtuvieron las respuestas críticas de las estructuras evaluadas. Así mismo, se realizó un análisis modal espectral a lo largo de los ejes principales de la estructura, para después aplicar las reglas de combinación direccional evaluadas en el estudio. Para evaluar las reglas, se compararon las respuestas obtenidas de cada regla con las respuestas críticas obtenidas del análisis tiempo historia. Con los resultados obtenidos se concluyó que no existe una regla de combinación direccional que estime mejor las respuestas para determinada irregularidad estructural; más bien, sin importar el tipo de irregularidad, la regla que estimó de mejor manera las respuestas evaluadas fue la regla del escalado a la cortante basal estática, regla presente en la norma peruana y en normas de otros países. Además, se observó que la respuesta estructural obtenida con el análisis modal espectral subestima la respuesta crítica, pues varía entre el 65% y el 87% de la respuesta obtenida con el análisis tiempo historia. Finalmente, se observó que los parámetros más relevantes que afectaron en las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional fueron el periodo fundamental y la excentricidad de la estructura, por lo que, se propuso una nueva regla que depende de estos dos parámetros.

Palabras clave:

Reglas de combinación direccional, respuesta estructural, ángulo de incidencia del sismo, bi-direccionalidad.

EVALUATION OF DIRECTIONAL COMBINATION RULES IN THE CALCULUS OF THE STRUCTURAL RESPONSE IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Abstract

Currently, seismic design of buildings is based on applying a seismic excitation along one of the main axes of the structure; but, different investigations have demonstrated that seismic incidence angle and bi-directionality are important parameters to take into account. The objective of the investigation was to evaluate directional combination rules in the calculus of the structural response in reinforced concrete building for different structural irregularities. The methodology consisted in doing a bi-directional linear time history analysis in 9 computational models, using different seismic incidence angles; with these results it was obtained critical responses of the analyzed structures. Likewise, it has been made a spectral modal analysis along main axes of the structure, to latter apply directional combination rules. To evaluate rules, responses obtained with each rule were compared with critical responses obtained with time history analysis. With the results it was concluded that there is not a directional combination rule with the best estimation of the response for an specific structural irregularity; rather, no matter the type of irregularity, the rule with the best estimation of the evaluated responses was the scaled to static basal shear rule, which is included in the Peruvian code and other countries. Further, it was observed that structural responses obtained with spectral modal analysis underestimate critical response, because it varies between 65% and 87% of the response obtained with time history analysis. Finally, it was observed that the most relevant parameters that affected in the response calculated with directional combination rules were the fundamental period and eccentricity of the structure, so that, it was proposed a new rule that depend on these two parameters.

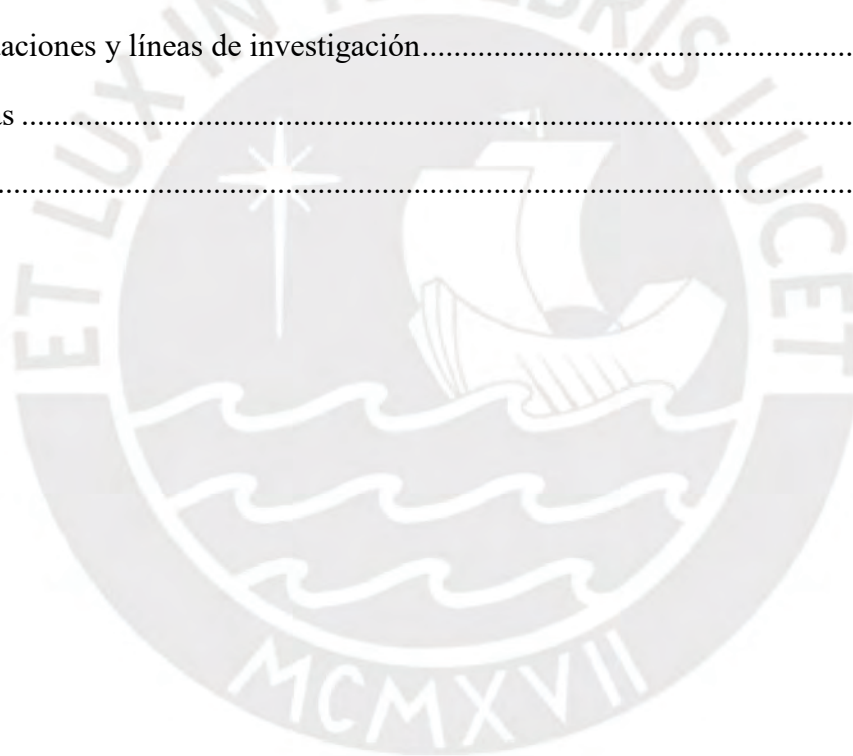
Keywords:

Directional combination rules, structural response, seismic incidence angle, bi-directionality.

Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Planteamiento del problema.....	1
1.2	Antecedentes y justificación	1
1.3	Objetivos.....	4
1.4	Hipótesis	4
2	Estado del arte	5
2.1	Epicentro e hipocentro	5
2.2	Ecuación del movimiento y respuesta sísmica	5
2.3	Bidireccionalidad del sismo.....	6
2.4	Ángulo de incidencia del sismo	7
2.5	Ángulo de incidencia crítico de la estructura.....	9
2.6	Reglas de combinación direccional	10
2.7	Registro sísmico y espectro de diseño	15
2.8	Métodos de análisis sísmico	21
2.9	Irregularidades estructurales	25
3	Metodología.....	30
3.1	Modelos estructurales	30
3.2	Selección de registros sísmicos.....	33
3.3	Análisis tiempo historia	42
3.4	Reglas de combinación direccional evaluadas.....	44
3.5	Análisis modal espectral	44
4	Resultados y discusión	47
4.1	Modelo 1	47
4.2	Modelo 2	57
4.3	Modelo 3	68
4.4	Modelo 4	79

4.5	Modelo 5	90
4.6	Modelo 6	101
4.7	Modelo 7	112
4.8	Modelo 8	123
4.9	Modelo 9	134
4.10	Ángulo crítico.....	145
4.11	Análisis de las reglas de combinación direccional.....	151
4.12	Regla de combinación direccional propuesta.....	154
	Conclusiones.....	158
	Recomendaciones y líneas de investigación.....	159
	Referencias	160
	Anexos.....	164



1 INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El concreto armado comenzó a usarse en la construcción de edificaciones desde mediados del siglo XIX, desde entonces se ha convertido en el material de construcción más usado alrededor del mundo (Otani, 2004). Con el paso de los años, cada país, basándose en investigaciones y lecciones aprendidas durante eventos sísmicos, ha implementado normativas para regular el diseño sismorresistente de las edificaciones (Ministerio de Vivienda construcción y Saneamiento [MVCS], 2018; American Society of Civil Engineers [ASCE], 2016).

En la actualidad, el diseño sísmico de edificios se basa en aplicar una excitación sísmica a lo largo de uno de los ejes principales de la estructura (Amarloo & Emami, 2019). Pero, las recientes investigaciones han demostrado que el ángulo de incidencia y bi-direccionalidad del sismo son muy importantes y deben ser tomados en cuenta (Díaz et al., 2019). El efecto del ángulo de incidencia sólo puede ser despreciado en estructuras regulares y con igual rigidez en sus direcciones ortogonales (Kostinakis et al., 2018).

La práctica común del diseño de edificios consiste en aplicar una excitación sísmica independiente en cada dirección principal de la estructura, y ocasionalmente utilizar reglas de combinación direccional para buscar representar la bi-direccionalidad del sismo (López y Hernández, 2001). Sin embargo, muchas de las reglas de combinación direccional no toman en cuenta el ángulo de incidencia del sismo. Además, aunque se hayan realizado investigaciones para evaluar estas reglas (Lobos & Fernández-Dávila, 2002; López y Hernández, 2001), aún no se conoce con certeza las reglas de combinación direccional que mejor estiman las respuestas estructurales, más aún para distintos tipos de irregularidad estructural. Por tal motivo, es importante realizar este tipo de estudios para garantizar la confiabilidad de los métodos aplicados en la práctica cotidiana de la ingeniería (Fernández-Dávila & Cruz, 2006).

1.2 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

La importancia del ángulo de incidencia del sismo se evidencia en distintas investigaciones. Tal es el caso de Sobrado y colegas (2020), quienes estudiaron dos

edificios edificio con distintos tipos de irregularidad. En dicho estudio analizaron las respuestas globales de las estructuras estudiadas, tales como la cortante basal y el momento basal; encontrando que el ángulo de incidencia crítico del sismo es distinto de cero. Así mismo, Cantagallo y colegas (2012) analizaron diferentes estructuras de concreto armado. También encontraron que el ángulo de incidencia crítico del sismo no coincide con los ejes principales de la estructura. Fernández-Dávila y colegas (2008) realizaron estudios del ángulo de incidencia crítico bajo acciones unidireccionales y bidireccionales del sismo; de esta manera, encontraron tendencias del ángulo de incidencia crítico para distintas estructuras de un piso. Moscoso (2018), por su parte, estudió once configuraciones estructurales sometidas a distintos registros. Encontró una metodología que consiste en incorporar factores de amplificación para considerar los efectos de la bi-direccionalidad y el ángulo de incidencia.

Del mismo modo las reglas de combinación direccional fueron evaluadas en distintas investigaciones. Lobos y Fernández-Dávila (2002) evaluaron una diversidad de reglas de combinación direccional haciendo variar el ángulo de incidencia de la excitación sísmica. Encontraron que la regla que mejor estima la respuesta estructural es la regla 100 – 60%. Así mismo, Fernández-Dávila y Cruz (2006) evaluaron algunos criterios de combinación direccional en un edificio de 5 pisos. Concluyeron que es posible estimar la respuesta estructural bajo una excitación sísmica bi-direccional, usando un análisis elástico unidireccional y una adecuada regla de combinación direccional. Además, Menun y Der Kiureghian (1998) desarrollaron la regla de combinación direccional CQC3, cuya principal ventaja es aplicar la excitación sísmica en el ángulo de incidencia crítico de la estructura.

Como se mencionó anteriormente, los criterios o reglas de combinación direccional buscan representar la bi-direccionalidad de un sismo (Fernández-Dávila & Cruz, 2006), ya sea usando el método del análisis modela espectral (AME) o el análisis tiempo – historia (ATH). En contraste, aunque la mayoría de investigaciones hayan sido desarrolladas empleando el método del ATH, Marinilli y López (2010) encontraron que el método del AME, para un movimiento sísmico unidireccional en cualquier dirección horizontal, conduce a valores con errores promedio no mayores que el 10% de aquellos obtenidos por el método del ATH para un grupo de diez pares de acelerogramas; mientras que, al considerar la acción simultánea de dos componentes sísmicas horizontales en

cualquier dirección horizontal, el método del AME conduce a valores con errores promedio no mayores que el 18% de la respuesta crítica promedio dado por el método del ATH para un grupo de diez pares de acelerogramas. De esta manera concluyen que, para fines de diseño ingenieril, los resultados obtenidos basados en el AME son adecuados para estimar las respuestas críticas máximas.

Las normas de diseño sismorresistente muchas veces no toman en cuenta el ángulo de incidencia del sismo (Florez, 2012; Moscoso, 2018). Pero, distintas investigaciones tales como la realizada por Moscoso (2018), quien encontró que las combinaciones de direccionalidad, tales como 30% o SRSS, subestiman los resultados de la estructura comparados con un ATH; López y Hernández (2001), quienes encontraron que los criterios de combinación SRSS, 30%, 40% y SRSS-S tienen una relación de respuestas de 0.79 a 1, 0.92 a 1.16, 0.99 a 1.25 y 1 a 1.26 respectivamente, en comparación con el criterio de combinación direccional CQC3 (Figura 1.1); o Athanatopoulou y colegas (2005), quienes obtuvieron variaciones de las respuestas de hasta 76% en comparación con un análisis aplicado paralelo a los ejes estructurales de la edificación; demuestran que el ángulo de incidencia y bi-direccionalidad del sismo son muy importante en el diseño de estructuras. Tal es así que otros investigadores tales como Díaz y colegas (2019) propusieron un enfoque alternativo para considerar este efecto.



Figura 1.1 Variación de la respuesta estructural de cuatro reglas de combinación direccional (López & Hernández, 2001)

Es importante mencionar que los estudios realizados usando el método del ATH tienen mucha dispersión en los valores numéricos de las respuestas (fuerzas, deformaciones,

etc.). En estos estudios, tales como el de Moscoso (2018), se llegan a obtener valores promedios menores a los obtenidos por el método del AME. Pero, el autor decide usar como valor comparativo al promedio más una desviación estándar, lo que sí resulta ser mayor al obtenido por el método del AME.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo principal

Evaluar las reglas de combinación direccional en el cálculo de la respuesta estructural de edificios de concreto armado para distintas irregularidades estructurales.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Determinar la variación de la respuesta estructural en base a la variación del ángulo de incidencia del sismo.
2. Comparar la respuesta estructural obtenida con el AME y la respuesta estructural crítica obtenida con el ATH.
3. Identificar la regla de combinación direccional que mejor estimen la respuesta estructural crítica, considerando los efectos del ángulo de incidencia y bi-direccionalidad, para una determinada irregularidad estructural.
4. Identificar los parámetros más relevantes de la estructura que afectan en la respuesta calculada con las reglas de combinación direccional estudiadas.
5. Proponer una regla de combinación direccional que logre estimar la respuesta estructural crítica.

1.4 HIPÓTESIS

Existen reglas de combinación direccional que mejor estiman la respuesta estructural en edificios de concreto armado, para una determinada irregularidad estructurales.

2 ESTADO DEL ARTE

A continuación se describen los temas relacionados a la presente investigación, con el fin de relacionar al lector con el estudio. Se explican conceptos acerca de bi-direccionalidad, ángulo de incidencia, reglas de combinación direccional e irregularidades estructurales.

2.1 EPICENTRO E HIPOCENTRO

Los sismos son resultado de movimientos o desplazamientos relativos entre placas, lo que genera ondas sísmicas y un posterior movimiento de la superficie. La ubicación del origen del sismo puede definirse mediante dos puntos imaginarios: el hipocentro y el epicentro (Figura 2.1). El hipocentro o foco es el punto de inicio de la falla que desencadena el sismo, mientras que, el epicentro es la proyección del hipocentro sobre la superficie terrestre (Velásquez, 2006).



Figura 2.1 Epicentro e hipocentro

Disponible en: epicentrogeografico.com

2.2 ECUACIÓN DEL MOVIMIENTO Y RESPUESTA SÍSMICA

La ecuación del movimiento es expresada como (Chopra, 2014):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1)$$

Donde u o $u(t)$ es el desplazamiento en el tiempo, \dot{u} y \ddot{u} son la primera y la segunda derivada del desplazamiento con respecto al tiempo respectivamente (velocidad y aceleración respectivamente), $p(t)$ es la fuerza externa a la cual está sometida el sistema,

m es la masa del sistema, c es la razón de amortiguamiento del sistema y k es la rigidez del sistema.

Para resolver una estructura frente a un movimiento sísmico, la ecuación (2.1) puede expresarse de la siguiente manera (Chopra, 2014):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

En la ecuación (2.2) $\ddot{u}_g(t)$ representa la aceleración de movimiento del suelo. Este artificio, con el cual el movimiento del suelo puede representarse como una fuerza sobre la estructura, es la base para el método de fuerzas equivalentes y los métodos desarrollados posteriores a esta.

Al resolver la ecuación (2.2) se obtiene $u(t)$ y posteriormente distintos valores de interés de la estructura. Estos resultados son conocidos como respuesta sísmica, respuesta estructural o simplemente respuesta. Si consideramos un sistema de un grado de libertad, la respuesta más común es el desplazamiento o $u(t)$ (Oviedo & Duque, 2006). Pero, la respuesta sísmica puede ser desplazamientos, giros, derivas, fuerzas y esfuerzos. Por ejemplo, los códigos de diseño sismorresistente usualmente solicitan calcular como principales respuestas las derivas y fuerza cortante en la base (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

2.3 BIDIRECCIONALIDAD DEL SISMO

Los acelerógrafos son los instrumentos encargados de medir la aceleración producida en la superficie debido a un movimiento sísmico. Estos dispositivos son capaces de registrar el movimiento en dos componentes horizontales y una vertical, mediante la transformación del movimiento del suelo en impulsos eléctricos. Los registros de aceleraciones, en comparación con los desplazamientos y velocidades, son los más usados en la ingeniería estructural debido a que son útiles para el cálculo de las fuerzas inerciales. (Quimiz, 2016).

Una señal sísmica puede estar constituida por tres registros pertenecientes a tres ejes ortogonales (Altunişik & Kalkan, 2017) denominados como: eje principal mayor, eje principal intermedio y eje principal menor. Tal y como se observa en la Figura 2.2, el eje principal mayor del movimiento del suelo es el eje orientado hacia el epicentro del sismo;

el eje principal intermedio del movimiento es el eje horizontal perpendicular al eje mayor; y el eje principal menor es el eje vertical (Menun & Der Kiureghian, 1998).

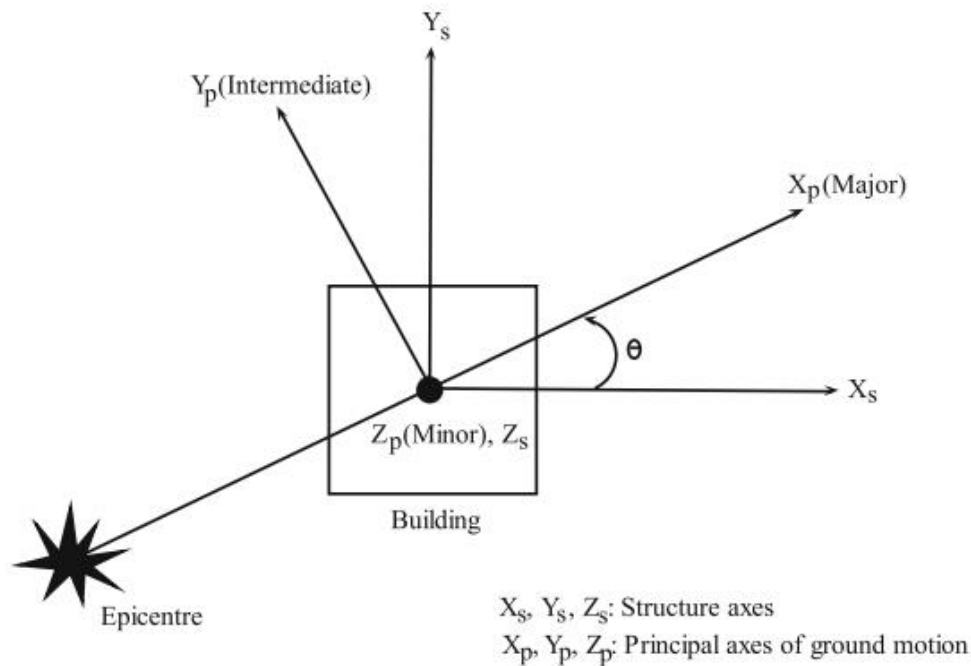


Figura 2.2 Ángulo de incidencia del sismo (Sadhu & Gupta, 2012)

Las componentes de los ejes principal mayor y principal intermedio conducen a que el sismo pueda ser considerado como un fenómeno bi-dimensional en el plano horizontal (Sobrado et al, 2020). Este hecho es muy importante, pues puede ser el causante del colapso dado a una subestimación de la respuesta estructural. Tal es el caso que pasó en el sismo del Puebla de 2017, en donde Sobrado y Colegas (2020) indican que las respuestas estructurales fueron más grandes que las calculadas con un análisis unidireccional. Sobrado y colegas (2020) también encontraron que la respuesta estructural calculada con un análisis bi-direccional fue de hasta 1.7 veces la respuesta calculada con un análisis unidireccional; concluyendo que, el análisis unidireccional no refleja la respuesta de la estructura, pues, la respuesta calculada con este tipo de análisis (unidireccional) subestima la respuesta de la estructura considerando el efecto de la bi-direccionalidad.

2.4 ÁNGULO DE INCIDENCIA DEL SISMO

Análogamente a los ejes principales del sismo, se definen como ejes principales de la estructura a los ejes 1, 2 y 3 o X, Y y Z (Figura 2.3). Entonces, el ángulo de incidencia del sismo puede definirse como aquel ángulo, en el plano horizontal, que se genera de la

intersección del eje principal mayor del movimiento y los ejes principales de la estructura (Figura 2.2 y Figura 2.3) (Sadhu & Gupta, 2012). Además, si consideramos θ como el ángulo de incidencia y tomamos en cuenta que los ejes principales de la estructura son ortogonales, el ángulo que formará el eje mayor del sismo con el eje intermedio de la estructura (eje 2 o eje Y) será $90^\circ - \theta$.

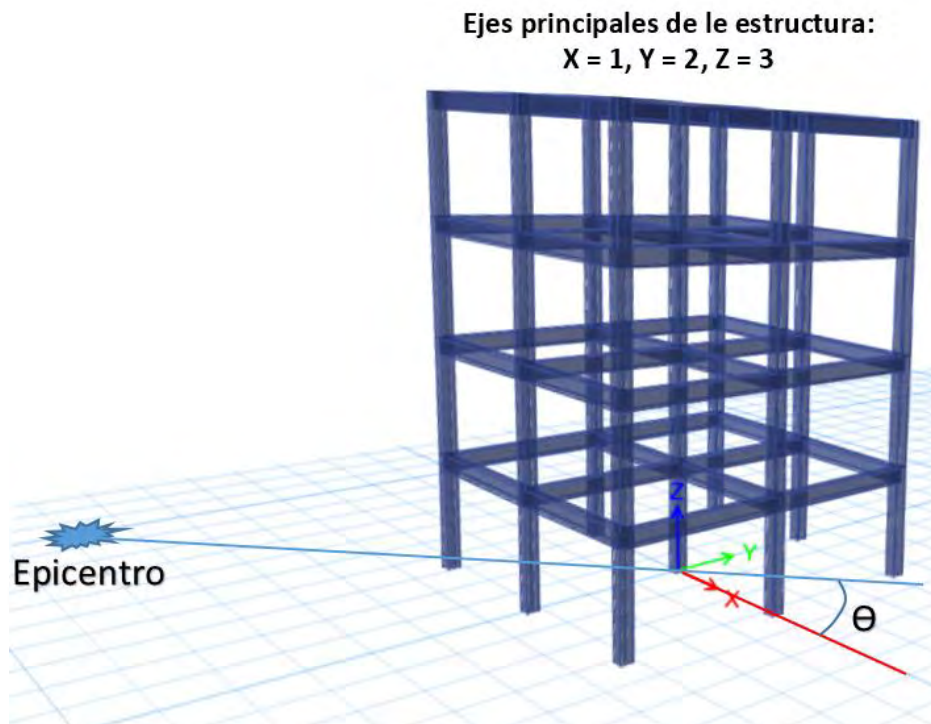


Figura 2.3 Definición del ángulo de incidencia del sismo

Además, aunque la ubicación de la edificación no es variable, la ubicación del epicentro si lo es. Por lo tanto, el ángulo de incidencia del sismo sobre la estructura resulta ser distinto de evento en evento. Este hecho queda demostrado en los registros de aceleraciones; pues, estos corresponden a un determinado ángulo de incidencia debido a la localización del sitio, la localización del epicentro y la orientación del instrumento (López & Fernández-Dávila, 2018). Entonces, al no conocer el ángulo de incidencia para un evento futuro, es necesario estudiar en la estructura aquellos ángulos en los cuales el movimiento sísmico pudiera presentar una respuesta mayor que las demás; pues, el valor de esta respuesta puede ser mayor que los resultados obtenidos con un análisis alineado a los ejes principales de la estructura.

2.5 ÁNGULO DE INCIDENCIA CRÍTICO DE LA ESTRUCTURA

El ángulo de incidencia crítica de una estructura es aquel ángulo que define la dirección en la cual la excitación sísmica produce la respuesta crítica, o respuesta máxima, de la estructura (López y Hernández, 2001). Los factores que determinan, en gran medida, el ángulo de incidencia crítica son la simetría en planta de la estructura y la bi-direccionalidad del sismo (Fernández-Dávila et al., 2008).

Fernández-Dávila y colegas (2008) realizaron una investigación sobre la determinación del ángulo de incidencia crítica de estructuras de un piso. Encontraron tendencias del ángulo de incidencia crítica para distintas respuestas estructurales. Por ejemplo, tomando como respuesta al desplazamiento global de la estructura a lo largo de uno de los ejes principales de esta, y considerando un análisis unidireccional, encontraron que en el caso de estructuras asimétricas el ángulo de incidencia crítica está en la mayoría de los casos entre -15° a $+15^\circ$ de dicho eje principal. Además, siempre que la estructura sea simétrica, el ángulo de incidencia crítica es de 0° con respecto a dicho eje principal. Por otra parte, cuando se considera un análisis bi-direccional, en el caso de estructuras asimétricas, el ángulo de incidencia crítica tiene valores más dispersos. Mientras que, en el caso de estructuras simétricas, el ángulo de incidencia crítica tiene valores entre -45° a 45° .

Tomando como respuesta a la fuerza horizontal en los muros de la estructura, y considerando un análisis unidireccional, se tiene que en el caso de estructuras asimétricas el ángulo de incidencia crítica está en la mayoría de los casos entre -15° a $+15^\circ$ de dicho eje principal. Además, siempre que la estructura sea simétrica, el ángulo de incidencia crítica es de 0° con respecto a dicho eje. Por otra parte, cuando se considera un análisis bi-direccional se observa que el ángulo de incidencia crítica de estructuras asimétricas tiene valores más dispersos (Fernández-Dávila et al., 2008).

Dado que el ángulo de incidencia crítica de cada estructura es variable, dependiendo de las características de esta, y que el ángulo de incidencia afecta considerablemente a la respuesta sísmica (Altunişik & Kalkan, 2017), distintos investigadores han propuesto métodos para calcular este ángulo (Athanatopoulou, 2005; Song et al., 2008). Por ejemplo, la regla de combinación direccional CQC3, como se verá más adelante, proporciona una expresión para poder determinar este ángulo (Menun & Der Kiureghian, 1998).

2.6 REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL

Los criterios o reglas de combinación direccional son usados en busca de representar la bi-direccionalidad de un sismo, ya sea usando el método del análisis modal espectral o el análisis tiempo historia (Fernández-Dávila & Cruz, 2006). Es así que, debido a la necesidad de tener en cuenta la acción simultánea de las dos componentes del sismo, con el paso del tiempo se han formulado distintas reglas o criterios de combinación direccional (López y Hernández, 2001). A continuación se presentan distintas reglas de combinación direccional, desde los trabajos pioneros de Newmark hasta los realizados por Menun y Der Kiureghian. Cabe indicar que para un análisis modal espectral, la respuesta obtenida con estas reglas depende de las respuestas máximas probables frente a una única componente sísmica actuando a lo largo de los ejes principales de la estructura (R_1 , R_2 y R_3).

2.6.1 Raíz cuadrada de suma de cuadrados

Esta regla es una de las más antiguas reglas de combinación direccional. Es denominada comúnmente como SRSS por sus siglas en inglés (Square root of sum of squares), y junto a la regla 100% – 30%, es uno de los métodos más usados desde hace ya varios años. Tal es así que, el American Petroleum Institute y la US. Nuclear Regulatory Commission indicaban su uso (Anagnostopoulos 1981). También, la edición de 1997 del Uniforming Building Code especifica su uso, al igual que el Departamento de Transportes de California (Menun & Der Kiureghian, 1998). Esta regla surgió primero como una regla de combinación modal, propuesta por Rosenblueth (Merchant & Hudson, 1962); y después, con el paso de los años, fue empleada también como una regla de combinación direccional (Anagnostopoulos 1981).

Según Menun y Der Kiureghian (1998), esta regla asume que las respuestas obtenidas por la aplicación de una excitación sísmica independiente en los eje principal de la estructura (R_1 , R_2 y R_3) son estadísticamente independientes; por lo que, según Wilson y Button (1982), la respuesta calculada mediante esta combinación direccional puede estimarse como el promedio geométrico o raíz cuadrada de la suma de cuadrados de las respuestas individuales R_1 , R_2 y R_3 . Pero, como se explica más adelante, las componentes sísmicas alineadas a los ejes principales de la estructura sí están correlacionados; algo que esta regla no toma en cuenta.

Por lo tanto, una expresión para estimar la respuesta mediante esta regla de combinación direccional es la siguiente (Valenzuela et al, 2015; Fernández-Dávila et al, 2000):

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2} \quad (2.3)$$

Donde:

R : Respuesta total.

R_1 : Respuesta máxima probable del análisis unidireccional en la dirección 1.

R_2 : Respuesta máxima probable del análisis unidireccional en la dirección 2.

R_3 : Respuesta máxima probable del análisis unidireccional en la dirección 3.

Además, comúnmente los ejes 1 y 2 representan los ejes principal horizontales de la estructura, mientras que el eje 3 representa el eje vertical.

2.6.2 Reglas de porcentaje

Se cree que estas reglas se originaron de los trabajos pioneros de Newmark en 1975, y Rosenblueth y Contreras en 1977 (Menun & Der Kiureghian, 1998). Estas reglas se basan en combinaciones lineales empleando componentes sísmicas horizontales no correlacionadas (Hernández & López, 2002). Newmark (1975) propuso la regla 100%-40%, indicando que generalmente los resultados obtenidos con esta regla eran más conservadores que los resultados obtenidos con la regla SRSS en la mayoría de los casos. Once años después, en 1986, la regla propuesta por Newmark fue adoptada por la American Society of Civil Engineers (ASCE). Por otra parte, Rosenblueth y Contreras propusieron la regla 100%-30%, argumentando que esta regla minimiza los errores introducidos por la combinación lineal empleada (Menun & Der Kiureghian, 1998). La regla 100% – 30% fue adoptada finalmente por el Uniforming Building Code y el Departamento de Transportes de California, al igual que la regla SRSS. Además, también fue incluida en las provisiones tentativas del Applied Technology Council (Anagnostopoulos 1981).

Por lo tanto, este conjunto de reglas se basan en estimar la respuesta mediante una combinación lineal que consiste en sumar el 100% de la respuesta unidireccional en uno de los ejes más un porcentaje α ($\alpha < 1$ ó $\alpha < 100\%$) de los análisis unidireccionales en los otros ejes (Fernández-Dávila et al, 2000). De esta manera se tienen las siguientes

situaciones a considerar, siendo la mayor de ellas la respuesta final (Valenzuela et al, 2015).

$$R = \max \begin{cases} R_1 + \alpha R_2 + \alpha R_3 \\ \alpha R_1 + R_2 + \alpha R_3 \\ \alpha R_1 + \alpha R_2 + R_3 \end{cases} \quad (2.4)$$

Cabe mencionar, que los códigos que adoptaron las reglas de Newmark, y Rosenblueth y Contreras omitieron la componente αR_3 ; es decir, la combinación direccional se realiza empleando solamente con las componentes horizontales (Menun & Der Kiureghian, 1998). De esta manera, estas reglas quedan expresadas de la siguiente manera (López y Hernández, 2001):

Regla de 100 – 30%

$$R = \max \begin{cases} 0.3R_1 + R_2 \\ R_1 + 0.3R_2 \end{cases} \quad (2.5)$$

Regla de 100 – 40%

$$R = \max \begin{cases} 0.4R_1 + R_2 \\ R_1 + 0.4R_2 \end{cases} \quad (2.6)$$

2.6.3 Reglas de factores

Varias investigaciones (Moscoso, 2018; Florez, 2012; Athanatopoulou, 2005; Athanatopoulou et al, 2005) han demostrado que la respuesta obtenida con el ATH, considerando la bidireccionalidad y el ángulo de incidencia del sismo, es mayor a la respuesta obtenida con el AME. Dado a esto, la idea de esta regla nace de distintas investigaciones que tomaron enfoques como los de Cantagallo y colegas (2012) o Sobrado y colegas (2020), en las que concluyen que la respuesta crítica de la estructura es β veces (con $\beta > 1$) la respuesta resultante del análisis unidireccional a lo largo de los ejes principales de la estructura. Por lo tanto, el fundamento de esta regla consiste en amplificar la respuesta unidireccional máxima obtenida de los análisis unidireccionales en los ejes horizontales (ejes 1 y 2), para de esta manera estimar la respuesta crítica de la estructura. Es decir, como se indicó líneas arriba, la regla se basa en multiplicar por un valor $\beta > 1$ a la mayor respuesta entre R_1 y R_2 (Lobos & Fernández-Dávila, 2002). Una expresión general de esta regla es la siguiente.

$$R = \beta \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} R_1 \\ R_2 \end{array} \right\} \quad (2.7)$$

Entre los valores más confiables para β tenemos a un valor de 1.2. Esto se debe a que con al considerar $\beta = 1.2$ se obtienen resultados con menores porcentajes de error (Lobos & Fernández-Dávila, 2002).

Por otra parte, Moscoso (2018) propuso un factor de amplificación que depende de la excentricidad de la estructura y la relación de la rigidez relativa global (relación entre la cortante basal y el desplazamiento máximo) de los ejes principales. De esta manera se puede tomar en consideración la bi-direccionalidad y el ángulo de incidencia del sismo. Este factor se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$FA = \max(0.23k + 0.87, 1.68e_r + 1.08) \quad (2.8)$$

Donde, el valor de k se obtiene de dividir la rigidez relativa global de los ejes principales de la estructura, considerando que k siempre es mayor que 1; mientras que, para el cálculo de e_r , en cada entrepiso se calcula primero la excentricidades relativas en cada dirección principal, luego se toma el valor de e_r como el mayor de las excentricidades relativas promedio obtenidas en cada dirección.

2.6.4 Regla CQC3

Esta regla nace de la curiosidad de algunos investigadores, al notar que las componentes del movimiento, a lo largo de los ejes principales de la estructura, están correlacionadas. Tal es el caso de Penzien y Watabe (1975, citado en Menun & Der Kiureghian, 1998), quienes observaron que las componentes de un movimiento sísmico no están correlacionadas a lo largo de los ejes principales del movimiento; además, la alineación de estos ejes puede suponerse estática durante el movimiento. Por lo tanto, las componentes del movimiento a lo largo de cualquier otro sistema de ejes sí están correlacionadas, y se obtienen por proyección de los ejes principales del movimiento (López y Hernández, 2001; Menun & Der Kiureghian, 1998). Entonces, dado que el sistema de ejes principales de la estructura no coincide con el sistema de ejes principales del movimiento, salvo que el ángulo de incidencia sea cero, las componentes del movimiento están correlacionadas (López y Hernández, 2001).

Las reglas de combinación direccional anteriormente mencionadas no toman en cuenta la correlación de las componentes del movimiento (Menun & Der Kiureghian, 1998). Por tal motivo, Smeby y Der Kiureghian (1985) iniciaron un estudio para establecer una regla de combinación direccional que tome en cuenta esta correlación. Años más tarde, este estudio dio origen a la regla de combinación direccional CQC3.

La regla de combinación direccional CQC3 fue propuesta por Menun y Der Kiureghian (1998). Este método agrupa a muchas de las reglas de combinación direccional antes mencionadas. Es decir, las reglas de combinación tales como 100 – 30%, 100 – 40% o SRSS son casos especiales de este método. Además, el método CQC3 es capaz de tomar en cuenta la contribución de las tres componentes ortogonales del movimiento, de allí el número tres en su denotación. Una de las principales ventajas del método CQC3 es ofrecer una expresión para determinar el ángulo de incidencia crítico (Menun & Der Kiureghian, 1998).

El método CQC3 está pensado para trabajar con espectros de pseudoaceleración (López y Hernández, 2001; Menun & Der Kiureghian, 1998). Además, Menun y Der Kiureghian (1998) plantearon que, para fines de diseño, estas componentes espectrales deben ser proporcionales. Es decir, sean A_{1i} y A_{2i} las componentes espectrales de pseudoaceleración en las direcciones 1 (eje principal mayor) y 2 (eje principal intermedio) para el modo i de la estructura respectivamente, tenemos que.

$$A_{2i} = \gamma A_{1i} \quad (2.9)$$

Donde $0 \leq \gamma \leq 1$ es una constante.

Originalmente, Smeby y Der Kiureghian (1985) propusieron una regla de combinación direccional que fue la base de la regla CQC3. Esta regla, tal y como en el método de combinación modal de combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés), consiste en utilizar un coeficiente de correlación. La ecuación planteada en esta regla fue la siguiente.

$$R = \left[\sum_{k=1}^3 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} a_{ki} a_{kj} A_{ki} A_{kj} - (1 - \gamma^2) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} (a_{1i} a_{1j} - a_{2i} a_{2j}) A_{1i} A_{1j} \sin^2 \theta + 2(1 - \gamma^2) \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} a_{1i} a_{2j} A_{1i} A_{1j} \sin \theta \cos \theta \right]^{1/2} \quad (2.10)$$

Donde:

n : Número de modos de la estructura.

ρ_{ij} : Coeficiente de correlación de las respuestas de los modos i y j .

a_{ki} : Factor de participación efectiva de la dirección k en el modo i .

θ : Ángulo de incidencia de la excitación sísmica.

Para su aplicación considerando tres análisis unidireccionales (direcciones 1, 2 y 3) la ecuación (2.10) se puede expresar como:

$$R = \left[\left(R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 \right) - (1 - \gamma^2) \left(R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2 \right) \sin^2 \theta + 2 \left(\frac{1 - \gamma^2}{\gamma} \right) R_{12} \sin \theta \cos \theta \right]^{1/2} \quad (2.11)$$

En donde se puede apreciar que si el ángulo de incidencia del sismo fuera cero (si los ejes principales del sismo y la estructura coincidieran), la regla se transformaría en la regla SRSS (Menun & Der Kiureghian, 1998).

Además, como se dijo líneas arriba, esta regla de combinación direccional también posee una expresión para calcular el ángulo de incidencia crítico. Esta expresión es:

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{\frac{2}{\gamma} R_{12}}{R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2} \right] \quad (2.12)$$

En donde se puede observar que θ_{cr} tiene dos soluciones comprendidas entre 0 y π radianes correspondientes a las respuestas mínima y máxima. Finalmente, La respuesta crítica (máxima) se puede obtener reemplazando el valor del ángulo crítico en la expresión para calcular la respuesta R .

2.7 REGISTRO SÍSMICO Y ESPECTRO DE DISEÑO

Un registro sísmico es el registro de las ondas sísmicas de un determinado evento (IGP, 2019). De esta manera, en un registro sísmico se pueden observar las aceleraciones obtenidas en distintos instantes de tiempo; a este registro de aceleraciones se le denomina acelerograma (Figura 2.4). Empleando un acelerograma y mediante algún método, como el de integración directa, es posible calcular las respuestas de la estructura utilizando un ATH. Estos registros sísmicos pueden ser obtenidos de instituciones encargadas de

monitorear alguna estación sismológica, o una red de estaciones sismológicas. Las más conocidas en el Perú son la red sismológica del CISMID y del IGP (Moscoso, 2018).

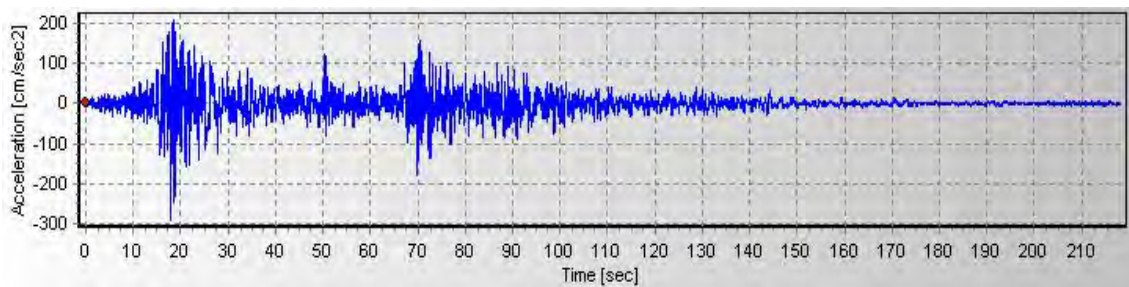


Figura 2.4 Acelerograma de la componente EW del sismo de Pisco del 2007 (CISMID)

Al conocer el registro de aceleraciones, es posible integrarlos para lograr obtener los respectivos registros de velocidades y desplazamientos. En el dominio del tiempo, esta integración se puede realizar empleando las relaciones físicas entre el desplazamiento, velocidad y la aceleración (Carreño et al, 1999). También es posible realizar un análisis en el dominio de la frecuencia; para lo cual es necesario construir el espectro de Fourier, concepto que será explicado líneas abajo. Mediante un análisis en el dominio de la frecuencia, es posible identificar cuáles son las frecuencias y/o periodos predominantes del acelerograma (Carreño et al, 1999).

Por otra parte, un espectro es aquel que muestra las máximas medidas de un determinado valor para distintos osciladores con diferentes periodos o frecuencias (Quimiz, 2016). El concepto de espectro fue introducido originalmente por Biot en 1932. Un ejemplo de espectro es el espectro de pseudoaceleraciones, el cual muestra las máximas pseudoaceleraciones para distintos periodos (Figura 2.5). Por lo tanto, dado a que en el espectro se pueden observar distintas respuestas máximas para diferentes periodos, el espectro de respuesta es una herramienta muy útil para que los ingenieros puedan estimar las demandas de un movimiento sísmico (Freeman, 2008).

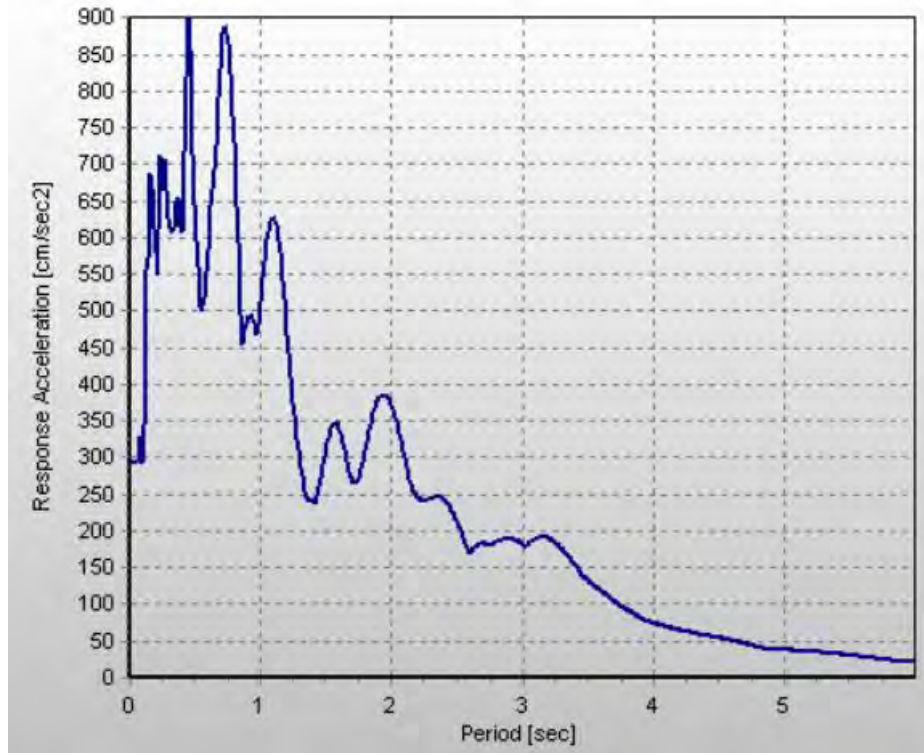


Figura 2.5 Espectro de pseudoaceleraciones de la componente EW del sismo de Pisco del 2007 (CISMID)

Los espectros de respuesta pueden ser representados en una gran variedad de formatos. Por ejemplo, un formato bastante usado en los años 60 fue el gráfico logarítmico tripartito (Figura 2.6). En este formato, la escala vertical muestra la velocidad espectral (S_v) y la horizontal muestra el periodo (T), mientras que en la diagonal se muestran la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d) (Freeman, 2008).

Las relaciones matemáticas entre estos valores espectrales son las siguientes:

$$S_v = (T / 2\pi)S_a \quad (2.13a)$$

$$S_d = (T / 2\pi)S_v = S_a(T / 2\pi)^2 \quad (2.13b)$$

Otra forma de representar es mediante el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento o ADRS por sus siglas en inglés (Figura 2.7). En este formato se muestra la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d) en los ejes vertical y horizontal respectivamente; mientras que, el periodo (T) es representado mediante una línea radial (Freeman, 2008). En síntesis, existen distintos formatos de presentar un espectro de respuesta, siendo el más comúnmente usado el espectro de respuesta pseudoaceleración-periodo.

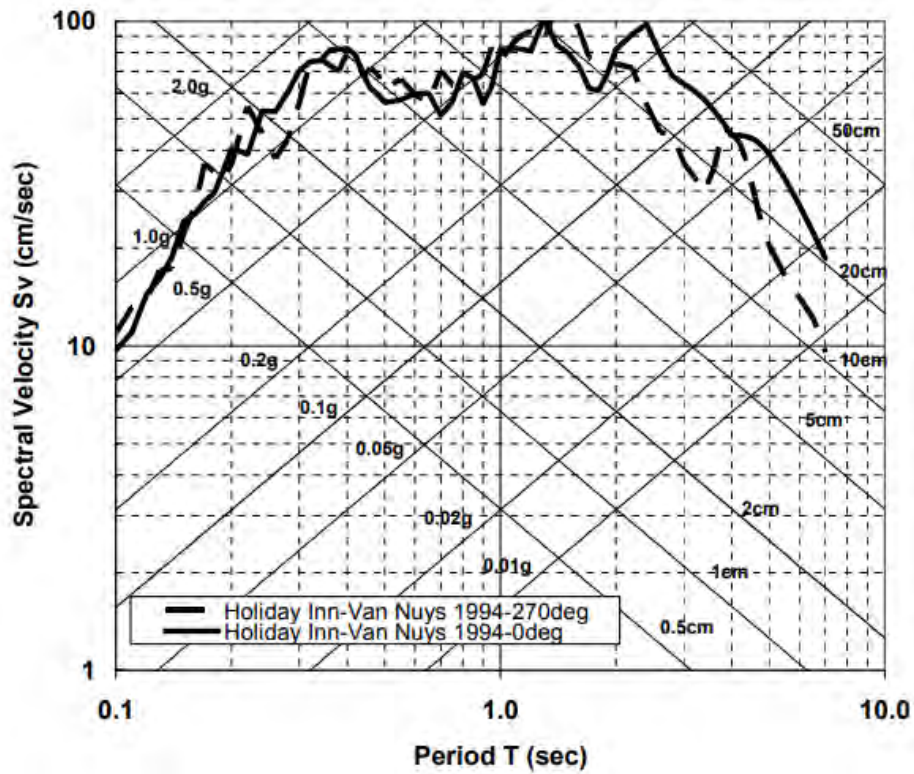


Figura 2.6 Espectro de respuesta tripartita (Freeman, 2008)

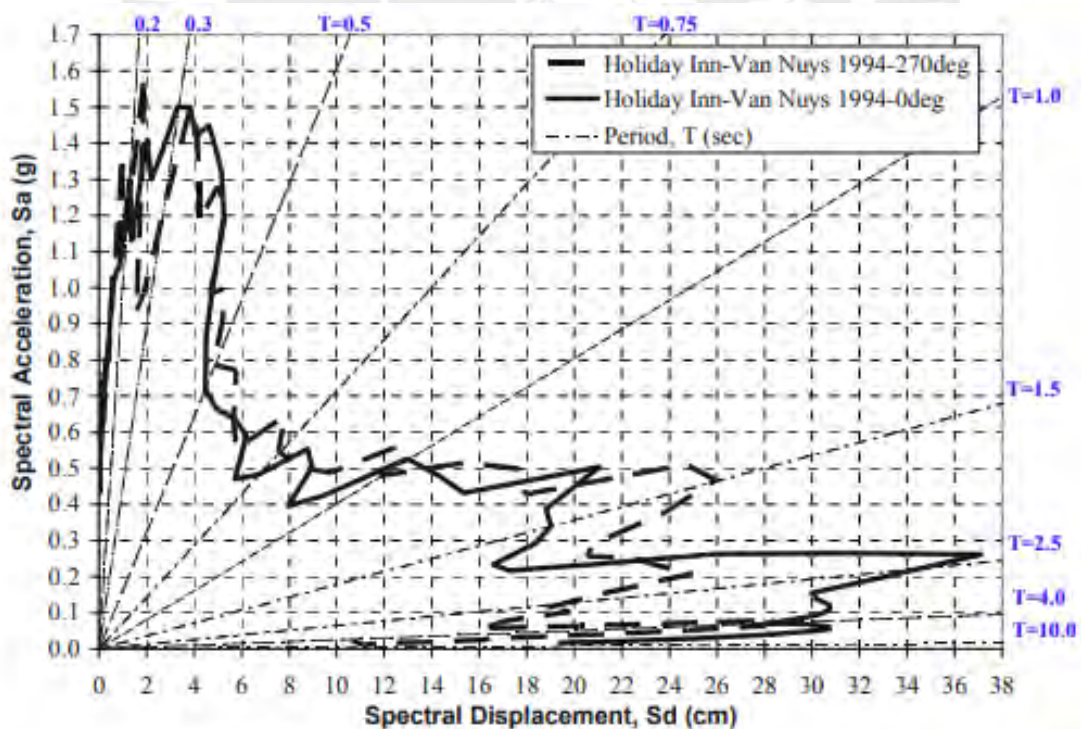


Figura 2.7 Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (Freeman, 2008)

Adicionalmente, para realizar un análisis en el dominio de la frecuencia es necesario construir el espectro de Fourier (Figura 2.8). Este espectro, que suele ser presentado con

ejes logarítmicos, nos muestra las amplitudes versus los periodos. De esta manera, podemos conocer los periodos predominantes del acelerograma.

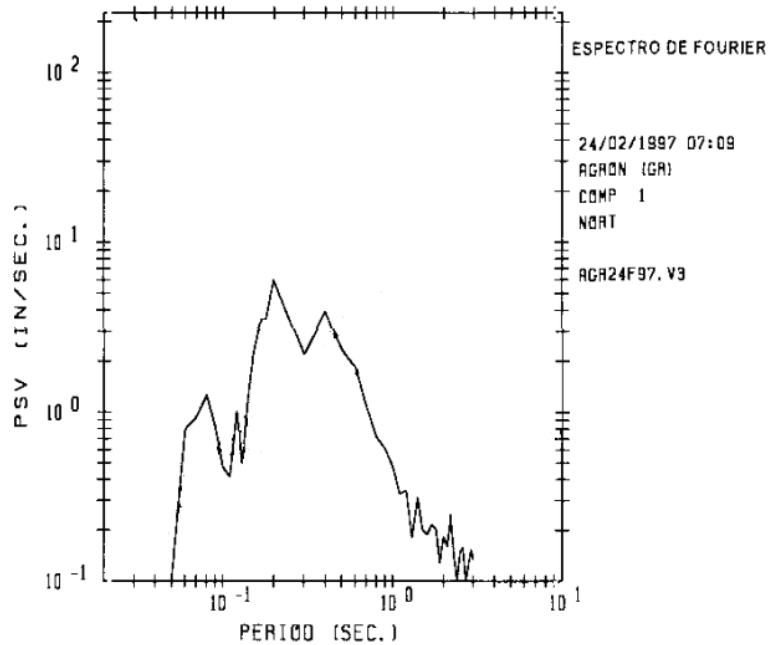


Figura 2.8 Espectro de Fourier (Carreño et al, 1999)

Al ser los espectro de respuesta bastante útiles (Freeman, 2008), las distintas normas (MVCS, 2018; ASCE, 2016) proveen a los ingenieros estructurales espectros de diseño. Además, dado que el espectro de pseudoaceleraciones es el más empleado en el diseño sismorresistente (Soto et al., 2018), estos espectros de diseño son espectros de pseudoaceleraciones (Figura 2.9) que representan las sollicitaciones sísmicas a los cuales estará expuesta la estructura.

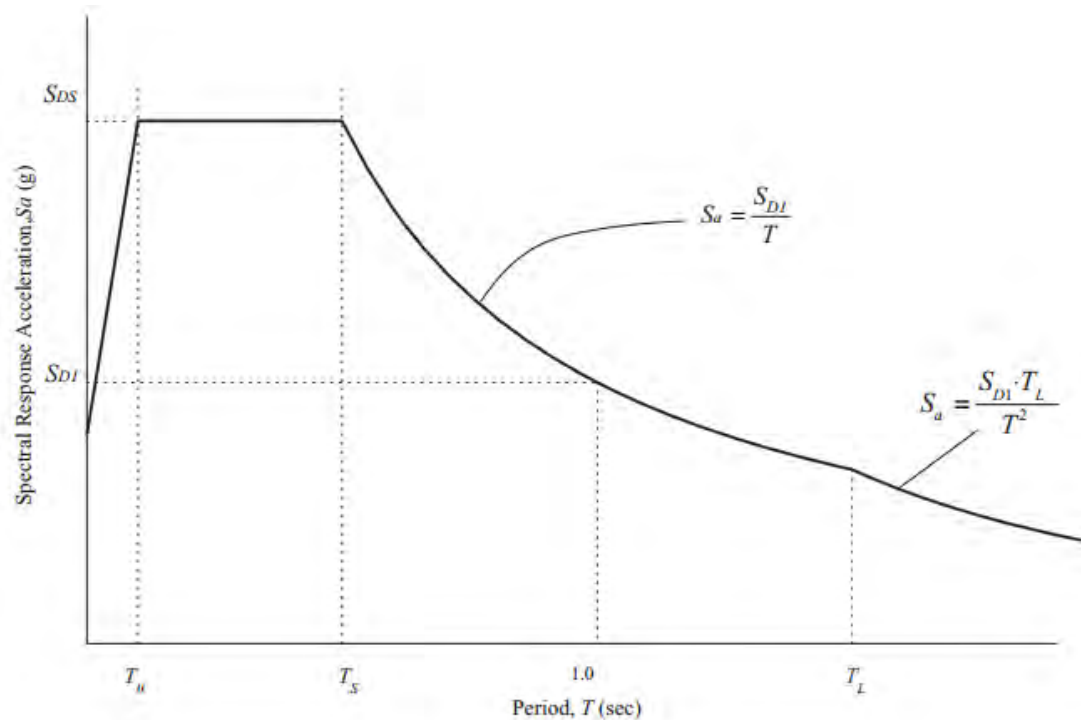


Figura 2.9 Espectro de diseño (ASCE, 2018)

Para poder representar las sollicitaciones sísmicas, estos espectros dependen de la sismicidad del lugar, tipo de suelo, sistema estructural, etc. (MVCS, 2018). Con la ayuda de esta herramienta, los ingenieros pueden estimar las respuestas máximas probables ante una sollicitación sísmica, tales como fuerzas o desplazamientos.

En el Perú, se requiere conocer 5 parámetros para poder definir el espectro de respuesta; estos son (MVCS, 2018):

- La zonificación sísmica (Z), el cual depende de la sismicidad observada en la zona donde se ubica la edificación.
- El coeficiente de suelo (S), el cual depende de la velocidad de propagación de las ondas en el suelo donde se ubica la edificación.
- Factor de amplificación sísmica (C), cuyo valor depende del periodo fundamental de la estructura.
- El coeficiente de uso (U), el cual depende de la finalidad para el que se diseña la edificación; estos pueden ser: comercial, vivienda, salud, educación, etc. Este parámetro es equivalente al factor de importancia por categorías de riesgo de edificaciones que define el ASCE.
- Factor de reducción ductilidad (R), cuyo valor depende del sistema estructural.

2.8 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

2.8.1 Análisis estático

También conocido como método de fuerzas equivalentes, este método representa la fuerza sísmica como fuerzas estáticas que actúan en el centro de masa de cada piso del edificio (MVCS, 2018). Las magnitudes de estas fuerzas dependen del periodo fundamental de la estructura. Es decir, se considera solamente un modo de vibrar (Figura 2.10).

Conocidas estas fuerzas sísmicas, se resuelve la estructura para conocer las respuestas de esta. Para ello, se emplea la ley de Hooke o lo que es lo mismo, la parte estática de la ecuación del movimiento; por lo que, este método se reduce a resolver un problema puramente estático. Además, al ser la estructura un sistema complejo constituido por vigas, columnas, muros u otros elementos, suele ser un sistema hiperestático; es por eso que, puede ser resuelto por el método de la rigidez, flexibilidad u otro método.

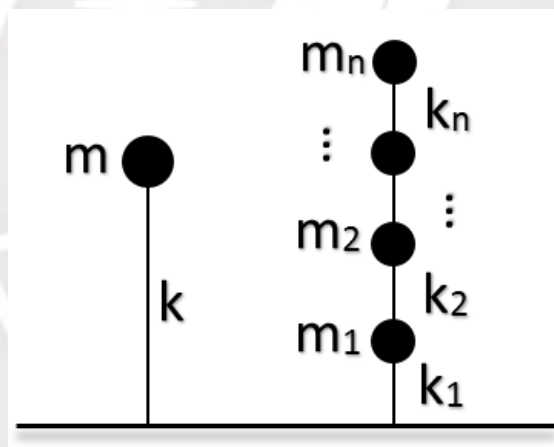


Figura 2.10 Sistema de un grado de libertad (izquierda) y varios grados de libertad (derecha)

Según el método de la rigidez, tendremos la siguiente ecuación:

$$k = up \quad (2.14a)$$

$$u = k^{-1}p \quad (2.14b)$$

Donde k es la matriz de rigidez calculada para el modelo pseudo tridimensional (edificio con diafragmas rígidos) de la estructura, u son los desplazamientos de los entrepisos y p son las fuerzas estáticas equivalentes. Una vez conocidos los desplazamientos, se pueden calcular las fuerzas internas de los elementos estructurales. Cabe recordar que, según el método de la rigidez, la ecuación (2.14a) puede expresarse matricialmente de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & -k_{n-1} & 0 \\ 0 & & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & \cdots & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_{n-1} \\ p_n \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$

En el Perú se comenzó a utilizar este método, de manera reglamentaria, con el Reglamento Nacional de Construcciones publicado en 1970 (Blanco, 2010). Posteriormente, ya con el Reglamento Nacional de edificaciones, se producen algunos cambios en los años 1977, 1997, 2003, 2016 y 2018. Actualmente, el método de análisis estático en la norma peruana consiste en calcular la fuerza cortante basal (i.e. fuerza cortante en la base), para luego distribuirla en los centro de masa de cada piso del edificio (MVCS, 2018).

2.8.2 Análisis dinámico modal espectral

Comúnmente conocido como análisis modal espectral, este método consiste en calcular los valores espectrales (valores máximos esperados) para cada modo de vibrar considerado. Es decir, a diferencia del método estático, este método considera otros modos de vibrar a parte del modo fundamental (MVCS, 2018). Los reglamentos indican que se deben considerar un suficiente número de modos de vibrar cuya suma de masas efectivas sea mayor o igual al 90% en cada dirección (MVCS, 2018; ASCE, 2016). Además, se debe usar como mínimo tres modos de vibrar (MVCS, 2018).

Este método emplea un espectro para el diseño; por ejemplo, al emplear un espectro de pseudoaceleraciones (Figura 2.9), se conocerá la pseudoaceleración para cada modo de vibrar considerado. Al conocer las pseudoaceleraciones para cada modo es posible conocer las fuerzas sísmicas, y por consiguiente se puede resolver la estructura y conocer las respuestas modales. La ecuación para el cálculo de la pseudoaceleración (S_a) empleada en la norma peruana es (MVCS, 2018):

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.16)$$

Donde Z es el factor que representa la sismicidad donde se ubica el edificio, U es un factor de uso de la edificación, C es el factor de amplificación sísmica, S es el factor que representa las características del suelo y R es el factor de reducción por ductilidad de la edificación.

Podemos considerar que la respuesta es igual a la combinación lineal de los desplazamientos generalizados de n grados de libertad (Hernández & López, 2002); por lo tanto, para obtener la respuesta se deben combinar las respuestas obtenidas con cada modo de vibrar (respuestas modales) empleando algún criterio de combinación modal. La norma peruana permite usar la regla de combinación modal CQC; además, también permite emplear como combinación modal a la suma del 25% de la regla de la suma de los valores absolutos más el 75% de la regla SRSS (MVCS, 2018). Por otro parte, la norma americana permite emplear las reglas de combinación modal CQC y SRSS (ASCE, 2016). Una vez que las respuestas en interés, de cada modo de vibrar, hayan sido combinadas por alguna regla de combinación modal se consigue obtener la respuesta de la estructura.

El método de combinación cuadrática completa (CQC), propuesto por Wilson y colegas (1981), consiste en combinar las respuestas modales teniendo en cuenta el coeficiente de correlación ρ_{ij} entre los modos i y j . La respuesta mediante este método puede calcularse de la siguiente manera:

$$r_k^2 = \sum_i^n \sum_j^n \rho_{ij} r_{ki} r_{kj} \quad (2.17a)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi(1 + \omega_i / \omega_j)(\omega_i / \omega_j)^{3/2}}{(1 + (\omega_i / \omega_j)^2)^2 + 4\xi^2(\omega_i / \omega_j)(1 + (\omega_i / \omega_j))^2} \quad (2.17b)$$

Donde r_{ki} es la respuesta máxima probable del modo de vibración i , frente a la componente espectral aplicada en la dirección k , y ξ es la razón de amortiguamiento.

El método de la suma de valores absolutos, propuesto por Biot (Merchant & Hudson, 1962), consiste en sumar los valores absolutos de las respuestas modales consideradas, por lo que resulta ser el método más conservador. La respuesta final puede calcularse como:

$$r_k = \sum_i^n |r_{ik}| \quad (2.18)$$

El método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS), propuesto por Rosenblueth (Merchant & Hudson, 1962), consiste en calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. Por lo tanto, la respuesta final puede calcularse empleando la siguiente ecuación:

$$r_k = \sqrt{\sum_i^n r_{ik}^2} \quad (2.19)$$

2.8.3 Análisis tiempo historia

También conocido como análisis de integración de la respuesta en el tiempo (Marinilli y López, 2010; Fernández-Dávila et al., 2008), este método emplea un registro sísmico para resolver la estructura mediante métodos de integración numérica, y así encontrar las respuestas de interés (ASCE, 2016). Este método puede ser realizado considerando el comportamiento lineal o no lineal de la estructura.

Los métodos de integración numérica empleados para este método se enfocan en resolver la ecuación del movimiento (Ecuación (2.2)). Las condiciones iniciales para el análisis tiempo historia son derivadas de la condición estática de la estructura; es decir desplazamiento, velocidad y aceleraciones iguales a cero (Mamani, 2017; Chopra, 2014). Posteriormente a la condición estática, se resuelve la estructura durante el tiempo de duración del movimiento sísmico, considerando incrementos iguales de tiempo; de esta manera se obtiene la historia de la respuesta estructural en el tiempo bajo la sollicitación considerada (Mamani, 2017). Es por esta razón, que los métodos que siguen esta metodología son denominados métodos paso a paso.

Dado que en un registro sísmico se tienen los valores de las aceleraciones, las fuerzas $p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ quedan dadas por un registro discreto de valores $p_i = -m\ddot{u}_g(t_i)$ (ver ecuación (2.2)). De esta manera, se puede aplicar algún método que trabaje con registros discretos. Algunos de estos métodos son por ejemplo: los métodos de la interpolación de la excitación (Figura 2.11), que consisten en asumir una interpolación del registro de fuerzas p_i , ya sea lineal o de otro grado; el método de diferencia central, cuyo fundamento consiste en aproximar mediante diferencias finitas la velocidad y la aceleración; o la familia de métodos de Newmark, el cual consiste en implementar los parámetros β y γ que definen la variación de la aceleración durante un incremento de tiempo. Al tomar estos parámetros distintos valores dan origen a la familia de métodos de Newmark (Chopra, 2014).

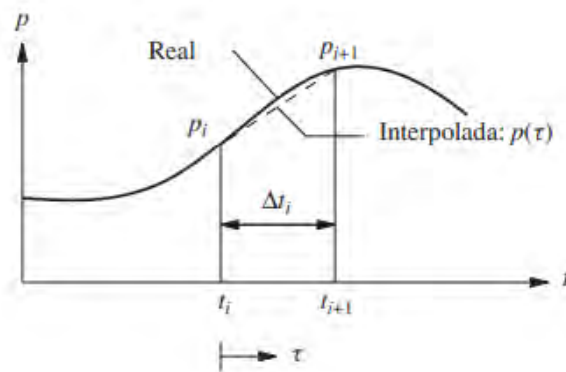


Figura 2.11 Notación para una excitación interpolada linealmente (Chopra, 2014)

La norma peruana permite emplear el análisis tiempo historia como un complemento al análisis escogido (análisis estático o dinámico) para calcular la estructura (MVCS, 2018). Además, se especifica que se requiere de al menos tres registros sísmicos con sus dos componentes horizontales correspondientes (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

2.9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

La torsión es un efecto que genera mucho daño en las edificaciones. Esta se produce debido a que el centro de masa, punto en el cual actúan las fuerzas de inercia, y el centro de rigidez, punto en el cual actúan las fuerzas resultantes, no coinciden. A la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez se le conoce como excentricidad. La excentricidad muchas veces es resultado de las irregularidades estructurales, las cuales pueden clasificarse en irregularidades en planta y en altura (Varadharajan et al., 2012).

La estructura de un edificio siempre presentará excentricidad, pero para ser clasificada como irregular debe exceder los límites señalados en los diferentes códigos o normas (MVCS, 2018; ASCE, 2016; Varadharajan et al., 2012). A continuación se presentan las principales irregularidades presentes en estructuras de edificaciones.

2.9.1 Irregularidad en planta

La irregularidad torsional se presenta cuando, teniendo diafragma rígido o semirrígido, la deriva máxima de uno de los bordes de la estructura supera k veces el promedio de las derivas de los dos bordes de dicha estructura. El valor de k es de 1.3 (MVCS, 2018) en la norma peruana y 1.2 en la norma americana (ASCE, 2016). Además, las normas definen como irregularidad torsional extrema cuando el valor de k es aún mayor; en la norma peruana se tiene un valor de 1.5 (MVCS, 2018) y la norma americana se tiene un valor de 1.4 (ASCE, 2016).

Otro tipo de irregularidad, presente en edificaciones, se produce cuando en alguna esquina de la estructura se presenta esquinas entrantes (Figura 2.12) con dimensiones mayores que un determinado valor que depende de la dimensión en planta. Para la norma peruana este límite de dimensiones es del 20% de las correspondientes dimensiones en planta (MVCS, 2018), mientras que, para la norma americana este límite es del 15% (ASCE, 2016).

La irregularidad de discontinuidad de diafragma se produce cuando existen variaciones abruptas de la rigidez del diafragma. Por ejemplo, las normas consideran una variación abrupta de rigidez en el diafragma cuando existen aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma (MVCS, 2018; ASCE, 2016). Un segundo caso en el que se presenta esta irregularidad es cuando en alguna de las direcciones principales, de la estructura, se presenta un área transversal del diafragma con un área neta resistente menor que un determinado porcentaje del área de la sección transversal total; este porcentaje es del 25%, para la norma peruana (MVCS, 2018); y del 50%, para la norma americana (ASCE, 2016).

También se considera como irregularidad cuando se tienen ejes de elementos sismorresistentes no paralelos entre ellos (MVCS, 2018; ASCE, 2016). La norma peruana permite que para ángulos menores que 30° entre estos ejes no se considere como irregularidad (MVCS, 2018).

Otro tipo de irregularidad, que no es mencionada en la norma peruana, se produce cuando hay una discontinuidad en el sistema resistente de fuerzas laterales, o lo que es lo mismo un desplazamiento fuera del plano (irregularidad tipo 4 de la Figura 2.12). Por ejemplo, esta irregularidad se produce cuando existe una discontinuidad vertical de un elemento estructural (ASCE, 2016).

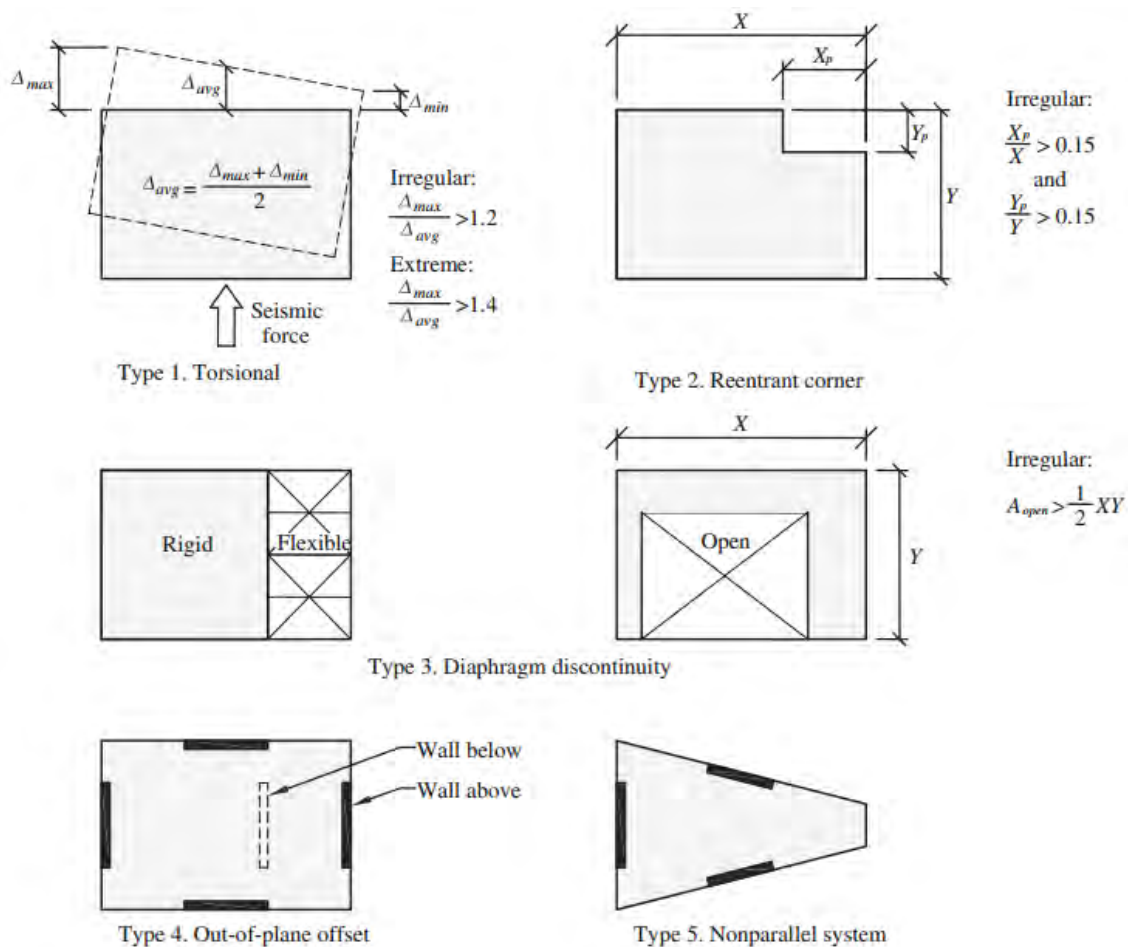


Figura 2.12 Irregularidades estructurales en planta (ASCE, 2016)

2.9.2 Irregularidad en altura

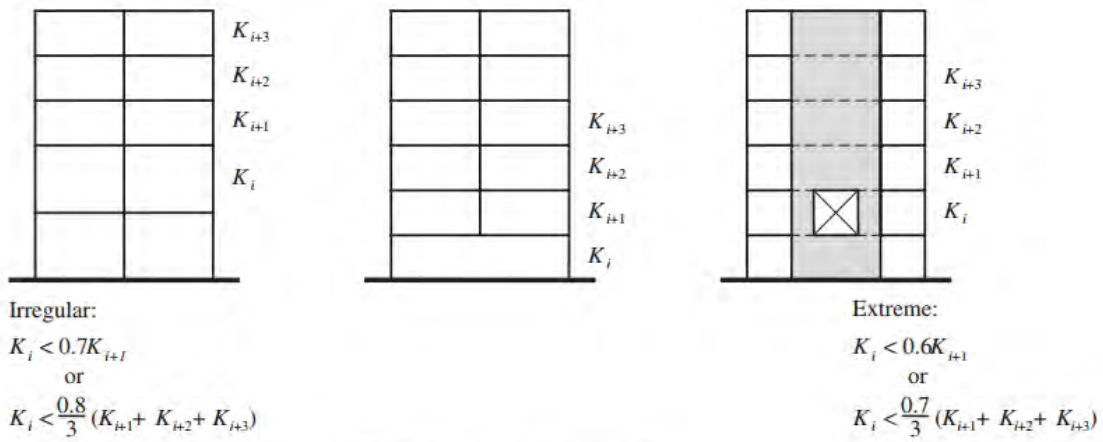
La irregularidad de rigidez, conocido como piso blando, se produce cuando existe una diferencia apreciable entre la rigidez lateral de dos pisos consecutivos (Janampa & Fernández-Dávila, 2018), o un grupo de pisos consecutivos. Las normas consideran que una estructura posee irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 80% del promedio de los tres pisos inmediatos superiores. Además, las normas también definen como irregularidad de rigidez extrema cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, o menor que el 70% del promedio de los tres pisos inmediatos superiores (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

Otro tipo de irregularidad es la irregularidad de masa. Esta se presenta cuando existe una gran diferencia en el peso sísmico de dos pisos consecutivos (Figura 2.13). En las normas se considera que una estructura presenta irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que el 150% del peso de un piso adyacente (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

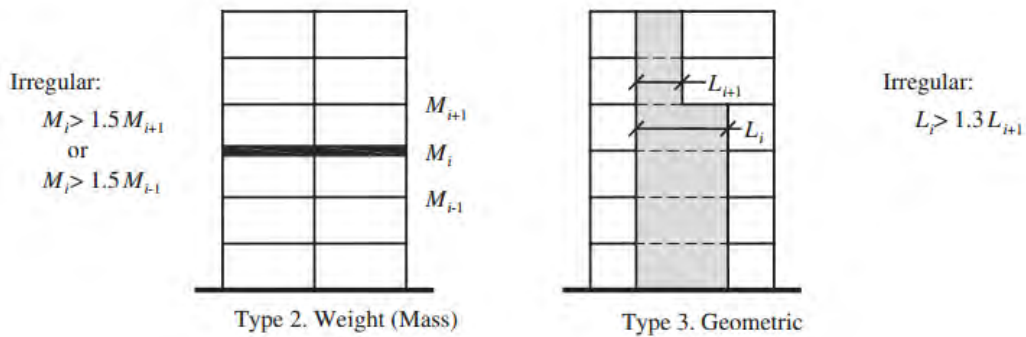
La irregularidad geométrica vertical se presenta cuando la dimensión en planta del sistema resistente es considerablemente mayor que la dimensión, también en planta, del sistema resistente de un piso adyacente. Las normas consideran que una estructura presenta irregularidad geométrica vertical cuando esta diferencia es mayor al 130% (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

La discontinuidad en los sistemas resistentes es otro tipo de irregularidad. Esta se presenta cuando hay un desalineamiento vertical (irregularidad tipo 4 de la Figura 2.13) en algún elemento del sistema resistente (MVCS, 2018; ASCE, 2016). La norma peruana subdivide este tipo de irregularidad en dos. La primera se presenta cuando el elemento desalineado soporta más del 10% de la fuerza cortante pero no menos del 25%; y la segunda, la irregularidad extrema, se presenta cuando el elemento desalineado soporta más del 25% de la fuerza cortante (MVCS, 2018).

También existe la irregularidad de resistencia, conocida también como piso débil. Esta se presenta cuando la diferencia de resistencia de dos pisos consecutivos, frente a fuerza cortante, es apreciable. Las normas consideran que una estructura posee irregularidad de resistencia cuando la resistencia de un piso es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior. Además, las normas también definen como irregularidad de resistencia extrema cuando la resistencia de un piso es menor que el 65% de la resistencia del piso inmediato superior (MVCS, 2018; ASCE, 2016).

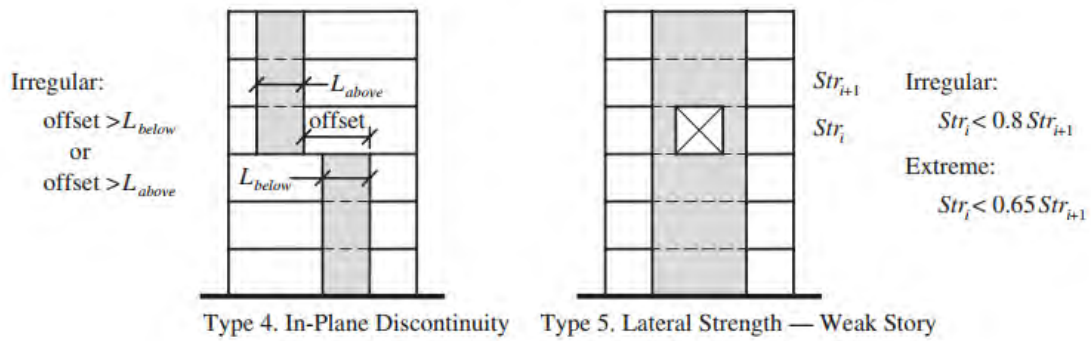


Type 1. Stiffness — Soft Story



Type 2. Weight (Mass)

Type 3. Geometric



Type 4. In-Plane Discontinuity

Type 5. Lateral Strength — Weak Story

Figura 2.13 Irregularidad estructurales en altura (ASCE, 2016)

3 METODOLOGÍA

En forma general, la metodología empleada en el presente estudio es la siguiente:

Se plantearon estructuras con tres tipos de irregularidades definidas en la norma de diseño sismorresistente peruana E.030 (MVCS, 2018). Luego de definir las irregularidades a estudiar, se construyó un modelo base que cumpliera con los requisitos de rigidez de la norma peruana a partir del cual se crearon las estructuras con las irregularidades consideradas.

Para realizar el análisis sísmico, considerando un comportamiento lineal de los elementos estructurales, se decidió utilizar un ATH lineal bidireccional con distintos ángulos de incidencia en cada estructura planteada; para ello, se buscaron registros sísmicos originados por fallas por subducción. Se seleccionaron registros sísmicos de Perú y Chile; además, también se emplearon registros sintéticos espectrocompatibles al espectro de la norma peruana.

Después del ATH, se realizó un AME en las direcciones principales de la estructura. Una vez obtenidos los resultados del AME, se emplearon las reglas de combinación direccional evaluadas en este estudio; para su posterior comparación con los resultados del ATH.

Finalmente, adicional a las reglas de combinación direccional evaluadas, se propuso una nueva regla. Los parámetros de esta nueva regla fueron el periodo fundamental y la excentricidad; debido a que al momento de evaluar las reglas de combinación direccional, estos parámetros resultaron ser los más relevantes en el estudio.

3.1 MODELOS ESTRUCTURALES

Siguiendo la estructuración de las edificaciones en las investigaciones tales como las de Sobrado y colegas (2020), Mosocos (2018), Altunişik y Kalkan (2017), y Athanatopoulou y colgas (2005), se plantearon estructuras hipotéticas de pórticos y muros de concreto armado de varios niveles. La presencia de los muros es debido que, por lo general, las estructuras de varios pisos suelen necesitar elementos estructurales que proporcionen una adecuada rigidez. Por último, para poder optimizar el procesamiento de los resultados,

los modelos de elementos finitos de las estructuras fueron construidos y analizados en el software ETABS (Computers and Structures, 2016).

Las diferentes estructuras partieron de un modelo en común (Figura 3.1) compuesto de muros, columnas, vigas y losas de entrepiso consideradas como diafragmas rígidos, a los cuales se les realizaron los cambios correspondientes para estudiar las distintas irregularidades consideradas. Además, el peso de las estructuras fue de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea.

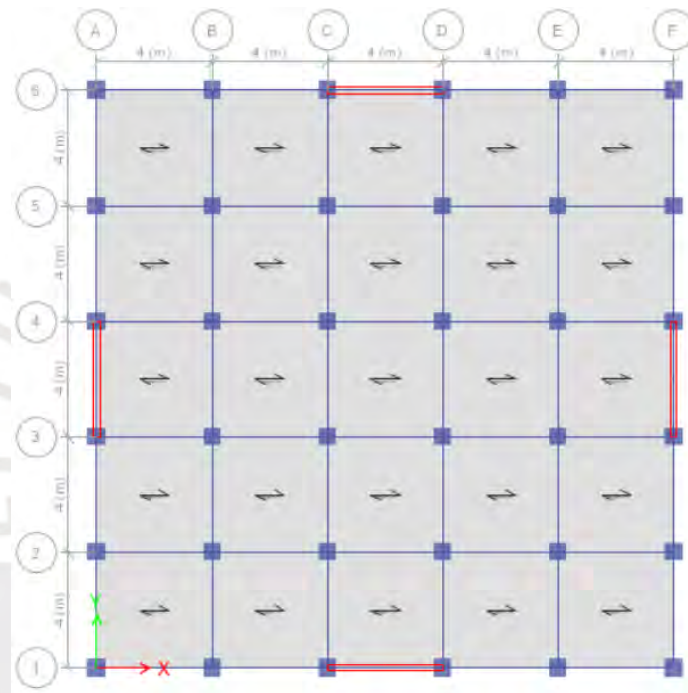
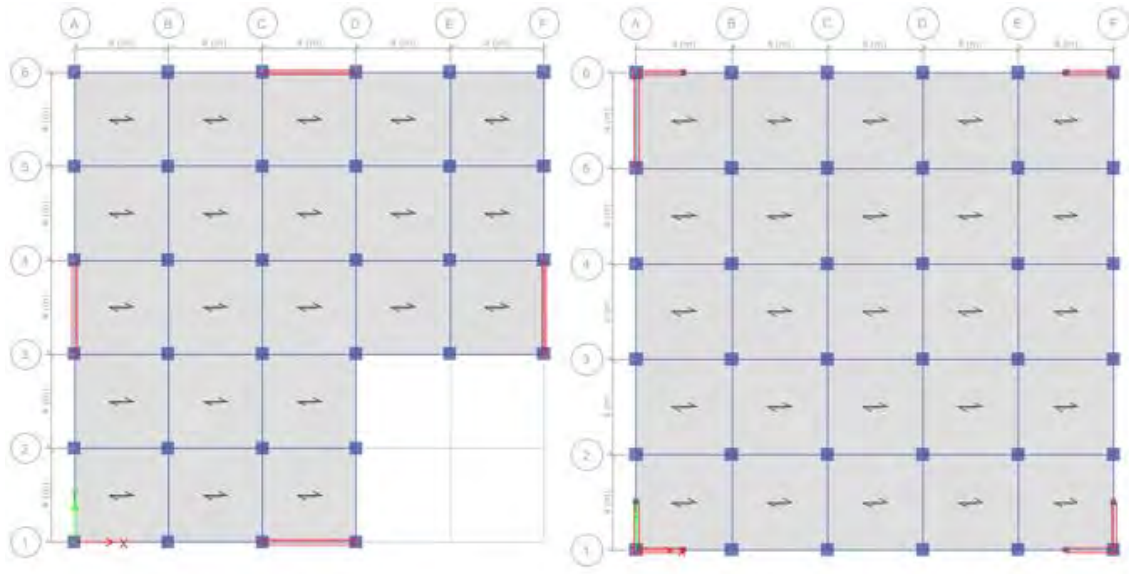


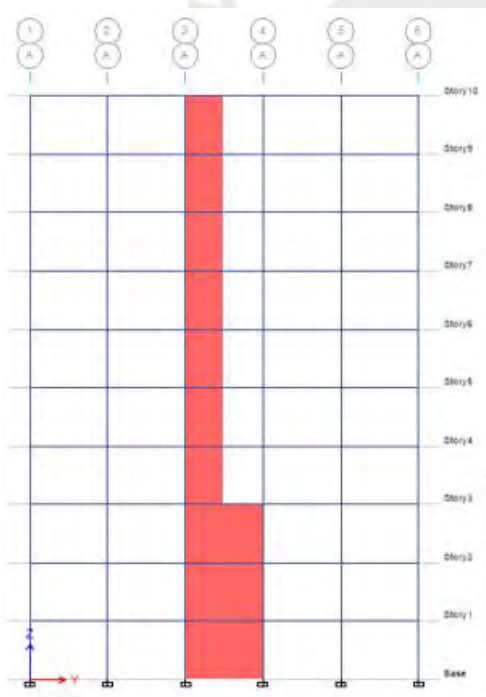
Figura 3.1 Modelo base

En la presente investigación se estudió la respuesta estructural crítica para tres tipos de irregularidad. Estas irregularidades fueron: esquinas entrantes, irregularidad torsional e irregularidad geométrica vertical. Además, se estudiaron 3 estructuras de diferente altura por cada irregularidad considerada en el estudio. Las características generales de estas estructuras son presentadas en la Tabla 3.1 y la Figura 3.2. Se presentan las características de estas estructuras con mayor detalle en el capítulo 4.

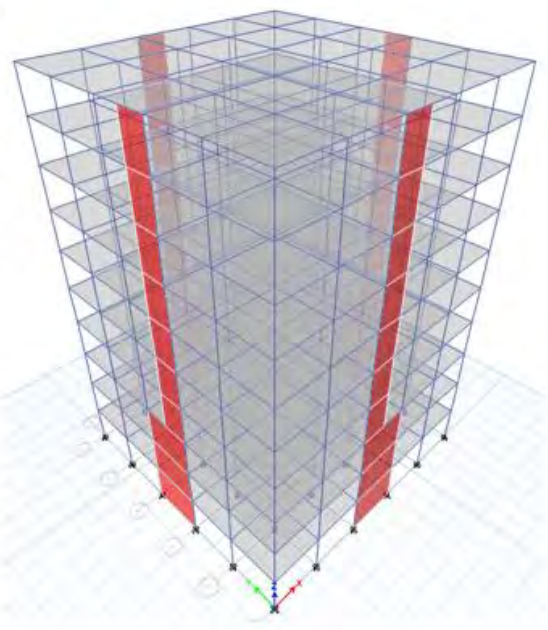


a) Esquinas entrantes

b) Irregularidad torsional



c) Irregularidad geométrica vertical (Vista en altura)



d) Irregularidad geométrica vertical (Vista 3D)

Figura 3.2 Irregularidades consideradas en el estudio

Tabla 3.1 Características generales de las estructuras del estudio

Estructura	Nº pisos	Irregularidad	Material	Sistema estructural	Deriva
1	7	Esquina entrante			6.45
2	7	Torsional			7.18
3	7	Geométrica vertical			8.72
4	10	Esquina entrante			6.92
5	10	Torsional	Concreto armado	Muros estructurales	8.01
6	10	Geométrica vertical			9.10
7	13	Esquina entrante			6.90
8	13	Torsional			7.44
9	13	Geométrica vertical			8.82

3.2 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

Actualmente, podemos clasificar los niveles de los sismos en dos: los sismos severos y los sismos moderados. Los sismos severo son aquellos cuya aceleración pico de suelo (PGA) son mayores que 200 cm/s^2 , mientras que, los sismos moderados son aquellos cuya PGA está entre 50 cm/s^2 y 200 cm/s^2 ; además se puede definir como sismo leve a aquellos sismos cuyo PGA es menor que 50 cm/s^2 (Moscoso, 2018). Por otra parte, es posible medir la magnitud de los sismos; para esto, existen diferentes escalas tales como: magnitud local o magnitud de Richter, magnitud de onda de cuerpo, magnitud de onda superficial, magnitud de momento, etc. La magnitud más empleada hoy en día es la magnitud de momento (M_w), cuya principal ventaja es que no se satura y puede ser empleada para medir sismos de mayor magnitud (Peláez, 2011).

Para la selección de registros sísmicos se consideraron sismos ocasionados por falla por subducción y con sismicidad igual y/o similar a los sismos peruanos; además, se consideraron registros de fuente cercana. Con estos criterios, se buscaron registros sísmicos en la red sismológica del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres) cuya aceleración máxima de suelo sea mayor que 100 cm/s^2 y una magnitud $M_w > 6.0$. Después del escalamiento, algunos registros de menor magnitud fueron descartados debido a criterios que son mencionados posteriormente. También se buscaron registros disponibles de la RENADIC-UCH (Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile); para cuyo caso, al tener en cuenta que anteriormente los registros de menor

magnitud fueron descartados, se consideraron registros con aceleración máxima de suelo mayor que 200 cm/s^2 y una magnitud $M_w > 7.5$.

Posteriormente, se les realizó una corrección por línea base y un filtrado de frecuencias a los registros seleccionados, para después escalarlos acorde con la norma peruana E.030 (MVCS, 2018). También se generaron registros sintéticos espectro compatibles con el espectro de pseudoaceleraciones de la norma E.030 (MVCS, 2018) para ser incluidos en el estudio.

Tabla 3.2 Sismos seleccionados para el estudio

ID	Terremoto	Estación	Año	Aceleración máxima (cm/s ²)	
				EO	NS
1	Lima	Parque de la Reserva	1966	-175.42	-267.85
2	Áncash	Parque de la Reserva	1970	-104.28	-99.51
3	Lima	Parque de la Reserva	1974	-190.36	169.37
4	Sur del Perú	César Vizcarra V.	2001	-288.59	230.60
5	Pisco	UNICA	2007	-291.97	364.51
6	Sur del Perú	Universidad JBG	2010	-136.25	-178.52
7	Tacna	SENCICO Tacna	2017	-95.78	97.25
8	Coquimbo	Salamanca	2015	498.96	-682.98
9	Iquique	Iquique	2014	-218.83	-240.73
10	Maule	Constitución	2010	518.18	-623.80
11	Tocopilla	Puerto Tocopilla	2007	360.10	328.92

3.2.1 Corrección por línea base

La corrección por línea base consiste en corregir el acelerograma que registra el instrumento debido a que los valores pueden estar desplazados de la línea cero de aceleración. Este desplazamiento se puede producir debido una desnivelación del instrumento. Usualmente este error no es apreciable en el registro de aceleraciones, pero al realizar la integración se vuelve apreciable en las velocidades y desplazamientos tal y como se observa en la Figura 3.3 (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción [SENCICO], 2013).

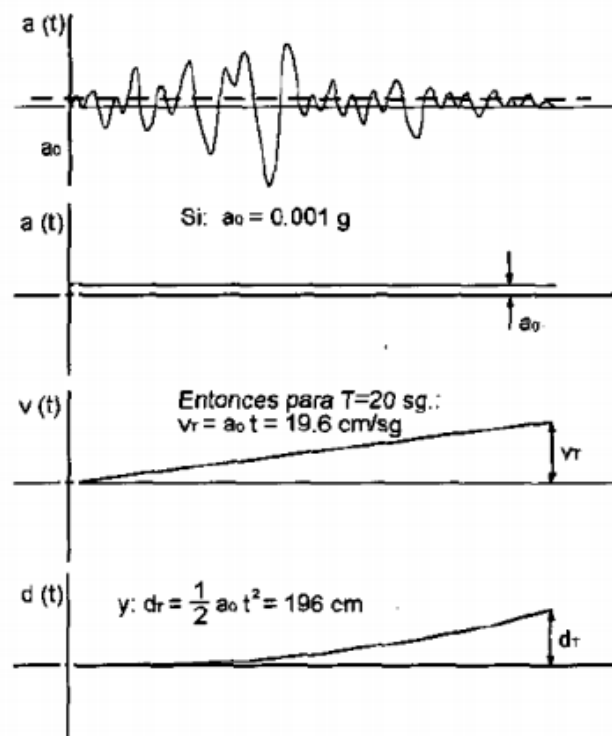


Figura 3.3 Error de ceros o línea base del acelerograma (Hudson, 1979, citado en SENCICO, 2013)

En el presente estudio se realizó un ajuste del tipo parabólico, el cual consiste en suponer que la aceleración tiene línea base parabólica de segundo grado. Si consideramos velocidad centrada respecto a cero, tendremos que:

$$\ddot{y}_0(t) = C_1 + C_2(t - t_0) + C_3(t - t_0)^2 \quad (3.1)$$

Entonces, para minimizar el error cuadrático de la historia de velocidades calcularemos la integral del cuadrado de las velocidades, es decir:

$$\dot{y}_c = \int_0^{t_f} (\dot{y}_i)^2 dt \quad (3.2)$$

De esta manera, podremos calcular el registro de velocidades corregidas $\dot{y}_0(t)$ con la siguiente expresión:

$$\dot{y}_c(t) = \dot{y}(t) - \dot{y}_0(t) \quad (3.3)$$

Ahora, para encontrar los valores de C_1 , C_2 y C_3 se debe minimizar la integral de la velocidad corregida, es decir:

$$\frac{\partial}{\partial C_i} \left[\int_0^{t_f} \dot{y}_c(t) dt \right] = \frac{\partial}{\partial C_i} \left[\int_0^{t_f} (\dot{y}(t) - \dot{y}_0(t)) dt \right] = 0 \quad (3.4)$$

Lo cual se reduce al siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} t_f^3 / 3 & t_f^4 / 8 & t_f^5 / 15 \\ t_f^4 / 8 & t_f^5 / 20 & t_f^6 / 36 \\ t_f^4 / 8 & t_f^4 / 8 & t_f^7 / 63 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \int_0^{t_f} \dot{y}(t) t dt \\ \int_0^{t_f} \dot{y}(t) \frac{t^2}{2} dt \\ \int_0^{t_f} \dot{y}(t) \frac{t^3}{3} dt \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Finalmente, podremos calcular el registro de aceleraciones corregidas $\ddot{y}_c(t)$ con la siguiente expresión:

$$\ddot{y}_c(t) = \ddot{y}(t) - \ddot{y}_0(t) \quad (3.6)$$

3.2.2 Filtrado de frecuencias

El filtrado de frecuencias consiste en eliminar la presencia de ruidos en la toma de datos. Se puede considerar que un acelerograma obtenido con ayuda del instrumento está constituido de la señal sísmica más el ruido, es decir:

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (3.7)$$

Donde $a(t)$ es el acelerograma sin corregir, $s(t)$ es la señal sísmica y $r(t)$ es el ruido (SENCICO, 2013).

El ruido presente en los acelerogramas puede ser de alta y baja frecuencia, y cada uno de estos afecta de manera distinta al acelerograma. El ruido de alta frecuencia afecta fundamentalmente a los valores pico de la aceleración, aunque el proceso de integración no se afecta en gran medida debido a que las áreas prácticamente se mantienen. Por otro lado, el ruido de baja frecuencia sí afecta al proceso de integración, pues incrementa grandemente el área bajo la curva (SENCICO, 2013).

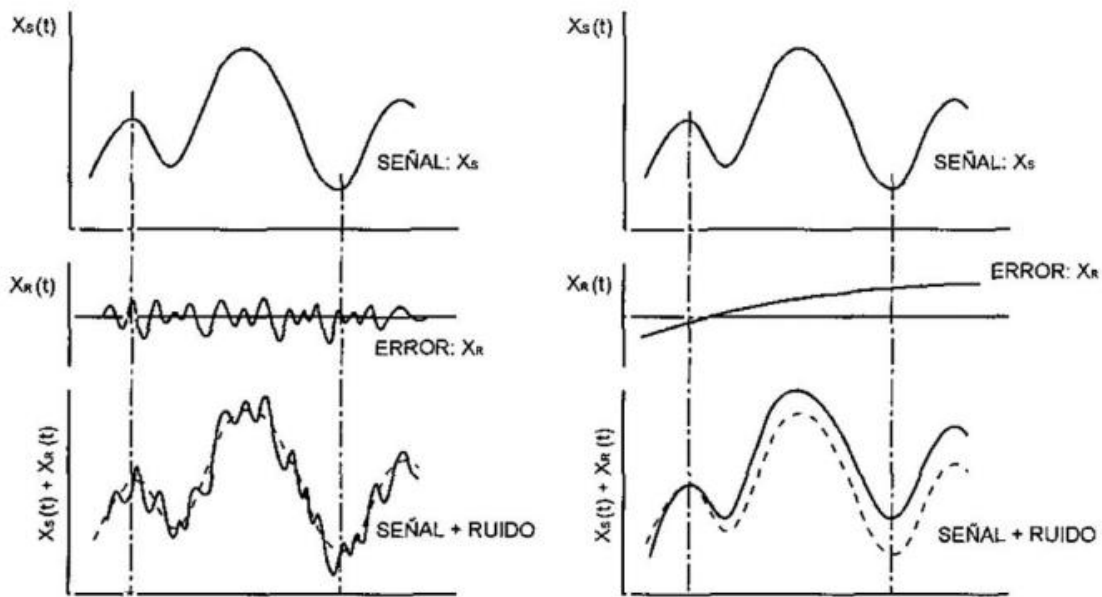


Figura 3.4 Efecto del ruido de alta frecuencia (izquierda) y baja frecuencia (derecha) (SENCICO, 2013)

Debido a la presencia de ruido de frecuencias bajas y altas, existen tres tipos de filtros ideales; estos son: filtro paso-bajas, filtro paso-altas y filtro paso-banda. El filtro paso-bajas es utilizado para eliminar las frecuencias mayores a una frecuencia dada ω_0 , el filtro paso-altas es utilizado para eliminar las frecuencias menores a una determinada frecuencia ω_0 , mientras que, el filtro paso-banda es empleado para eliminar simultáneamente frecuencias menores a ω_1 y mayores a ω_2 . Para filtrar una señal se multiplica el espectro del acelerograma con una función cuyo objetivo es reducir el valor de la amplitud del espectro de Fourier fuera de la banda donde están contenidas las frecuencias de interés; estas funciones son mostradas en la columna “filtros” de la Figura 3.5 (Carreño et al, 1999).

Según Carreño y colegas (1999) estos filtros ideales no son utilizados en la práctica; en su lugar se emplean filtros aproximados tales como el de Chebyshev, Bessel, Butterworth, etc. En la presente investigación, se empleó el filtro Butterworth del tipo pasa-banda, cuya función de filtro es el mostrado en la Figura 3.6.

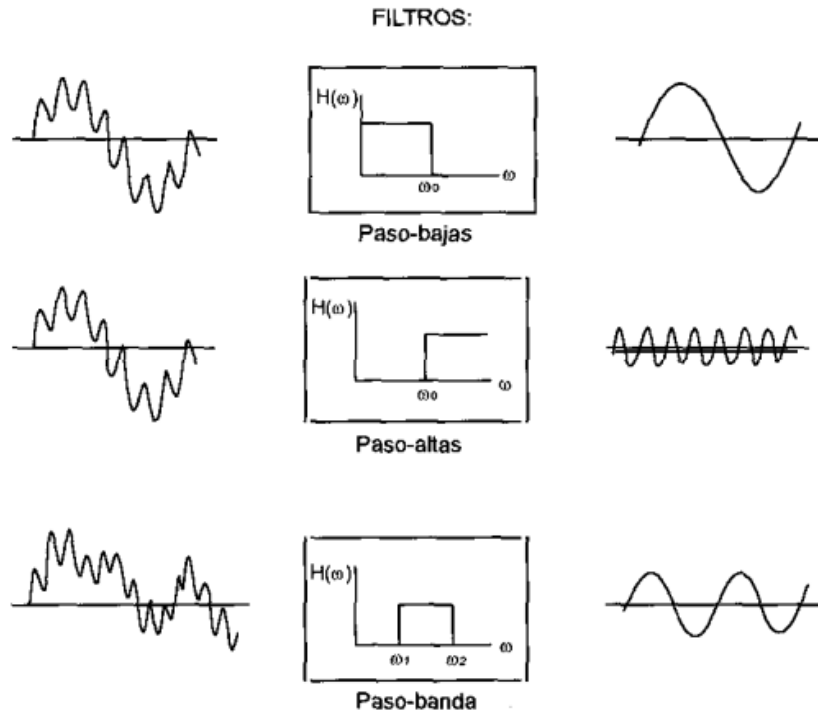


Figura 3.5 Comportamiento de los filtros ideales paso-bajas, paso-altas y paso banda (Carreño et al, 1999)

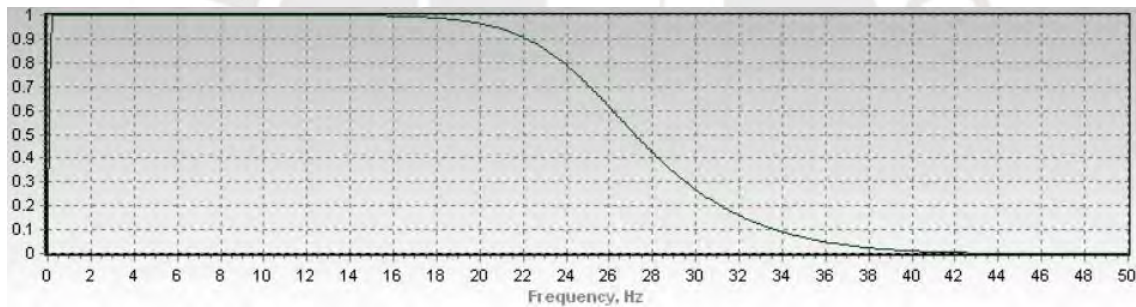


Figura 3.6 Filtro paso-banda de Butterworth

3.2.3 Escalamiento de registros

Para escalar los acelerogramas, con tal que el espectro de pseudoaceleraciones de este se ajuste al espectro de la norma, se empleó la metodología utilizada por Iervolino y colegas (2011), la cual será explicada a continuación.

Se comienza por construir los espectros de pseudoaceleración de cada componente horizontal del acelerograma para el amortiguamiento especificado en la norma, en este caso 5% (MVCS, 2018; ASCE, 2016). Luego se construye un espectro S_a tomando la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) de los espectros obtenidos en el paso anterior.

$$S_a = \sqrt{S_{EW}^2 + S_{NS}^2} \quad (3.8)$$

Luego se escalan ambas componentes del acelerograma por un mismo factor, de modo tal que el espectro Sa se ajuste al espectro de la norma ($Sa_{objetivo}$). Para encontrar este factor de escala se calcula el parámetro δ mediante la siguiente expresión.

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{Sa(T_i) - Sa_{objetivo}(T_i)}{Sa_{objetivo}(T_i)} \right)^2} \quad (3.9)$$

Cabe indicar que el factor de escala para los acelerogramas es aquel con el cual el valor de δ es el menor posible. Además, para un mismo acelerograma, el factor de escala es distinto para cada estructura.

Para definir el rango de periodos en el cual ajustar el espectro de pseudoaceleraciones existen distintos criterios. Según la norma americana (ASCE, 2016) este rango de periodos es $[0.2T_{inf}, 1.2T_{sup}]$, donde T_{inf} es el periodo del modo con el cual se alcanza un 90% de masa efectiva en ambas direcciones, y T_{sup} es el periodo fundamental de la estructura. Según la norma europea (Comité Européen de Normalisation [CEN], 2018) el rango de periodos es $[0.2T, 2T]$, donde T es el periodo fundamental de la estructura. En Perú, el rango de periodos es $[0.2T, 1.5T]$ (MVCS, 2018). Finalmente, se escogió usar este último rango de periodos, empleado también por Moscoso (2018).

De esta manera, para realizar el escalado de los registros sísmicos es necesario conocer el periodo fundamental de la estructura, pues el ajuste se realiza en el intervalo de periodos antes mencionado. Es así que, el factor de escala para un mismos acelerograma es diferente para cada estructura. Al haberse realizado este proceso con los acelerogramas escogidos para este estudio se obtuvieron los factores de escala mostrados en la Tabla 3.3.

Es importante mencionar que al haber aplicado un mismo factor de escala a ambas componentes del acelerograma, la razón de las aceleraciones máximas (PGA) de ambas componentes se mantiene. Además, los PGA's de los registros antes del escalamiento fueron menores a la aceleración máxima esperada según la norma peruana (MVCS, 2018), a excepción de los terremotos de Coquimbo y Maule. Después del escalamiento, se obtuvo como menor PGA el valor de 0.28g en la componente norte-sur del acelerograma de la estación Puerto Tocopilla, mientras que, el mayor PGA fue de 1.15g correspondiente a la componente norte-sur del acelerograma de la estación de Salamanca. Debido al criterio de la norma de Nueva Zelanda, el cual es explicado líneas abajo, se eliminaron los registros número 2, 6 y 7, quedando así, un promedio los PGA's de 0.56g.

Este valor de PGA es ligeramente superior al valor considerado por la norma peruana (MVCS, 2018), debido que al escalar los registros se busca que las componentes del espectro de respuesta del acelerograma sean mayores a las componentes del espectro de diseño de la norma.

Los PGA's de cada registro escalado pueden observarse en la Tabla 3.4 y Tabla 3.5, en donde podemos observar que para las estructuras con menor periodo se tienen PGA's menores. Esto se debe a que, en el intervalo de escalamiento, los espectros de respuesta de los distintos registros se ajustan de mejor manera al espectro de diseño; por lo que, se requirió de un factor de escala menor.

Tabla 3.3 Factores de escala para los acelerogramas

ID	Estación	Factor de escala para la estructura								
		Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9
1	Parque de la Reserva	2.41	2.72	2.67	3.23	3.48	3.44	3.49	3.53	3.54
2	Parque de la Reserva	5.20	5.66	5.58	6.63	7.12	7.05	7.15	7.21	7.23
3	Parque de la Reserva	3.00	3.26	3.20	3.73	3.99	3.94	4.00	4.04	4.05
4	César Vizcarra V.	1.70	1.65	1.70	1.72	1.77	1.78	1.78	1.77	1.76
5	UNICA	1.30	1.37	1.35	1.39	1.42	1.44	1.42	1.40	1.39
6	Universidad JBG	4.43	4.84	4.77	5.57	5.96	5.91	5.98	6.01	6.00
7	SENCICO Tacna	5.65	6.50	6.41	7.58	8.19	8.03	8.23	8.44	8.57
8	Salamanca	0.87	0.99	0.99	1.26	1.52	1.44	1.53	1.61	1.65
9	Iquique	2.51	2.65	2.63	2.91	3.04	3.04	3.04	3.03	3.03
10	Constitución	0.55	0.58	0.58	0.62	0.64	0.64	0.64	0.65	0.64
11	Puerto Tocopilla	0.83	0.88	0.86	0.98	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03

Tabla 3.4 PGA's de las componentes este-oeste de los registros escalados

ID	Estación	PGA's (g) componente este-oeste para la estructura								
		Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9
1	Parque de la Reserva	0.43	0.49	0.48	0.58	0.62	0.62	0.62	0.63	0.63
2	Parque de la Reserva	0.55	0.60	0.59	0.70	0.76	0.75	0.76	0.77	0.77
3	Parque de la Reserva	0.58	0.63	0.62	0.72	0.77	0.76	0.78	0.78	0.79
4	César Vizcarra V.	0.50	0.49	0.50	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
5	UNICA	0.39	0.41	0.40	0.41	0.42	0.43	0.42	0.42	0.42
6	Universidad JBG	0.62	0.67	0.66	0.77	0.83	0.82	0.83	0.84	0.83
7	SENCICO Tacna	0.55	0.63	0.63	0.74	0.80	0.78	0.80	0.82	0.84
8	Salamanca	0.44	0.50	0.50	0.64	0.77	0.73	0.78	0.82	0.84
9	Iquique	0.56	0.59	0.59	0.65	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
10	Constitución	0.29	0.30	0.31	0.33	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
11	Puerto Tocopilla	0.30	0.32	0.32	0.36	0.37	0.38	0.38	0.38	0.38

Tabla 3.5 PGA's de las componentes norte-sur de los registros escalados

ID	Estación	PGA's (g) componente norte-sur para la estructura								
		Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5	Nº 6	Nº 7	Nº 8	Nº 9
1	Parque de la Reserva	0.66	0.74	0.73	0.88	0.95	0.94	0.95	0.96	0.97
2	Parque de la Reserva	0.53	0.57	0.57	0.67	0.72	0.72	0.73	0.73	0.73
3	Parque de la Reserva	0.52	0.56	0.55	0.64	0.69	0.68	0.69	0.70	0.70
4	César Vizcarra V.	0.40	0.39	0.40	0.40	0.42	0.42	0.42	0.42	0.41
5	UNICA	0.48	0.51	0.50	0.52	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52
6	Universidad JBG	0.81	0.88	0.87	1.01	1.09	1.08	1.09	1.09	1.09
7	SENCICO Tacna	0.56	0.64	0.64	0.75	0.81	0.80	0.82	0.84	0.85
8	Salamanca	0.60	0.69	0.69	0.88	1.06	1.00	1.06	1.12	1.15
9	Iquique	0.62	0.65	0.65	0.71	0.75	0.75	0.75	0.74	0.74
10	Constitución	0.35	0.37	0.37	0.40	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
11	Puerto Tocopilla	0.28	0.30	0.29	0.33	0.34	0.34	0.34	0.35	0.34

De acuerdo a la norma de Nueva Zelanda (Standards New Zealand [SNZ], 2004), no se deben tener en cuenta los registros cuyo factor de escala sobrepasen determinados valores. En esta norma, el factor de escala se calcula como la multiplicación de los factores k_1 y k_2 (Oyarzo, 2009). Con respecto a estos factores, la norma indica que los registros con un factor de escala k_1 mayor que 3 deben ser descartados, además, el factor de escala k_2 debe

ser menor que 1.3 (SNZ, 2004). Con estas dos restricciones, el factor de escala debe ser menor que 3.9. En el presente estudio se observó que los factores de escala de los registros de 2, 6 y 7 son mayores que 3.9, por lo que, los resultados del análisis con estos registros no fueron tomados en cuenta.

3.2.4 Generación de registros sintéticos

La generación de registros sintéticos espectro compatibles consiste en generar acelerogramas nuevos a partir de otros acelerogramas, con tal que el espectro de pseudoaceleraciones del acelerograma sintético sea espectrocompatible con el de la norma. Para aumentar el número de acelerogramas se generaron acelerogramas sintéticos que sean espectro compatibles con la norma E.030 (MVCS, 2018).

Para la generación de los acelerogramas sintéticos se siguió la metodología de ajuste espectral en el dominio del tiempo. De esta manera se obtuvo acelerogramas sintéticos a partir de los acelerogramas de Arequipa del 2001, Pica (Chile) del 2005 e Ica del 2007. Finalmente, la presente investigación fue realizada tomando en cuenta los registros 1, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11 y los tres acelerogramas sintéticos.

3.3 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

En la presente investigación, se realizó un ATH lineal bi-direccional con distintos ángulos de incidencia. Los ángulos de incidencia considerados fueron de 0° a 180° , con intervalos de 15° (Figura 3.7). Esto debido a que según estudios previos (Moscoso, 2018; Cantagallo et al, 2012; Fernández-Dávila et al, 2000) los resultados mostraron que las respuestas de la otra mitad (de 180° a 360°) se presentan a manera de espejo de la primera mitad. Además, esto se confirma debido a que los resultados obtenidos para las distintas respuestas son iguales en magnitud para un ángulo de incidencia de 180° y para un ángulo de incidencia de 0° . De esta manera, se realizaron un total de 1287 ATH.

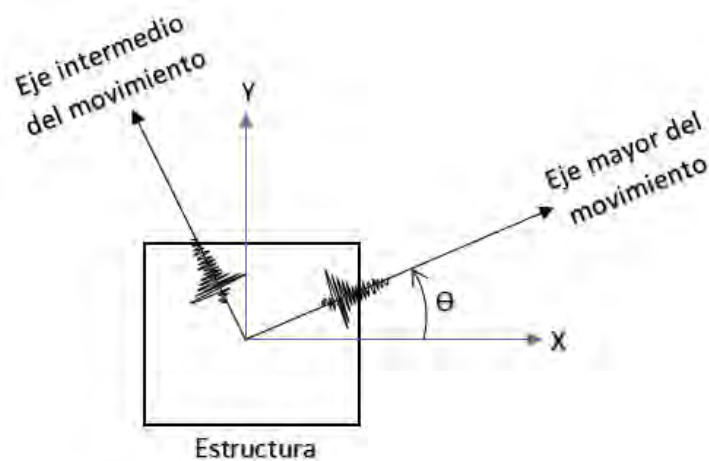


Figura 3.7 Variación del ángulo de incidencia en el estudio

Para realizar el ATH se empleó primero una descomposición modal. Luego, para cada modo, se resolvió la ecuación del movimiento (ecuación (2.2)) empleando los registros seleccionados para el estudio (7 registros escalados y 3 registros sintéticos). Una vez obtenidas las respuestas modales, la respuesta de interés es calculada por superposición modal. Además, para cubrir todos los ángulos de incidencia planteados, inicialmente se consideran las componentes del sismo alineados con los ejes principales de la estructura (X e Y), y luego se van rotando en sentido antihorario con el fin que el ángulo de incidencia θ termine por completar los ángulos considerados.

Como respuestas estudiadas, se consideraron las respuestas usualmente empleadas para el diseño de los elementos estructurales; es decir, se evaluaron las fuerzas internas de los elementos estructurales. Por lo tanto, las respuestas estudiadas fueron las siguientes: momento flector en columnas, fuerza cortante en columnas, momento flector en vigas, fuerza cortante en vigas, momento flector en muros y fuerza cortante en muros. Además, también se consideraron en el estudio las siguientes respuestas globales de la estructura (Sobrado et al, 2020): cortante basal y momento basal.

De los ATH realizados, se encontraron las respuestas críticas de cada respuesta considerada en el estudio, y simultáneamente se estimó el ángulo de incidencia crítico para estas respuestas. Una vez conocidas la respuesta estructural crítica y ángulo incidencia crítico para cada registro, se empleó como patrón de comparación (o considerado como valor “exacto”) al promedio más una desviación estándar de las respuestas críticas obtenidas con todos los registros. Este patrón de comparación fue empleado para comparar los resultados del ATH con el resultado obtenido con las reglas

de combinación direccional empleadas en el estudio, con el objetivo de encontrar la regla de combinación direccional que mejor estime la respuesta estructural.

3.4 REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL EVALUADAS

Las reglas de combinación direccional evaluadas en esta investigación fueron las más empleadas (ASCE, 2016; López y Hernández, 2001), así como, las que mejores resultados han proporcionado en investigaciones previas (Lobos & Fernández-Dávila, 2002). Estas son: regla 100% – 30%, regla 100% – 40%, regla 100% – 60%, regla CQC3, regla SRSS y factor de amplificación 1.2. Además, también fue evaluado el criterio del escalamiento a la cortante basal estática, que es explicada líneas abajo. Por último, también se incluyó en el estudio el método propuesto por Moscoso (2018), dado que se trata de un método relacionado directamente con los resultados que ofrece la norma sismorresistente peruana. Para poder identificar esta regla, al ser la octava regla evaluada, se la denominó “regla 8”.

Cabe mencionar que todas estas reglas fueron empleadas con los AME aplicadas en los ejes principales de las estructuras. Pues, se buscó estimar la diferencia de los resultados obtenidos con el ATH, a lo largo del ángulo de incidencia crítico, con los obtenidos de un análisis cotidiano de la ingeniería; dado que, es importante verificar la confiabilidad de los métodos aplicados en la práctica cotidiana de la ingeniería (Fernandez-Davila & Cruz, 2006).

3.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para poder calcular las respuestas con las distintas reglas de combinación direccional se realizó primero un AME independientemente en cada dirección principal de la estructura (Figura 3.8). Para esto se emplearon los espectros de diseño de la norma peruana mostradas en la Figura 3.9, los que corresponden a las distintas irregularidades consideradas en el estudio.

Entonces, una vez conocidos los espectros de pseudoaceleraciones, se empleó el método del análisis dinámico modal espectral descrito en el capítulo anterior. Con este método, se consiguió calcular las respuestas espectrales para cada modo; para después, aplicar la combinación modal cuadrática completa y obtener las respuestas máxima esperada en cada dirección (X e Y). Finalmente, con estas respuestas en cada dirección se calcularon

las respuestas finales aplicando las distintas reglas de combinación direccional consideradas.

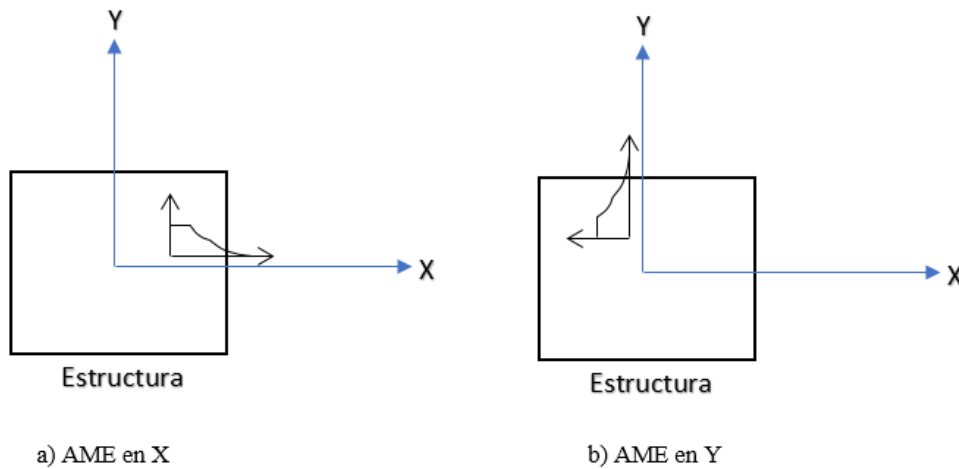
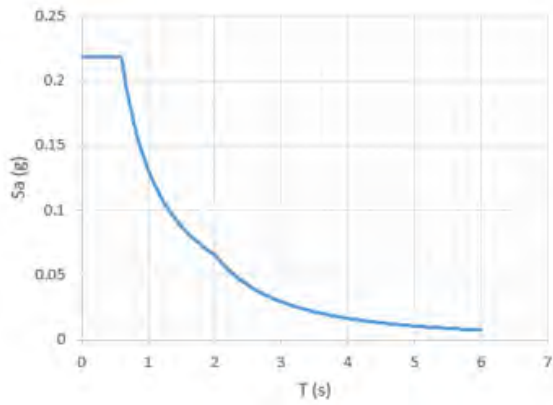
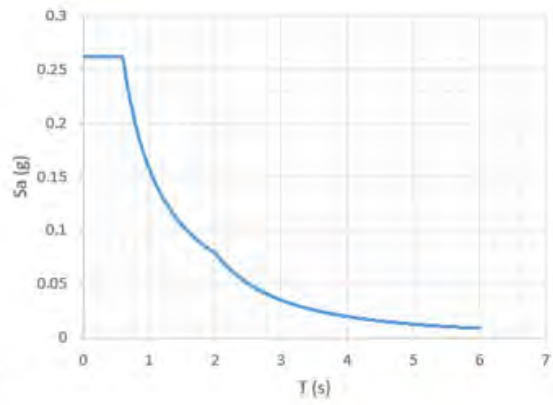


Figura 3.8 AME realizado en el estudio

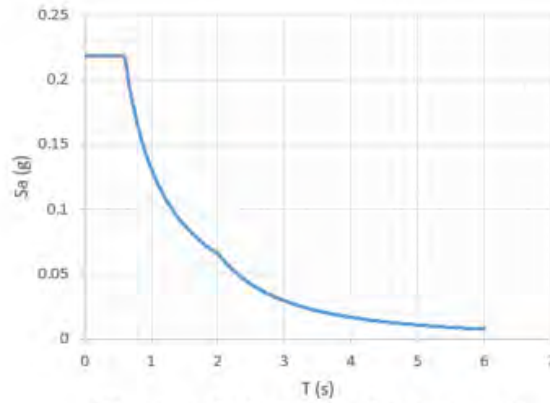
Cabe mencionar que existen criterios de escalamiento de fuerzas estipuladas en distintas normas. Por ejemplo, según el ASCE (2016), en el caso que la cortante basal obtenida del AME sea menor al obtenido del análisis de fuerzas equivalentes (análisis estático), las fuerzas deben escalarse por un valor tal que la cortante basal sea igual a la cortante basal obtenida del análisis estático ((i.e. cortante basal estática), cortante basal estática). En el caso de Perú, la norma (MVCS, 2018) indica que, en el caso que la cortante basal obtenida del AME sea menor al 80% (para estructuras regulares) o 90% (para estructuras irregulares) del obtenido del análisis estático, las fuerzas deben escalarse por un valor tal que la cortante basal alcance dicho porcentaje. Debido a este escalamiento, este criterio es parecido a la regla de los factores; salvo la diferencia que el factor de escalamiento en este caso no es un valor fijo. Es así que, este criterio de escalamiento a la cortante basal estática adoptado por la norma peruana también fue evaluado en este estudio.



a) Espectro de diseño para las estructuras con esquinas entrantes



b) Espectro de diseño para las estructuras con irregularidad torsional



c) Espectro de diseño para las estructuras con irregularidad geométrica vertical

Figura 3.9 Espectros de diseño empleados para el AME

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 MODELO 1

Para el modelo 1 se ha considerado una estructura de 7 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $55 \times 55 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es el de esquinas entrantes.

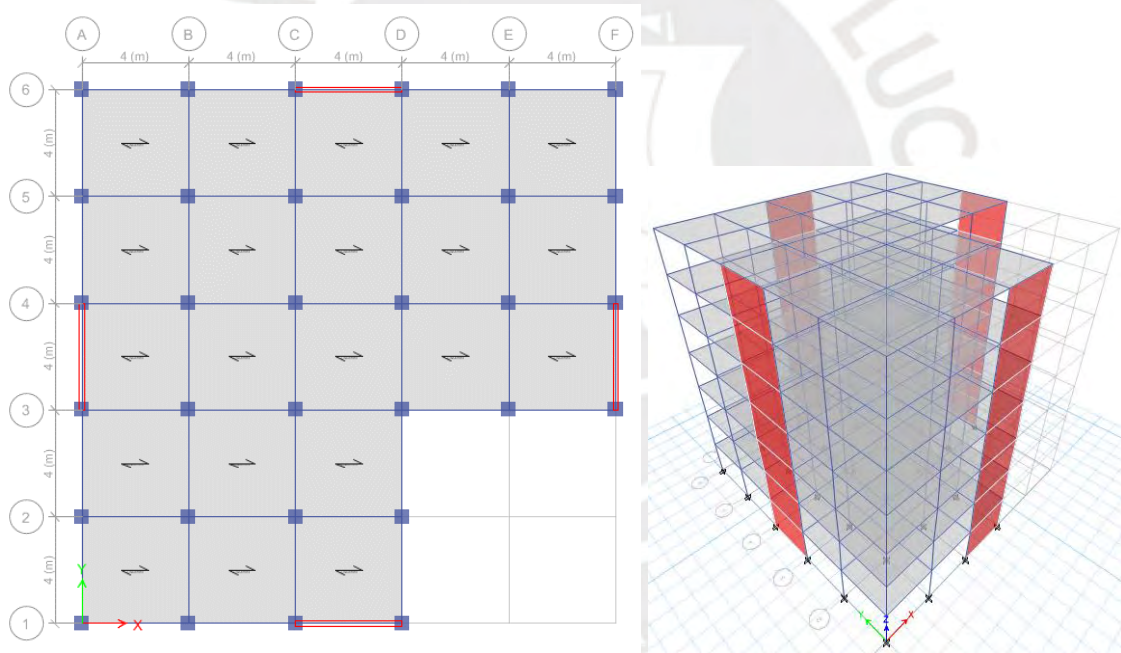


Figura 4.1 Piso típico y vista 3D del modelo 1

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.1 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 1

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.535	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.0011	0.0011
2	0.534	0.3571	0.3571	0.714	0.714	0	0.0011
3	0.372	0.0003	0.0003	0.7144	0.7144	0.6989	0.7
4	0.133	0.0914	0.0914	0.8058	0.8058	0.0008	0.7008
5	0.132	0.0922	0.0922	0.898	0.898	0	0.7008
6	0.086	0.0007	0.0007	0.8987	0.8987	0.1978	0.8986
7	0.062	0.0296	0.0296	0.9283	0.9283	0.0004	0.899
8	0.062	0.0299	0.0299	0.9582	0.9582	0	0.899

4.1.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 6 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH son mostrados a continuación, en donde se tiene con distintos colores los resultados para los distintos registros empleados en el estudio.

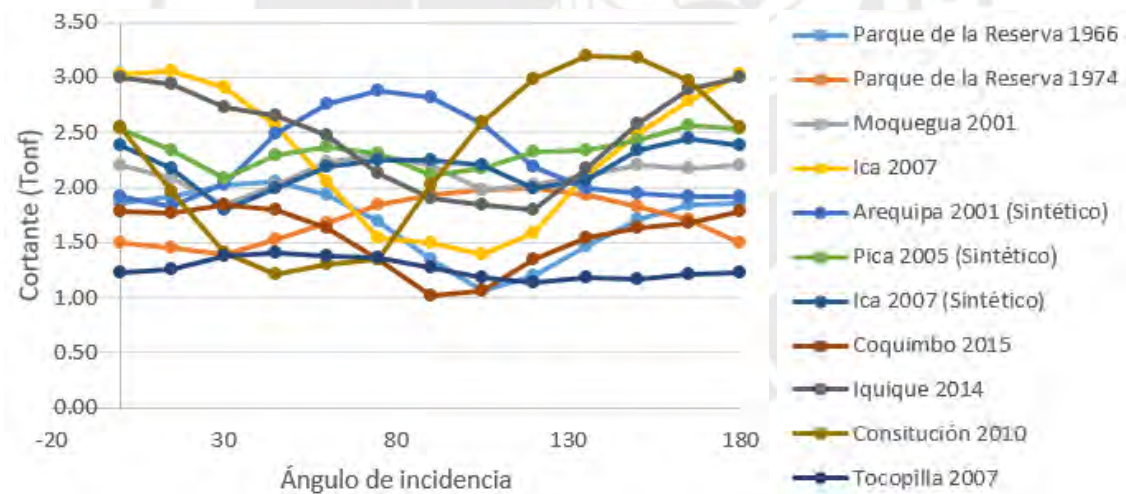


Figura 4.2 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 1

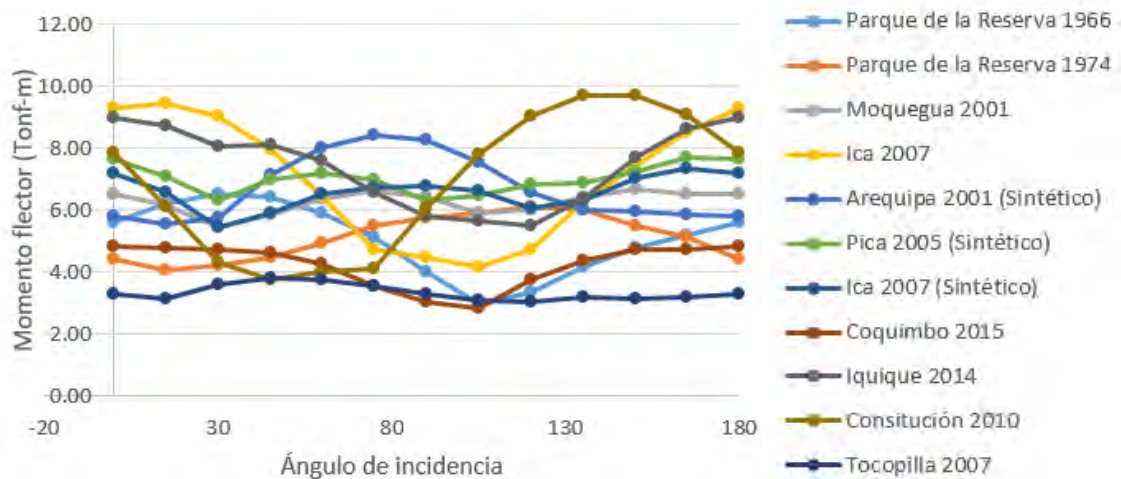


Figura 4.3 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 1

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 1

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.56	7.86
AME escalado	3.11	9.54
Regla 100-30	2.60	7.97
Regla 100-40	2.61	8.00
Regla 100-60	2.64	8.08
Regla CQC3	2.56	7.87
Regla SRSS	2.56	7.87
Factor 1.2	3.07	9.43
Regla 8	2.87	8.80

En la Figura 4.2 y Figura 4.3 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Constitución (Terremoto de Maule de 2010) tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Coquimbo de 2015. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 135° el ángulo crítico correspondiente al registro de Constitución para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.2 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2; esto debido a que la estructura no

tiene una gran excentricidad, por lo que las reglas de los porcentajes ni la regla 8 presentan valores grandes.

4.1.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje C entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

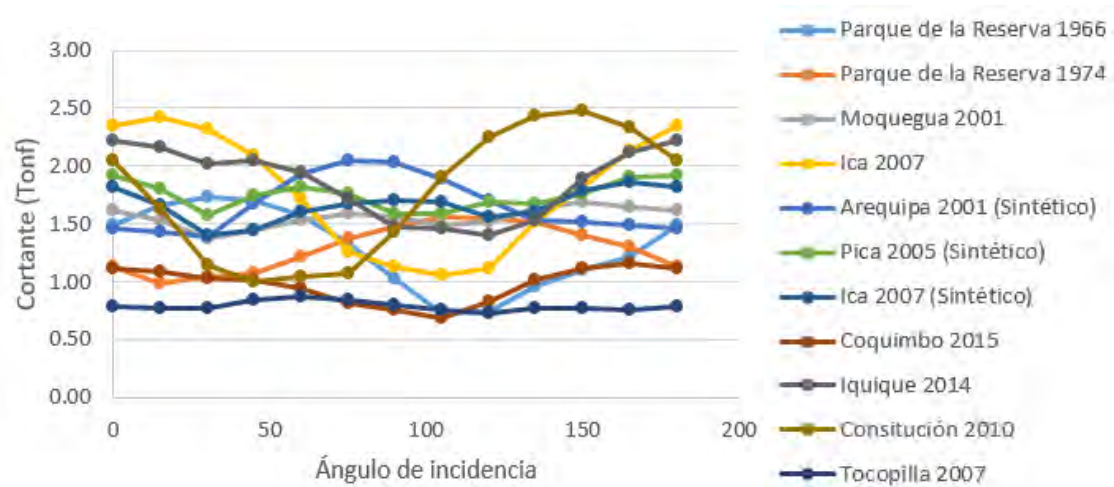


Figura 4.4 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 1

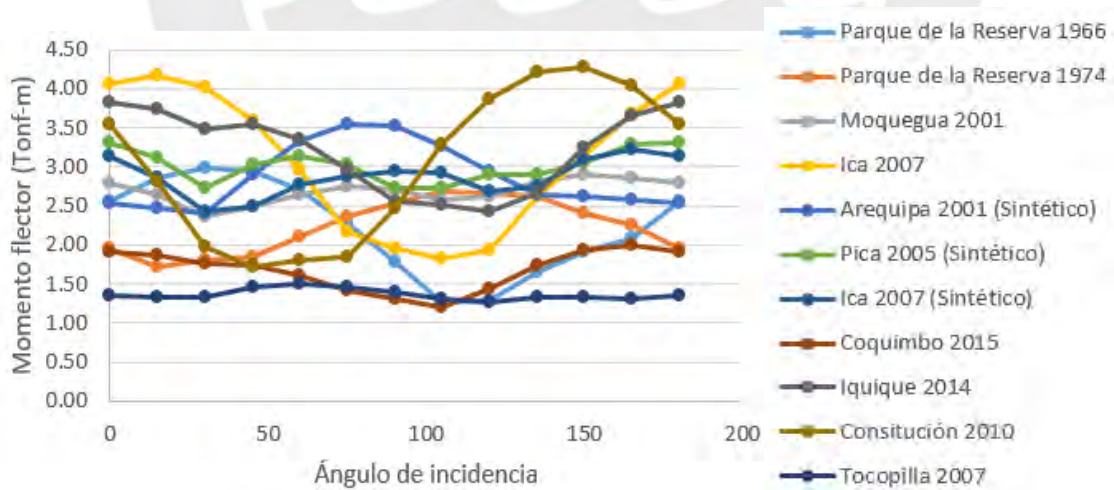


Figura 4.5 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 1

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.3 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 1

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	1.92	3.30
AME escalado	2.33	4.01
Regla 100-30	1.92	3.32
Regla 100-40	1.93	3.32
Regla 100-60	1.93	3.34
Regla CQC3	1.92	3.30
Regla SRSS	1.92	3.30
Factor 1.2	2.30	3.96
Regla 8	2.14	3.70

En la Figura 4.4 y Figura 4.5 también se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Constitución tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 150° el ángulo crítico correspondiente al registro de Constitución para ambas respuestas. Con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.3 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2; esto nuevamente debido a que la estructura no tiene una gran excentricidad, por lo que las reglas de los porcentajes ni la regla 8 presentan valores grandes.

4.1.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

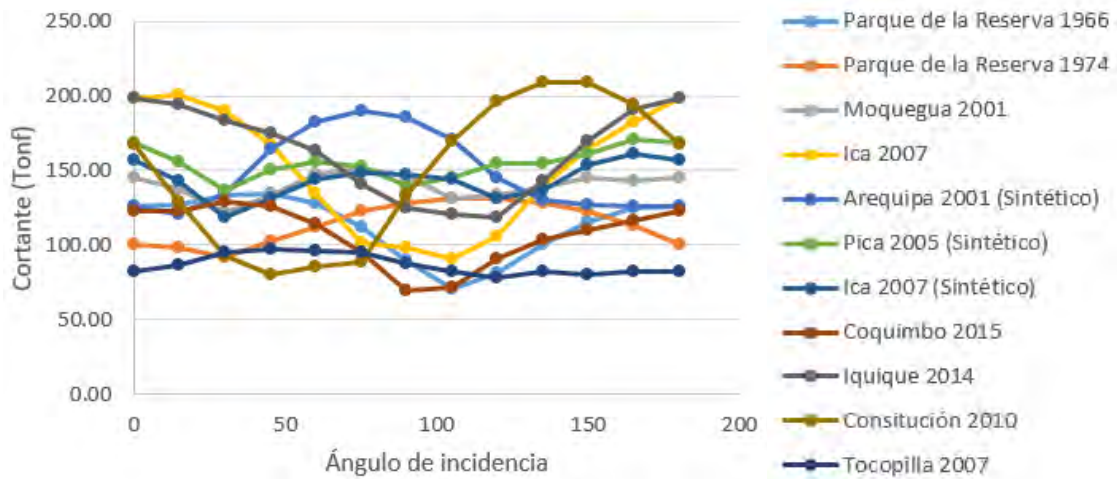


Figura 4.6 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 1

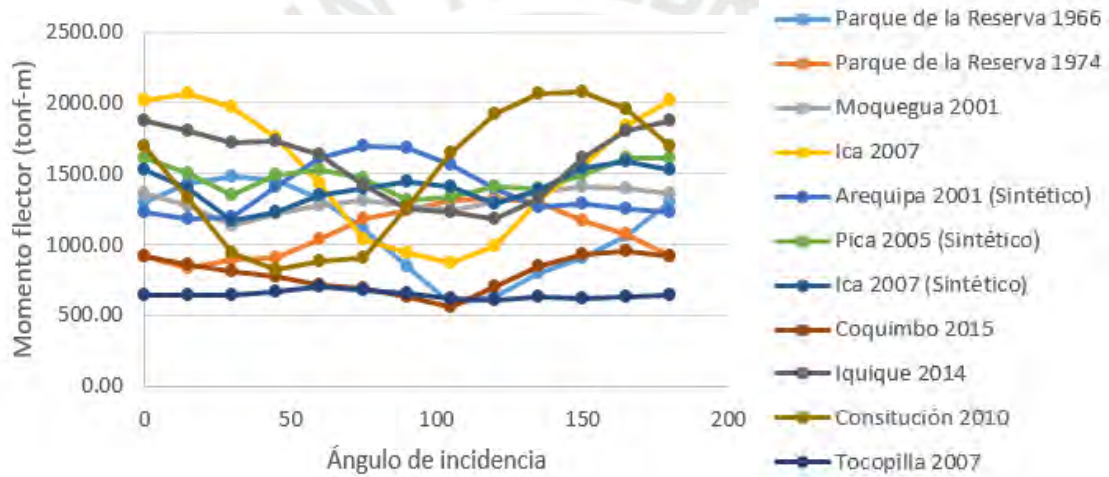


Figura 4.7 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 1

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.4 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 1

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	168.60	1697.11
AME escalado	204.71	2060.61
Regla 100-30	171.29	1716.63
Regla 100-40	172.18	1723.14
Regla 100-60	173.98	1736.15
Regla CQC3	168.84	1698.38
Regla SRSS	168.84	1698.38
Factor 1.2	202.32	2036.53
Regla 8	188.83	1900.76

Al igual que en las columnas y vigas, en la Figura 4.6 y Figura 4.7 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Constitución tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Coquimbo de 2015. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; estando el ángulo crítico correspondiente al registro de Constitución entre 135° y 150° . Por otra parte, en la Tabla 4.4 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas nuevamente con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2; esto atribuyéndose nuevamente a poca excentricidad de la estructura.

4.1.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

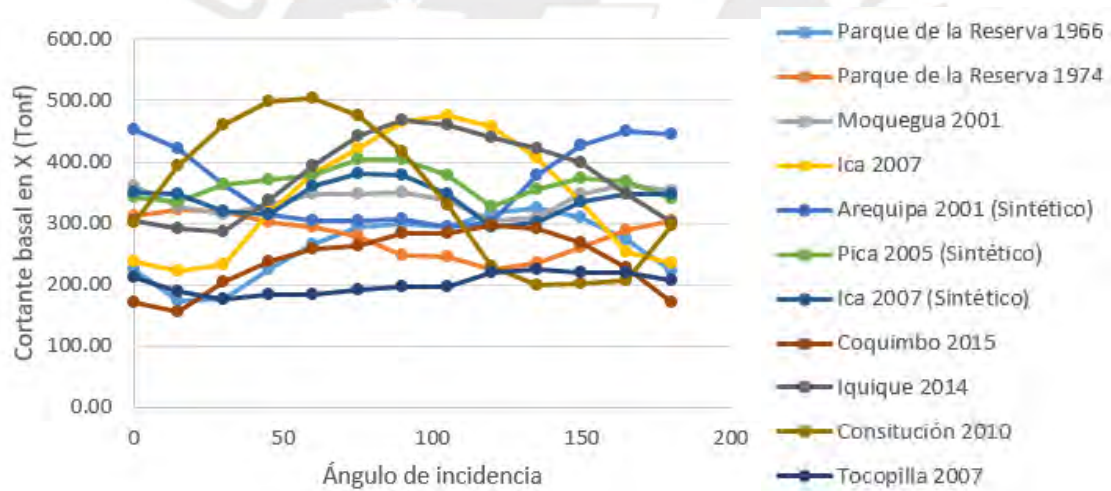


Figura 4.8 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 1

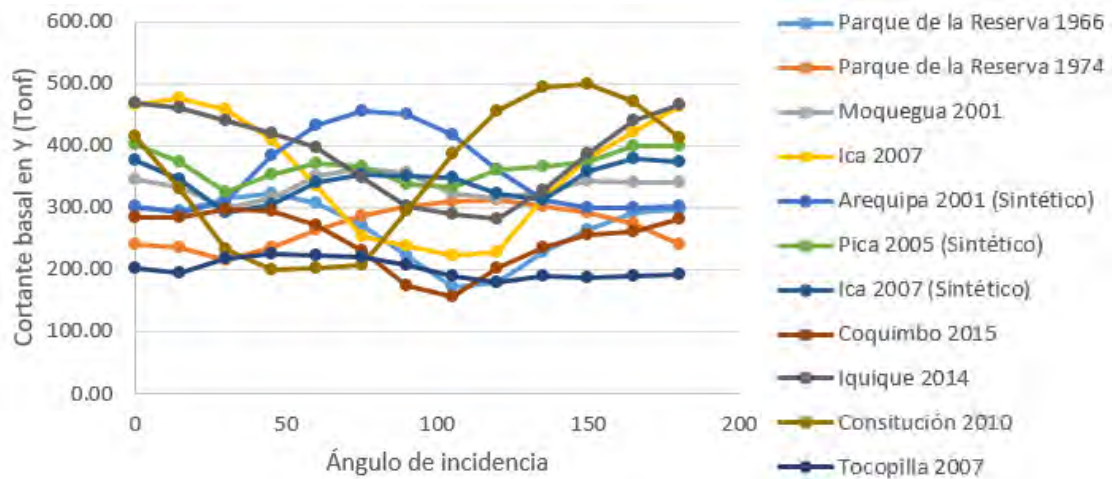


Figura 4.9 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 1

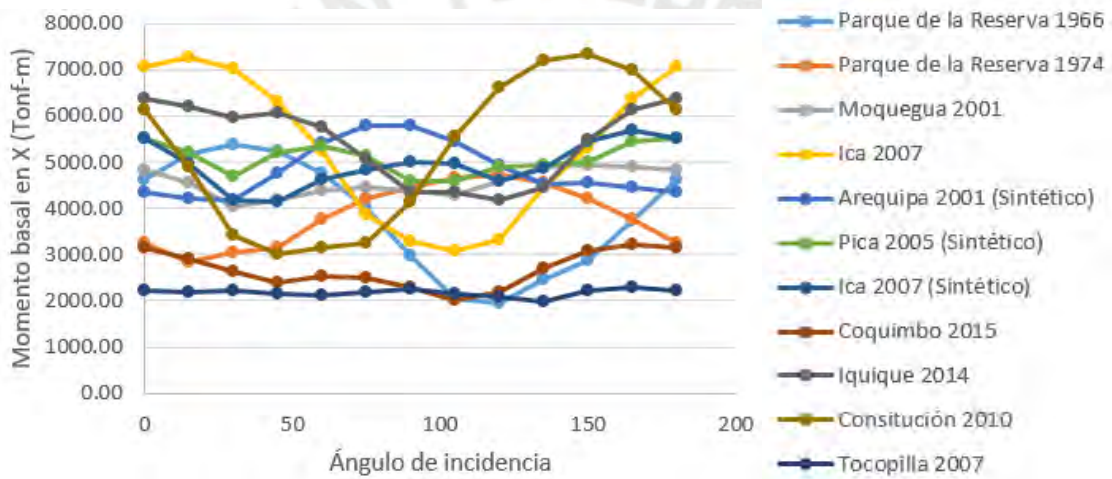


Figura 4.10 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 1

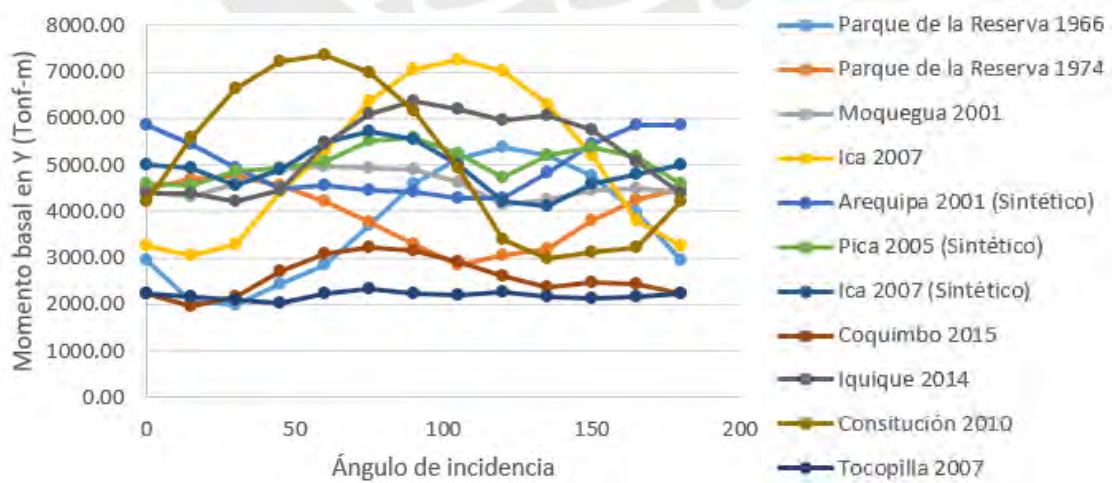


Figura 4.11 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 1

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.5 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 1

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	381.20	381.20	5675.90	5675.90
AME escalado	462.85	462.85	6891.61	6891.61
Regla 100-30	383.03	383.03	5699.39	5699.39
Regla 100-40	383.64	383.64	5707.22	5707.22
Regla 100-60	384.86	384.86	5722.89	5722.89
Regla CQC3	381.25	381.25	5676.44	5676.44
Regla SRSS	381.25	381.25	5676.44	5676.44
Factor 1.2	457.44	457.44	6811.07	6811.07
Regla 8	426.95	426.95	6357.00	6357.00

En la Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10 y Figura 4.11 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron nuevamente con el registro de Constitución; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Tocopilla de 2007 y Coquimbo de 2015. Además, para las respuesta globales, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Esta diferencia entre gráficos se debe a que el momento basal en Y es causado por las fuerzas laterales en X, cuya suma es la fuerza basal en X; mientras que, el momento basal en X es causado por las fuerzas laterales en Y, cuya suma es la fuerza basal en Y. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.5 se vuelve a observar que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2; esto nuevamente debido a que la estructura no tiene una gran excentricidad, por lo que las reglas de los porcentajes ni la regla 8 presentan valores grandes.

4.1.5 Comparación de resultados

Los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH, para lo cual, se usó como valor comparativo al promedio más una desviación estándar del ATH tal y como se explica en el capítulo 3; esto garantiza que sólo un 15.87% de los casos estén

por encima de dicho valor. De esta manera, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que sólo la regla del escalado a la cortante basal y la regla del factor 1.2 superan el 100% del patrón de comparación. Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 82% y el 84% del patrón de comparación; aunque, al analizar los demás modelos se observó que estos valores van disminuyendo cuando aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

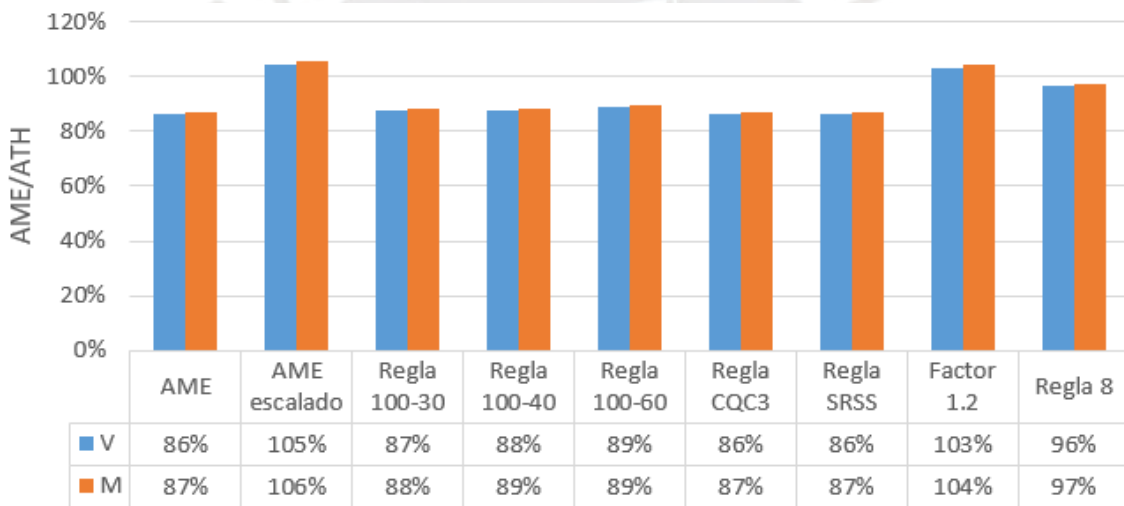


Figura 4.12 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 1

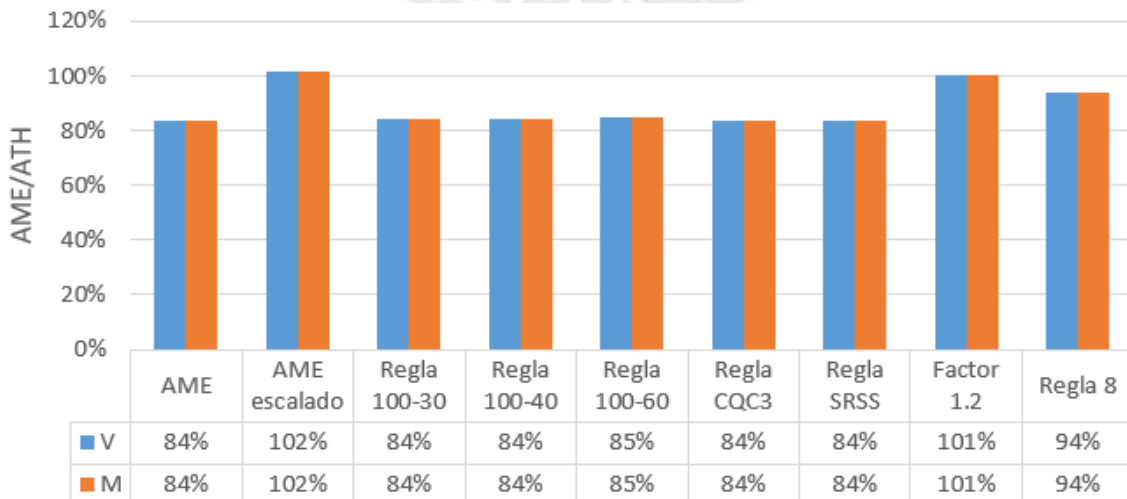


Figura 4.13 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 1

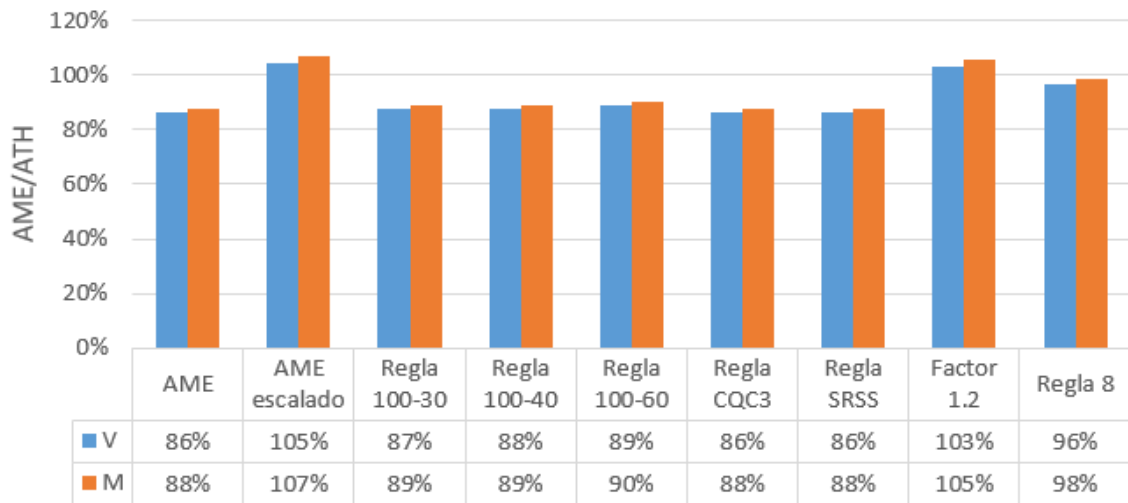


Figura 4.14 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 1

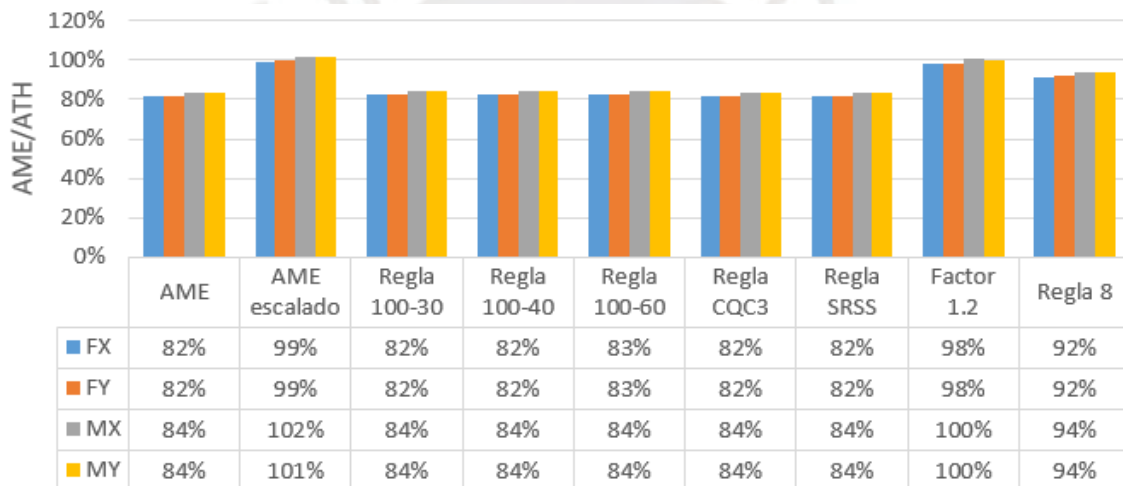


Figura 4.15 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 1

4.2 MODELO 2

Para el modelo 2 se ha considerado una estructura de 7 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f_c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $55 \times 55 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad torsional.

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional a lo largo del eje X, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

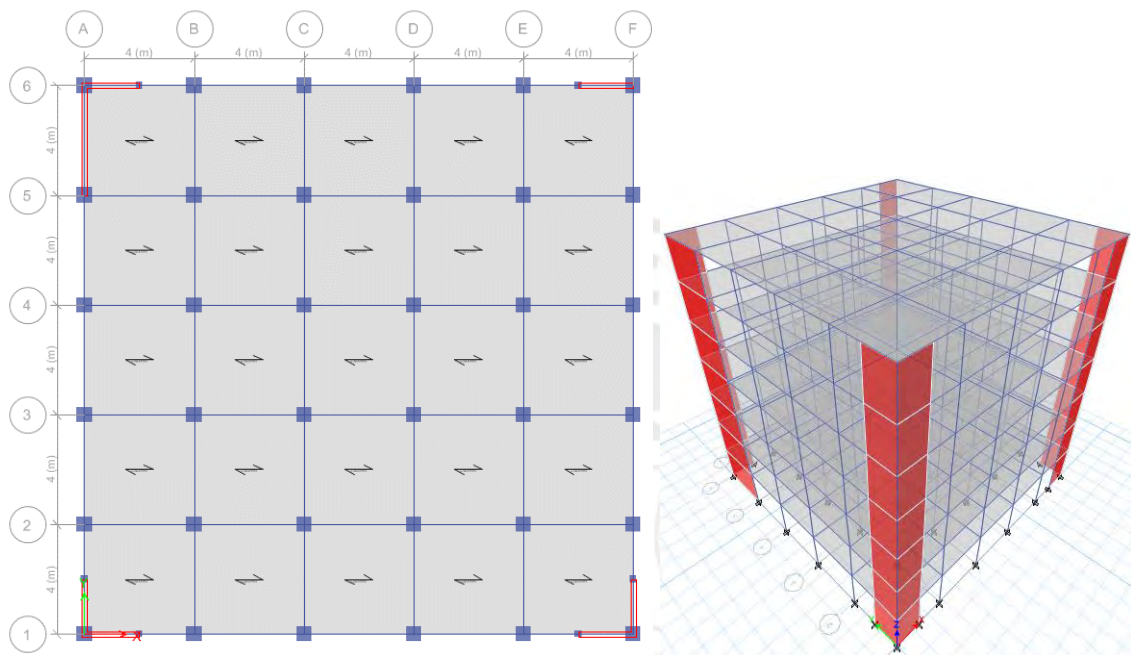


Figura 4.16 Piso típico y vista 3D del modelo 2

Tabla 4.6 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 2

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.641	0.3659	0.3319	0.3659	0.3319	0.0489	0.0489
2	0.594	0.3781	0.3112	0.744	0.643	0.0521	0.1011
3	0.386	0.0001	0.091	0.7441	0.7341	0.625	0.7261
4	0.177	0.0695	0.0638	0.8137	0.7979	0.0084	0.7345
5	0.162	0.0753	0.066	0.8889	0.8639	0.0103	0.7448
6	0.097	0.00004527	0.0341	0.889	0.898	0.1488	0.8936
7	0.083	0.0252	0.0267	0.9142	0.9247	0.006	0.8996
8	0.077	0.033	0.0192	0.9472	0.9439	0.0057	0.9053
9	0.05	0.008	0.0193	0.9551	0.9632	0.0019	0.9072

4.2.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 5 y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

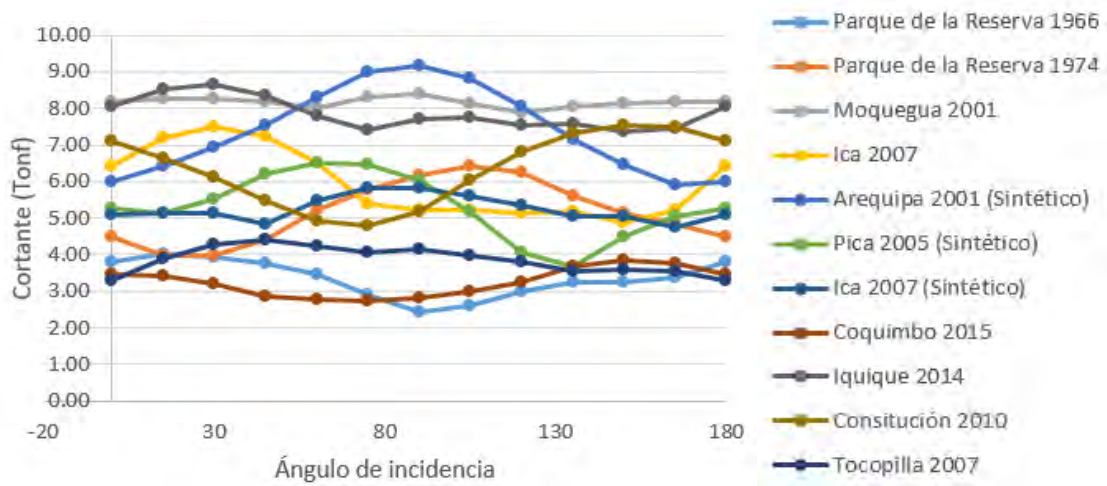


Figura 4.17 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 2

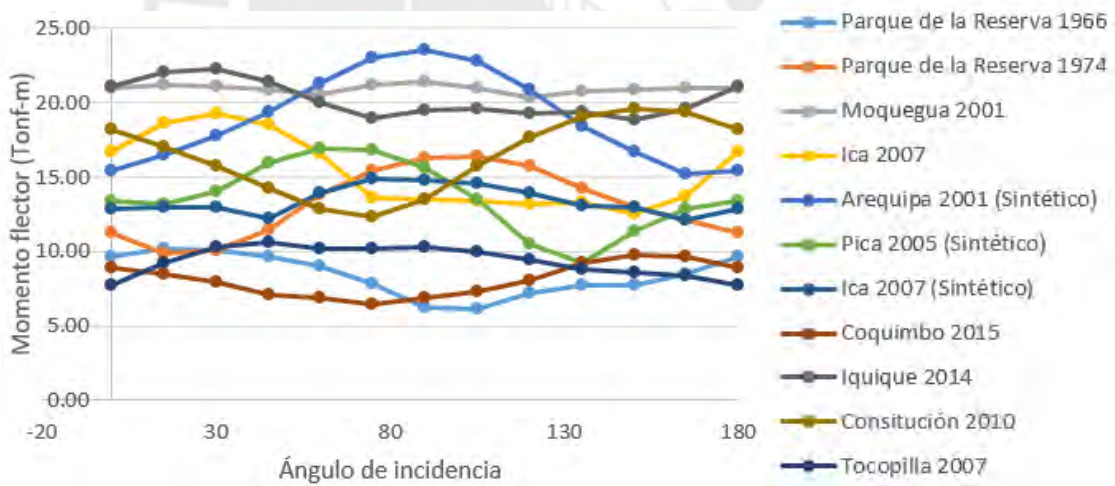


Figura 4.18 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 2

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.7 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 2

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	6.53	16.84
AME escalado	9.26	23.87
Regla 100-30	7.58	19.54
Regla 100-40	7.92	20.40
Regla 100-60	8.59	22.12
Regla CQC3	7.38	19.02
Regla SRSS	7.38	19.02
Factor 1.2	7.84	20.20
Regla 8	7.32	18.86

En la Figura 4.17 y Figura 4.18, a diferencia del modelo 1, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético del terremoto de Arequipa de 2001 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1966 (Terremoto de Lima de 1966). Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 90° el ángulo crítico correspondiente al registro de Arequipa para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.7 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla 100%-60%. En comparación con los modelos con poca excentricidad, el incremento de las respuestas calculadas con las reglas de los porcentajes es precisamente debido a la gran excentricidad de la estructura; dado que, la respuesta calculada con un espectro actuando en la dirección transversal resulta ser considerable cuando la excentricidad de la estructura es grande.

4.2.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje 4 entre los ejes D y E. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

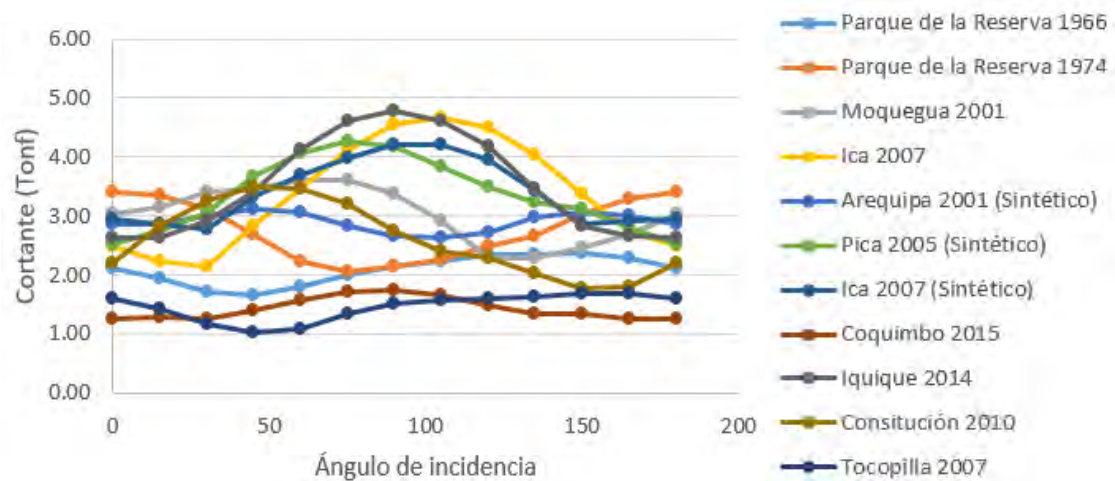


Figura 4.19 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 2

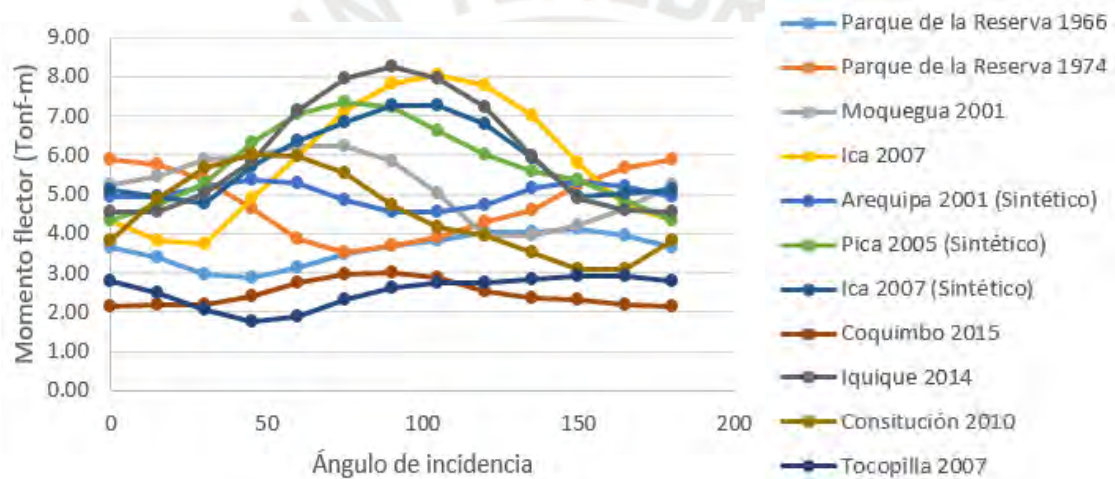


Figura 4.20 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 2

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.8 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 2

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	3.14	5.42
AME escalado	3.94	6.80
Regla 100-30	3.58	6.17
Regla 100-40	3.72	6.43
Regla 100-60	4.02	6.93
Regla CQC3	3.46	5.97
Regla SRSS	3.46	5.97
Factor 1.2	3.77	6.51
Regla 8	3.52	6.07

En la Figura 4.19 y Figura 4.20 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro del terremoto de Iquique de 2014 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del terremoto de Tocopilla. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 90° el ángulo crítico correspondiente al registro de Iquique para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.8 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del escalado a la córtate basal estática. Nuevamente se observa que las reglas de los porcentajes presentan valores mayores que en los modelos con poca excentricidad; lo que se atribuye a la gran excentricidad de la estructura.

4.2.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje 6 entre los ejes E y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

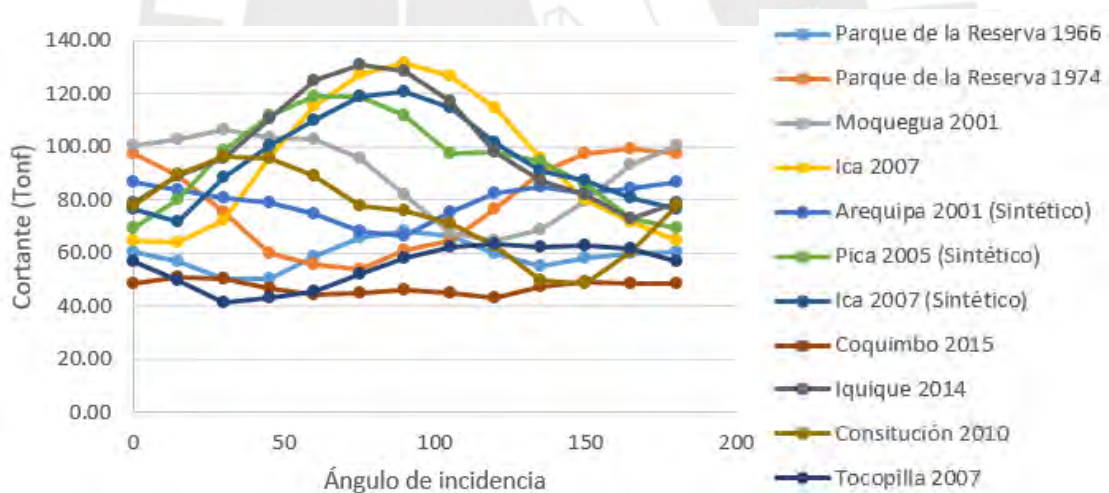


Figura 4.21 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 2

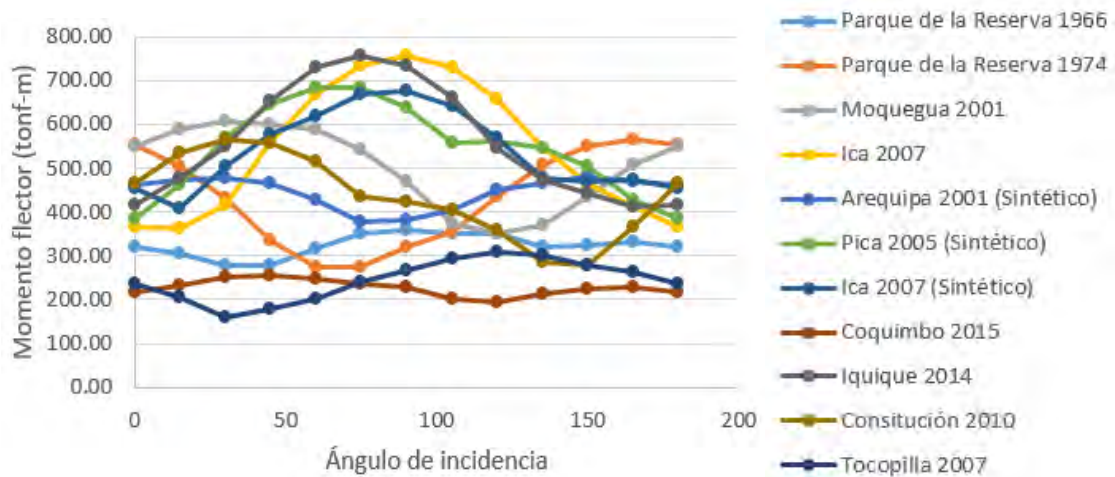


Figura 4.22 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 2

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.9 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 2

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	85.22	489.33
AME escalado	106.84	613.48
Regla 100-30	100.79	579.53
Regla 100-40	105.98	609.60
Regla 100-60	116.36	669.74
Regla CQC3	99.83	574.60
Regla SRSS	99.83	574.60
Factor 1.2	102.26	587.19
Regla 8	95.44	548.05

En la Figura 4.21 y Figura 4.22 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con los registros del terremoto de Iquique e Ica tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del terremoto de Tocopilla. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 90° el ángulo crítico correspondiente al registro de Ica para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.9 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del escalado a la córtate basal estática. De esta manera se confirma que las reglas de los

porcentajes presentan valores mayores, que en los modelos con poca excentricidad, debido a la gran excentricidad de la estructura.

4.2.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

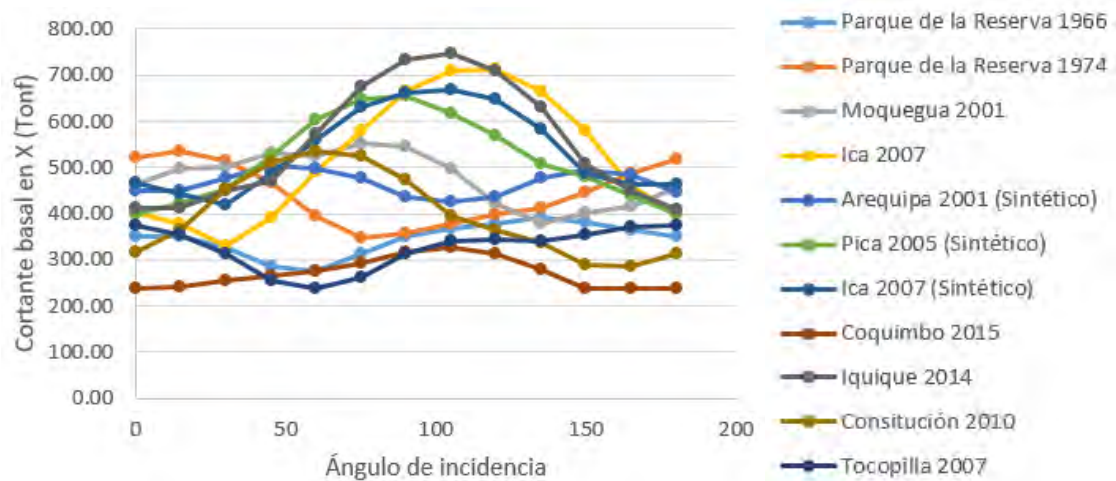


Figura 4.23 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 2

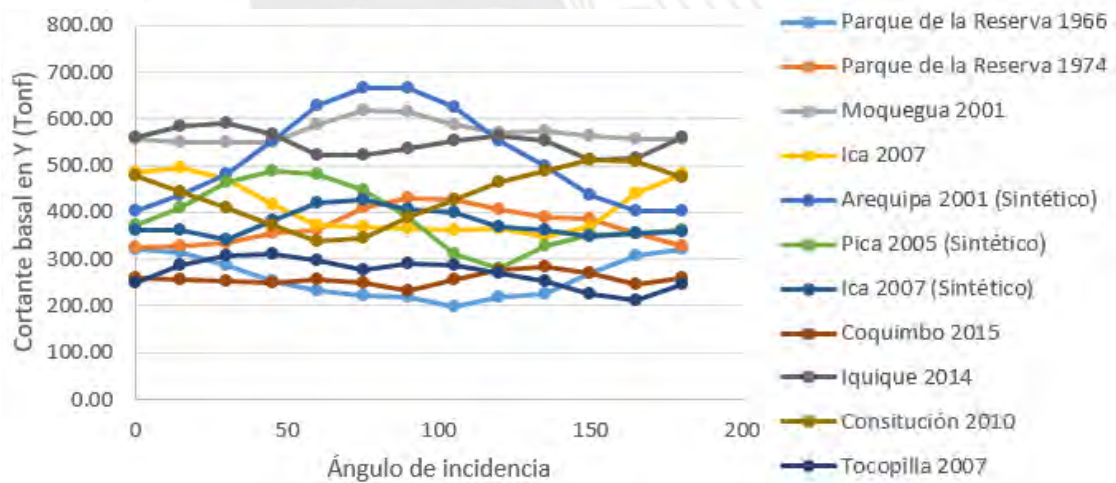


Figura 4.24 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 2

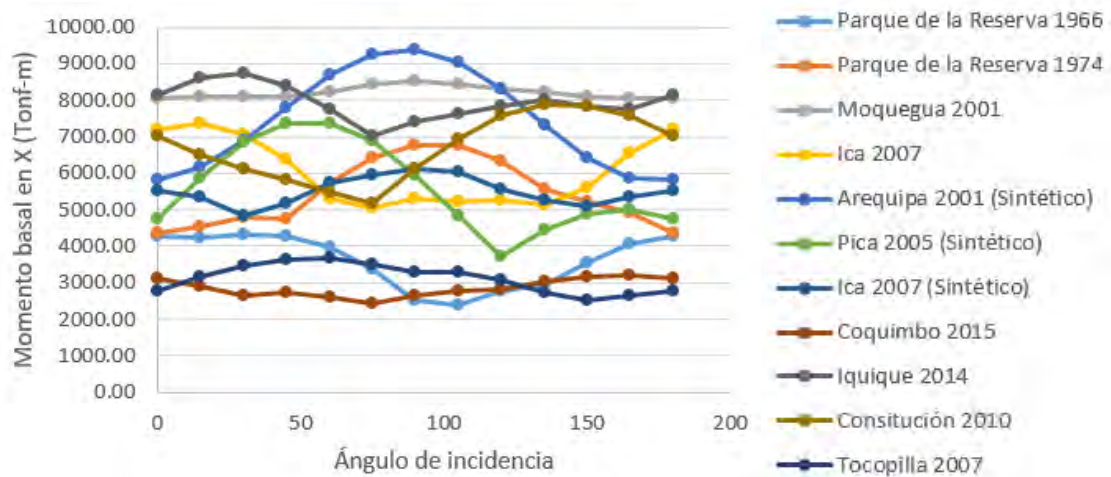


Figura 4.25 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 2

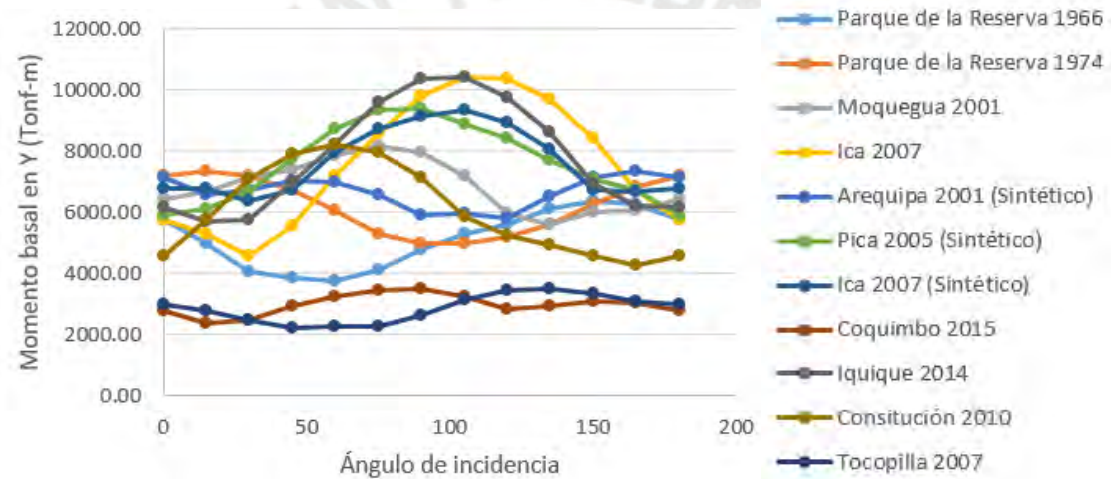


Figura 4.26 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 2

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.10 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 2

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	484.05	428.05	6331.51	7169.96
AME escalado	606.87	606.87	8976.51	8989.20
Regla 100-30	548.12	492.12	7278.97	8115.82
Regla 100-40	569.47	513.47	7594.79	8431.11
Regla 100-60	612.19	556.19	8226.43	9061.68
Regla CQC3	529.07	478.37	7075.47	7832.55
Regla SRSS	529.07	478.37	7075.47	7832.55
Factor 1.2	580.86	513.66	7597.81	8603.95
Regla 8	542.14	479.42	7091.29	8030.36

De la Figura 4.23 a la Figura 4.26 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con los registros de Iquique y Arequipa; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con los registros de Tocopilla y Coquimbo. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Esto se atribuye nuevamente a que el momento basal en Y es causado por las fuerzas laterales en X, cuya suma es la fuerza basal en X; mientras que, el momento basal en X es causado por las fuerzas laterales en Y, cuya suma es la fuerza basal en Y. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.10 se vuelve a observar que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; esto nuevamente debido a que la estructura tiene una gran excentricidad.

4.2.5 Comparación de resultados

De manera similar a lo desarrollado en el modelo 1, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, desde la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** a la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que las reglas del escalado a la cortante basal y 100%-60% presentan los valores más cercanos al 100% del patrón de comparación. Además, las

reglas de los porcentajes han incrementado sus valores debido a la excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 68% y el 78% del patrón de comparación, valores que van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

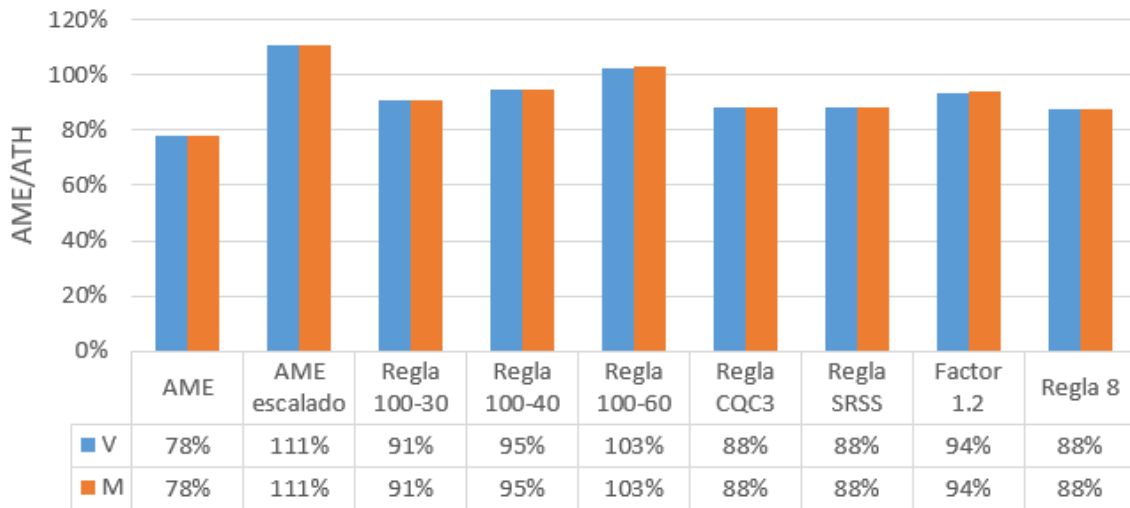


Figura 4.27 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 2

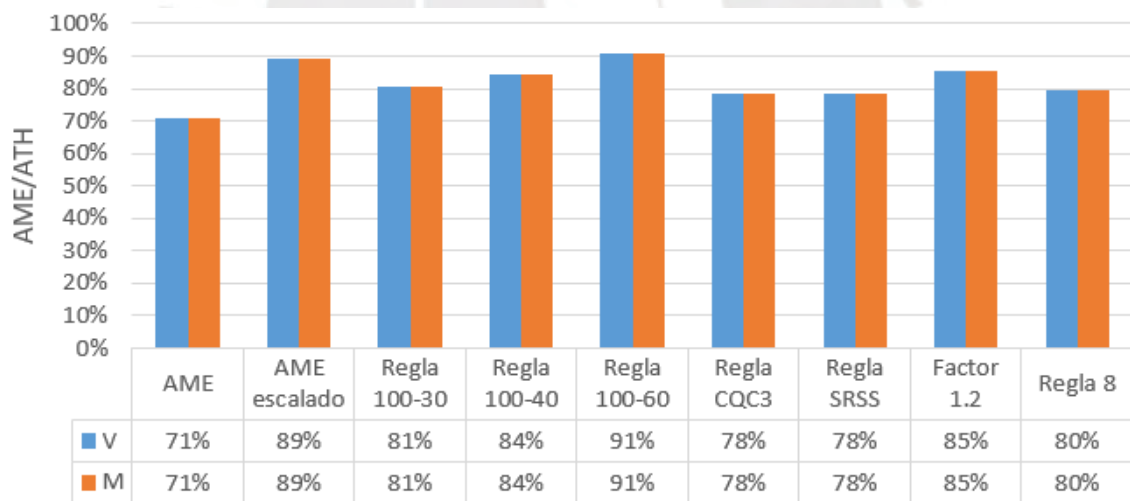


Figura 4.28 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 2

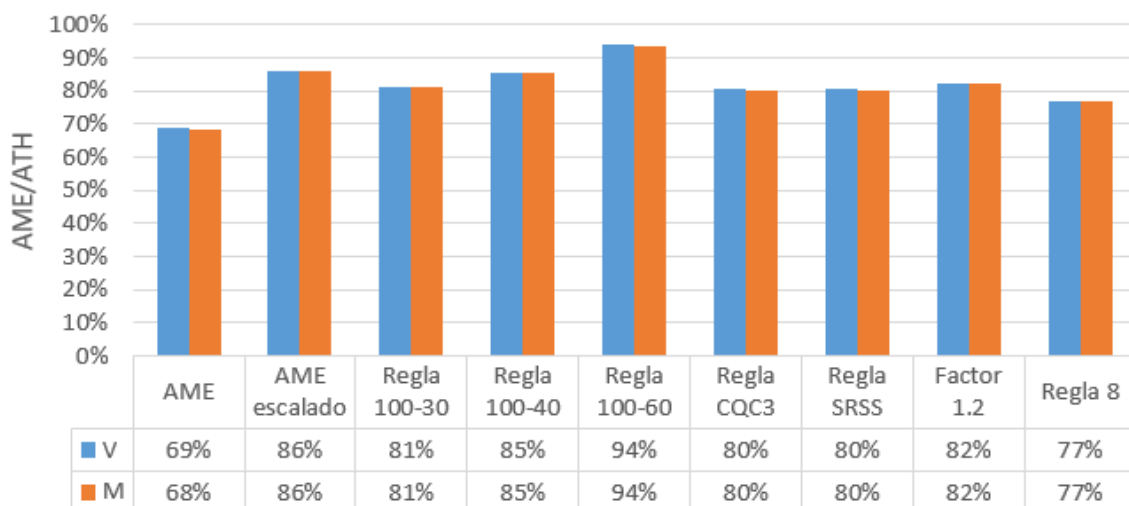


Figura 4.29 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 2

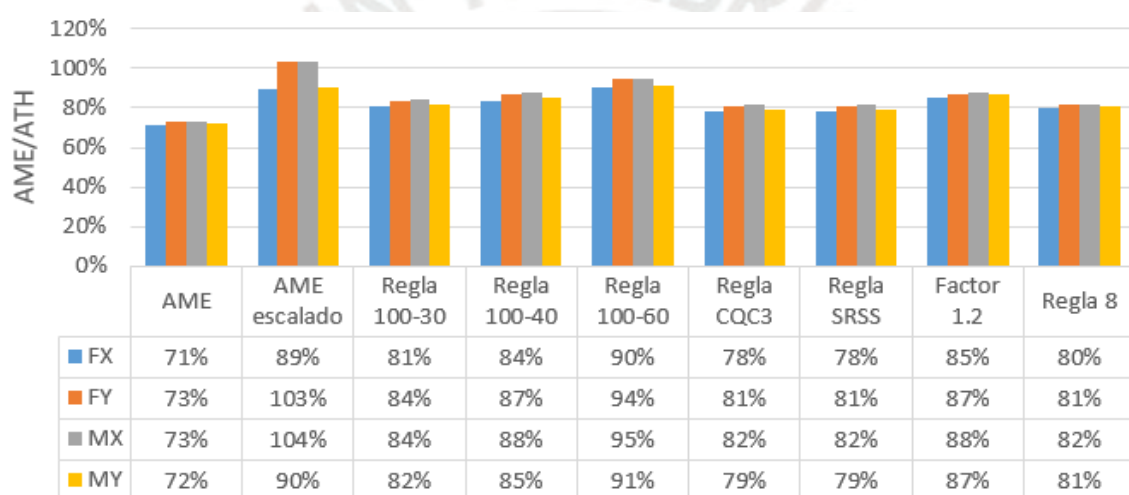


Figura 4.30 Relación AME/ATH para las respuesta globales en el modelo 2

4.3 MODELO 3

Para el modelo 3 se ha considerado una estructura de 7 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $55 \times 55 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad geométrica vertical.

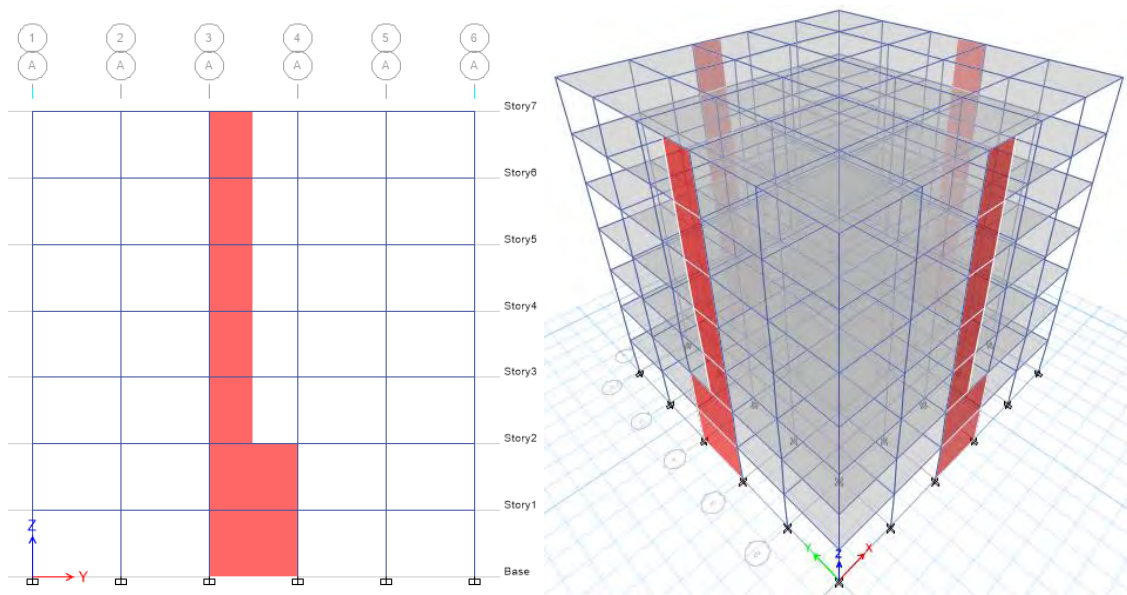


Figura 4.31 Elevación del eje exterior y vista 3D del modelo 3

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.11 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 3

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.603	0.3416	0.3416	0.3416	0.3416	0.00000066	0.00000066
2	0.603	0.3416	0.3416	0.6832	0.6832	0	0.00000066
3	0.455	0.000001234	0.000001234	0.6832	0.6832	0.6545	0.6545
4	0.174	0.0815	0.0815	0.7647	0.7647	9.587E-07	0.6545
5	0.174	0.0815	0.0815	0.8461	0.8461	0	0.6545
6	0.126	0	0	0.8461	0.8461	0.172	0.8265
7	0.094	0.0417	0.0417	0.8878	0.8878	0.000002472	0.8265
8	0.094	0.0417	0.0417	0.9295	0.9295	0	0.8265
9	0.067	0	0	0.9295	0.9295	0.0964	0.9229
10	0.058	0.0174	0.0174	0.9469	0.9469	0	0.9229
11	0.058	0.0174	0.0174	0.9643	0.9643	0	0.9229

4.3.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 6 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza

cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

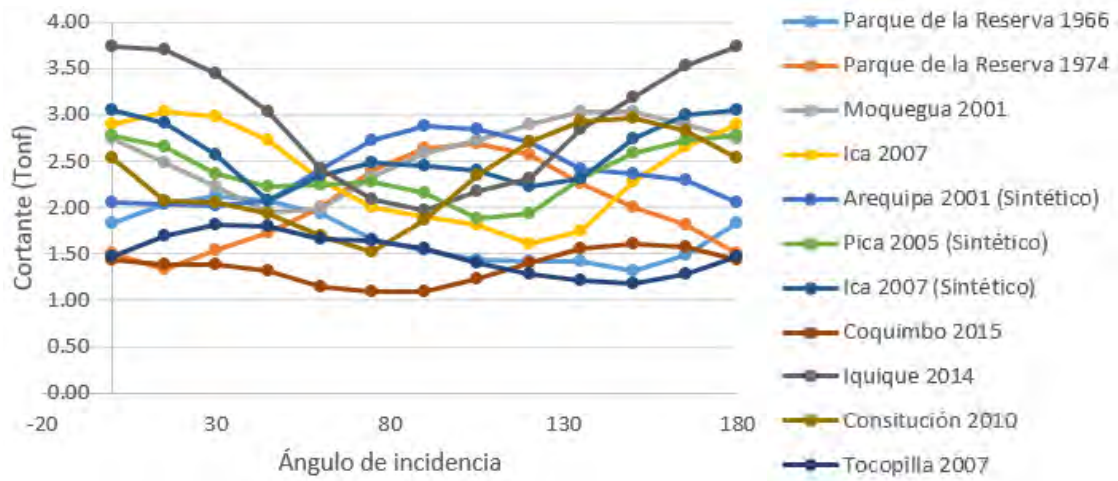


Figura 4.32 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 3

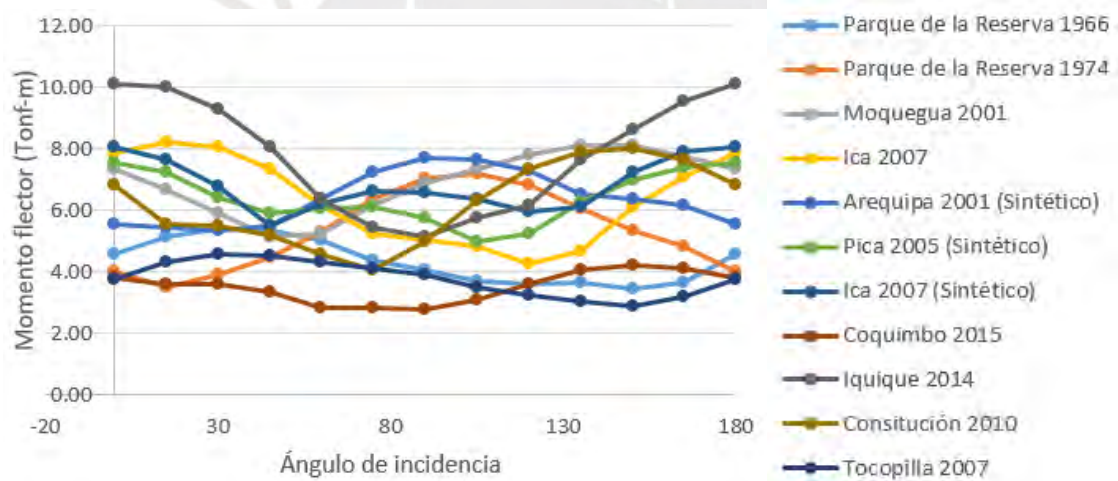


Figura 4.33 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 3

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.12 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 3

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.85	7.67
AME escalado	3.61	9.70
Regla 100-30	2.86	7.67
Regla 100-40	2.86	7.67
Regla 100-60	2.86	7.67
Regla CQC3	2.85	7.67
Regla SRSS	2.85	7.67
Factor 1.2	3.43	9.20
Regla 8	3.20	8.59

En la Figura 4.32 y Figura 4.33 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el terremoto Iquique tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 0° el ángulo crítico correspondiente al registro de Iquique para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.12 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME al igual que en el modelo 1, fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. También se observa que las reglas de los porcentajes presentan un mismo valor tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; esto se atribuye a que la estructura presenta una planta cuadrada con rigidez lateral igual en ambas direcciones.

4.3.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje C entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

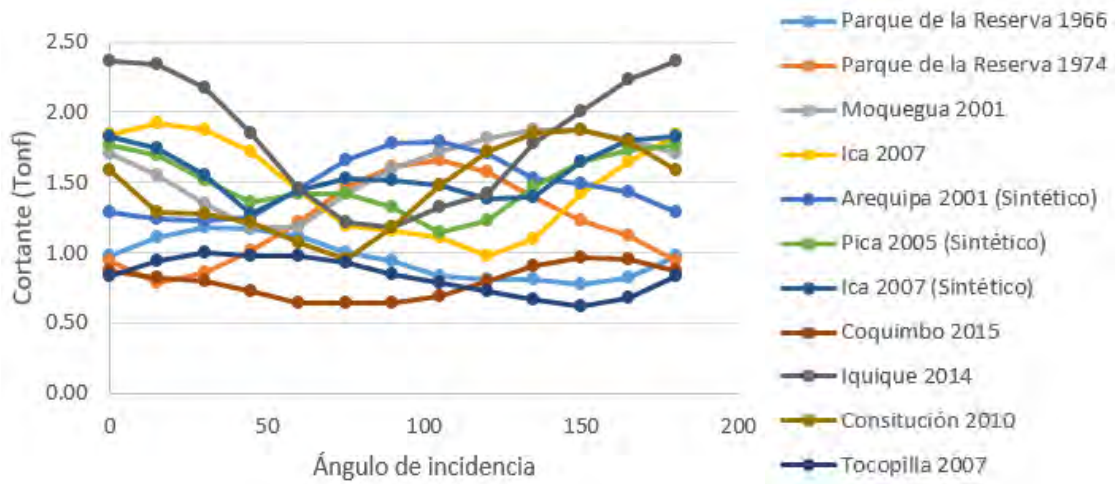


Figura 4.34 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 3

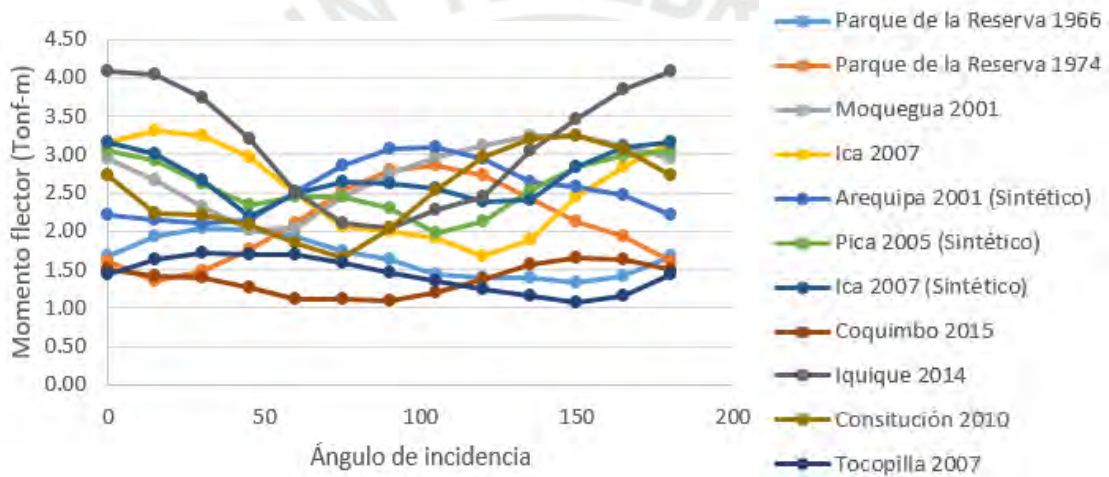


Figura 4.35 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 3

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.13 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 3

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	1.70	2.93
AME escalado	2.15	3.70
Regla 100-30	1.70	2.93
Regla 100-40	1.70	2.93
Regla 100-60	1.70	2.93
Regla CQC3	1.70	2.93
Regla SRSS	1.70	2.93
Factor 1.2	2.04	3.51
Regla 8	1.90	3.28

En la Figura 4.34 y Figura 4.33 figura 4.35 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el terremoto Iquique tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Tocopilla. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 0° el ángulo crítico correspondiente al registro de Iquique para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.13 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME al igual que en el modelo 1, fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. También se observa que las reglas de los porcentajes presentan un mismo valor tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; atribuyéndose esto nuevamente a que la estructura presenta una planta cuadrada con rigidez lateral igual en ambas direcciones.

4.3.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

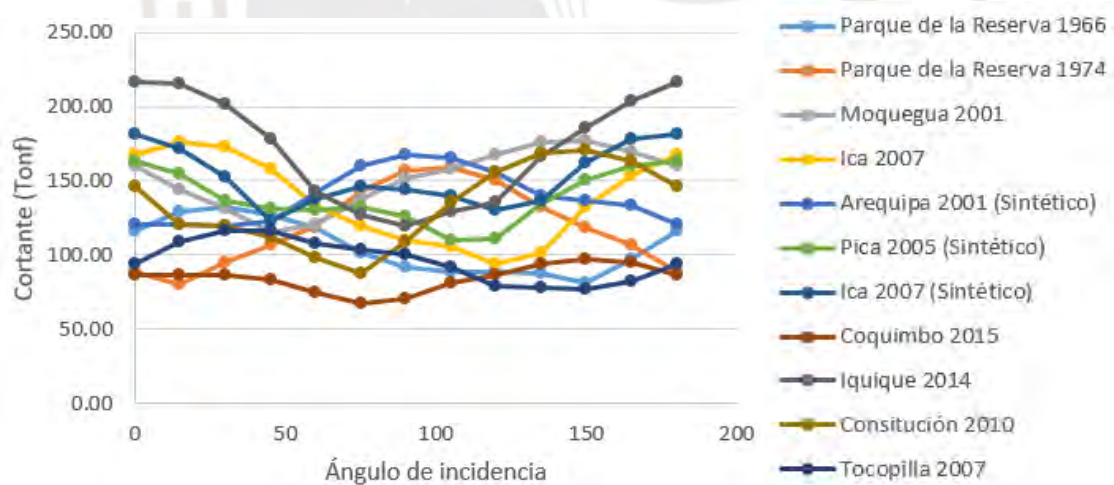


Figura 4.36 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 3

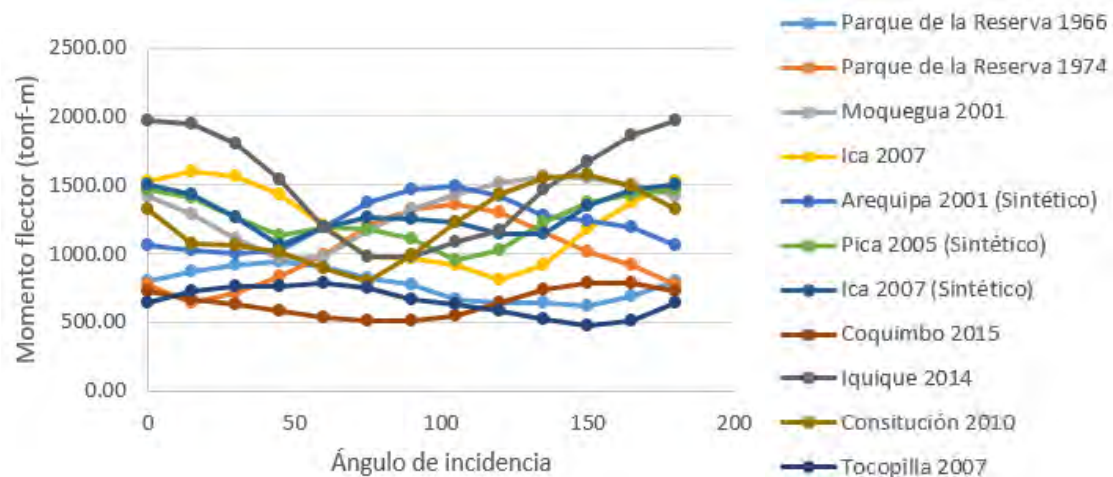


Figura 4.37 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 3

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.14 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 3

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	165.20	1483.74
AME escalado	208.97	1876.81
Regla 100-30	165.23	1484.10
Regla 100-40	165.25	1484.22
Regla 100-60	165.27	1484.47
Regla CQC3	165.20	1483.74
Regla SRSS	165.20	1483.74
Factor 1.2	198.24	1780.49
Regla 8	185.02	1661.79

En la Figura 4.36 y Figura 4.33 y Figura 4.37 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el terremoto Iquique tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el terremoto de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 0° el ángulo crítico correspondiente al registro de Iquique para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.14 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME al igual que en el modelo 1, fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Nuevamente se observa,

aunque con ligera diferencia, que las reglas de los porcentajes presentan un mismo valor tanto para la fuerza cortante como para el momento flector.

4.3.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

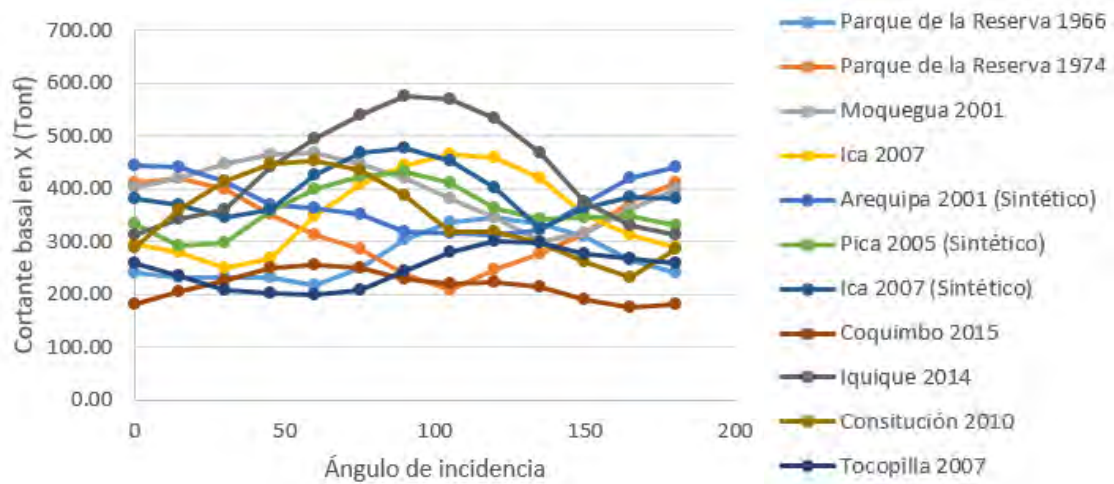


Figura 4.38 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 3

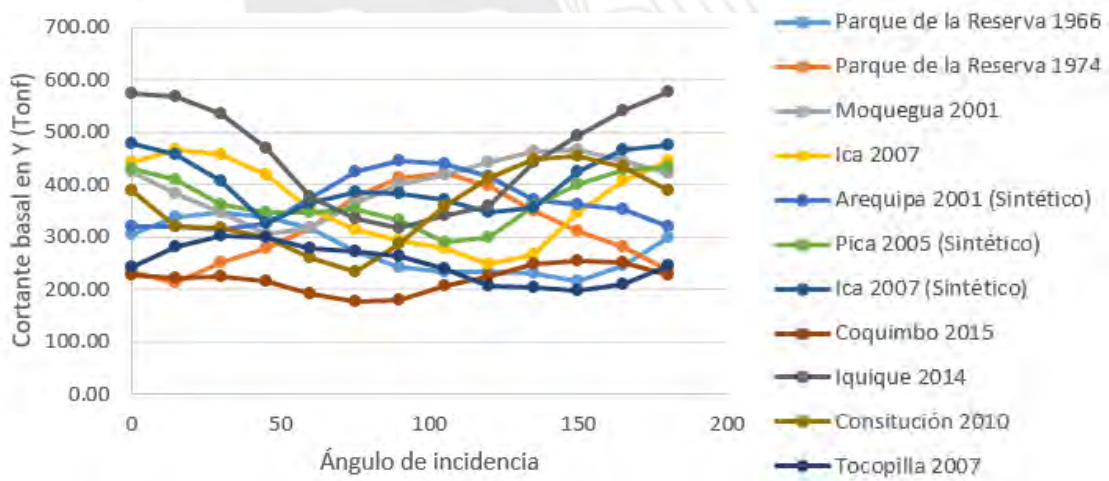


Figura 4.39 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 3

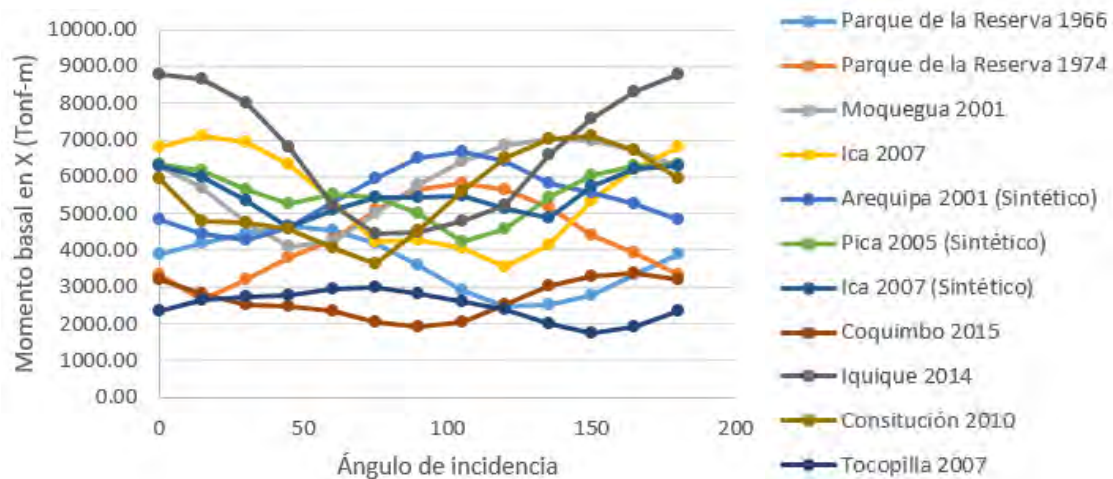


Figura 4.40 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 3

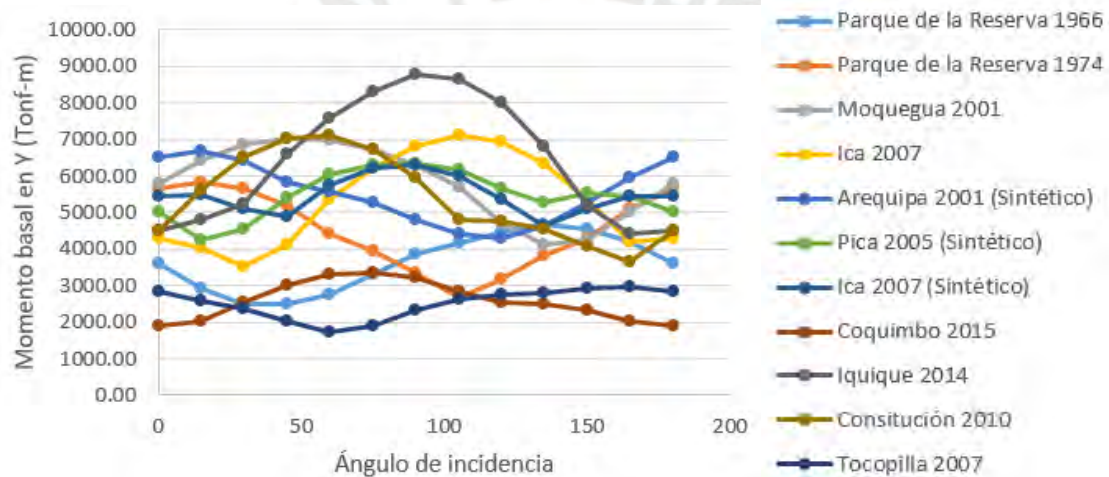


Figura 4.41 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 3

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.15 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 3

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	413.46	413.46	6254.74	6254.74
AME escalado	523.00	523.00	7911.75	7911.75
Regla 100-30	413.47	413.47	6254.80	6254.80
Regla 100-40	413.47	413.47	6254.82	6254.82
Regla 100-60	413.47	413.47	6254.86	6254.86
Regla CQC3	413.46	413.46	6254.74	6254.74
Regla SRSS	413.46	413.46	6254.74	6254.74
Factor 1.2	496.16	496.16	7505.69	7505.69
Regla 8	463.08	463.08	7005.31	7005.31

De la Figura 4.38 a la Figura 4.41, nuevamente, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Iquique; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con los registros de Tocopilla y Coquimbo. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.15 se observa que las máximas respuestas también fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Además, las reglas de los porcentajes calculan valores muy similares entre ellos, lo que se atribuye nuevamente a que la estructura presenta una planta cuadrada con rigidez lateral igual en ambas direcciones.

4.3.5 Comparación de resultados

De manera similar a lo desarrollado en el modelo 1, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, en la Figura 4.42, Figura 4.43, Figura 4.44 y Figura 4.45 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que sólo la regla del escalado a la cortante basal supera el 100% del patrón de comparación. Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían

entre el 81% y el 87% del patrón de comparación, valores que van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

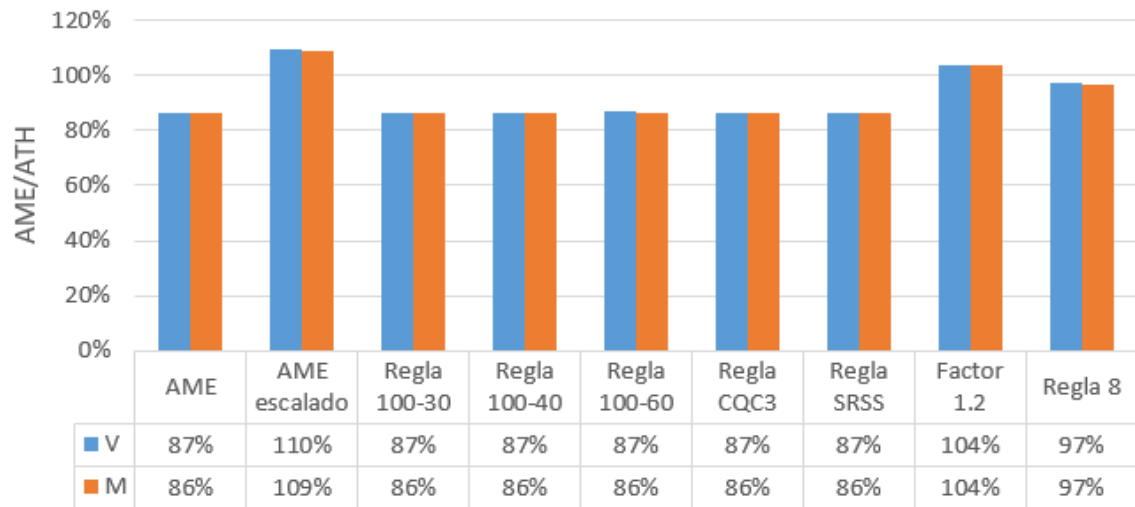


Figura 4.42 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 3

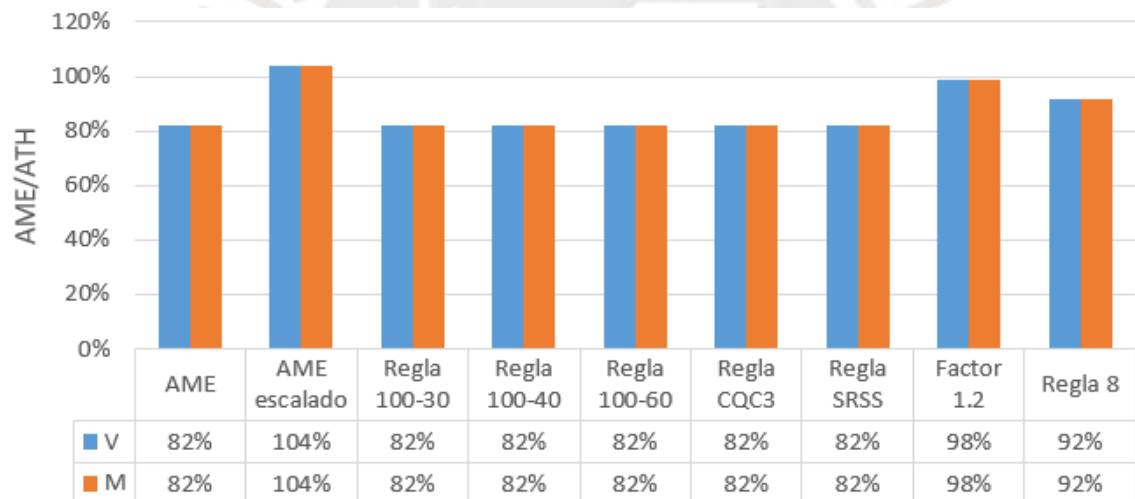


Figura 4.43 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 3

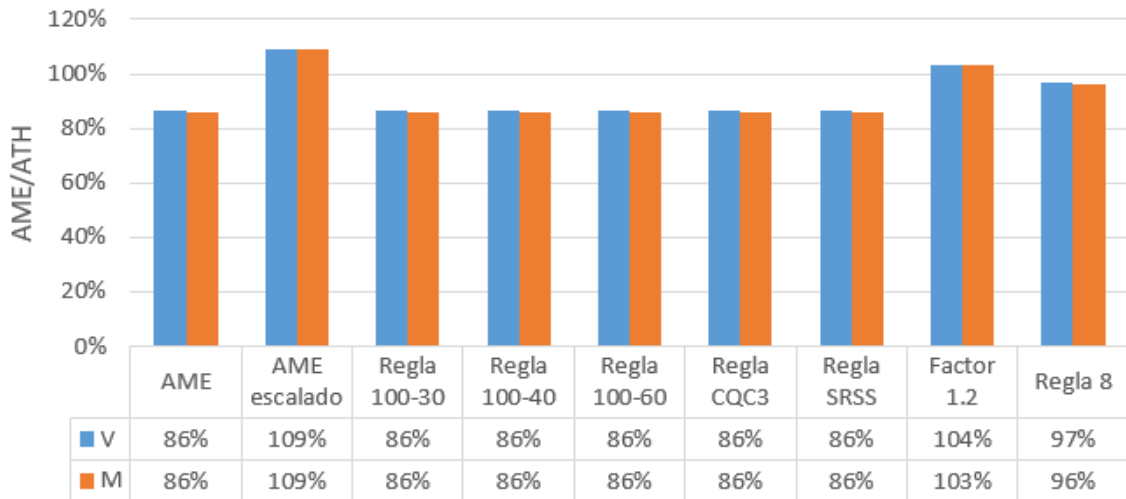


Figura 4.44 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 3

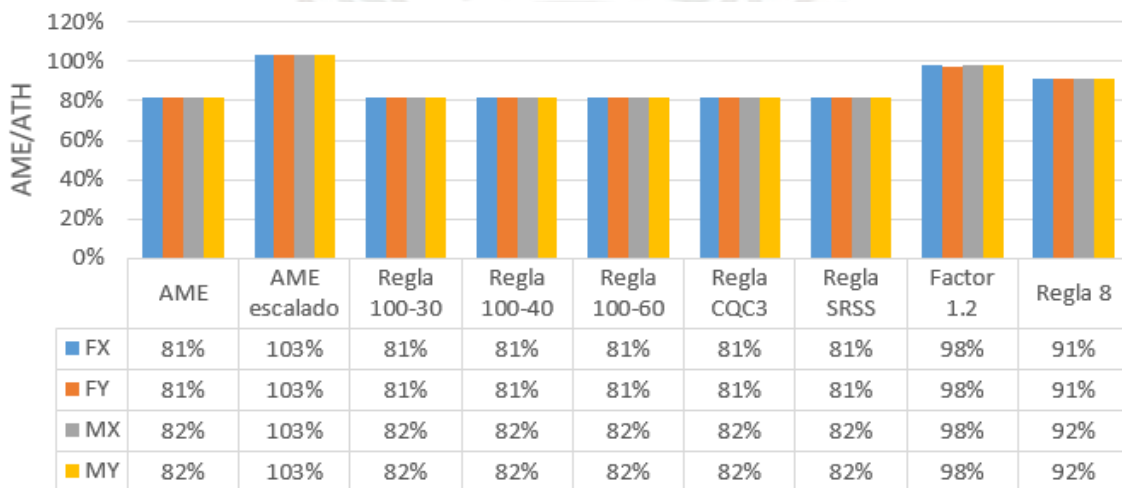


Figura 4.45 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 3

4.4 MODELO 4

Para el modelo 4 se ha considerado una estructura de 10 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $60 \times 60 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es el de esquinas entrantes.

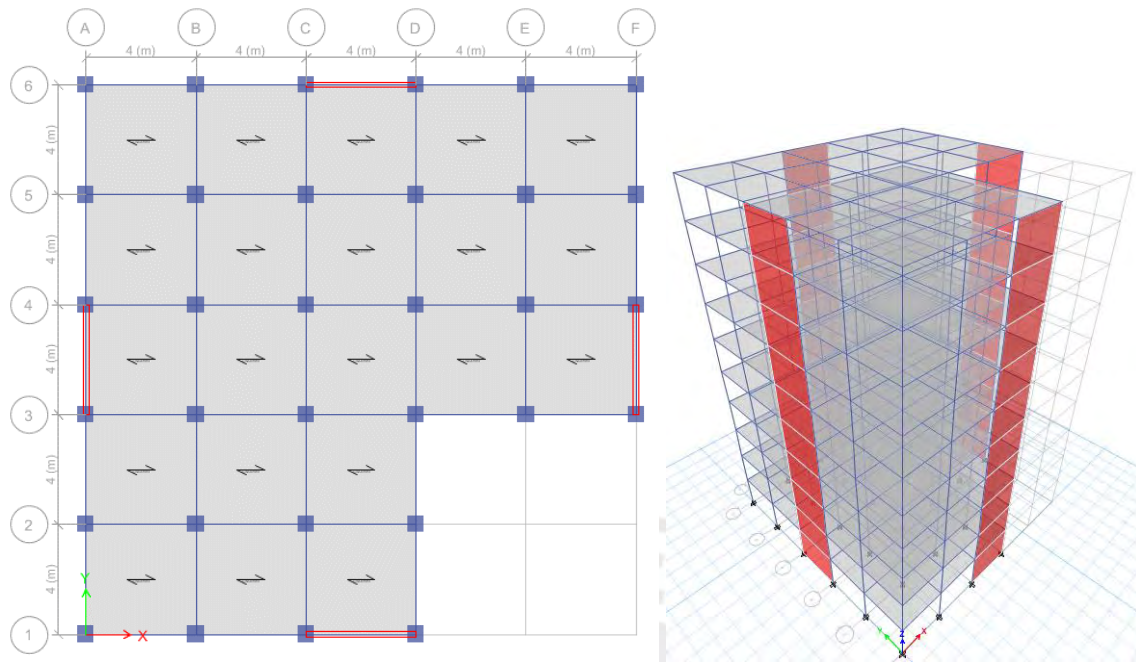


Figura 4.46 Piso típico y vista 3D del modelo 4

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.16 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 4

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.837	0.3539	0.3539	0.3539	0.3539	0.00003324	0.00003324
2	0.835	0.3539	0.3539	0.7078	0.7078	0	0.00003324
3	0.604	0.000003508	0.000003508	0.7078	0.7078	0.6903	0.6904
4	0.213	0.083	0.083	0.7907	0.7907	0.0004	0.6907
5	0.212	0.0835	0.0835	0.8742	0.8742	0	0.6907
6	0.142	0.0005	0.0005	0.8747	0.8747	0.1821	0.8728
7	0.097	0.0311	0.0311	0.9057	0.9057	0.0003	0.8731
8	0.097	0.0313	0.0313	0.9371	0.9371	0	0.8731
9	0.063	0.0002	0.0002	0.9372	0.9372	0.0655	0.9386
10	0.06	0.0146	0.0146	0.9518	0.9518	0.0001	0.9387

4.4.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 6 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza

cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

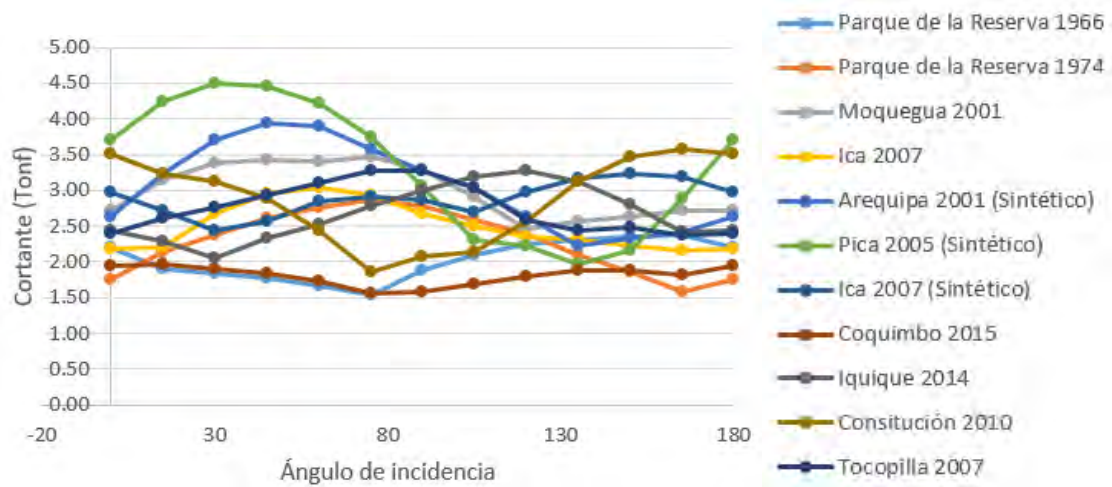


Figura 4.47 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 4

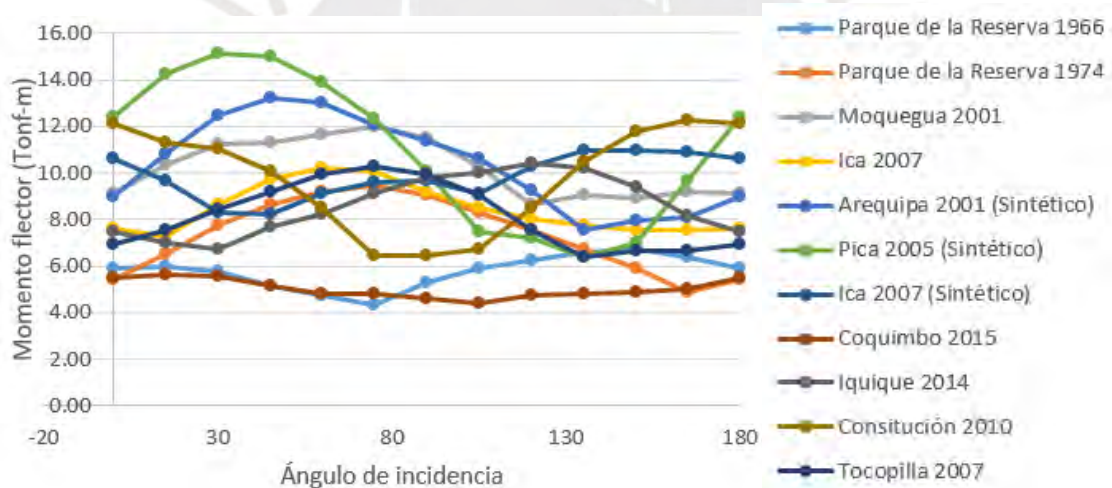


Figura 4.48 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 4

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.17 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 4

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	3.19	10.94
AME escalado	3.81	13.04
Regla 100-30	3.24	11.05
Regla 100-40	3.25	11.09
Regla 100-60	3.28	11.16
Regla CQC3	3.20	10.95
Regla SRSS	3.20	10.95
Factor 1.2	3.83	13.13
Regla 8	3.58	12.25

En la Figura 4.47 y Figura 4.33 figura 4.48 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica de 2005 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo y del Parque de la Reserva de 1966. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 30° el ángulo crítico correspondiente al registro de Pica para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.17 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME a diferencia de los modelos 1 y 3, fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; esto debido a que al igual que la respuesta con el AME sin escalar va disminuyendo a medida que el periodo fundamental aumenta, la respuesta con la regla del escalado también va disminuyendo.

4.4.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje C entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

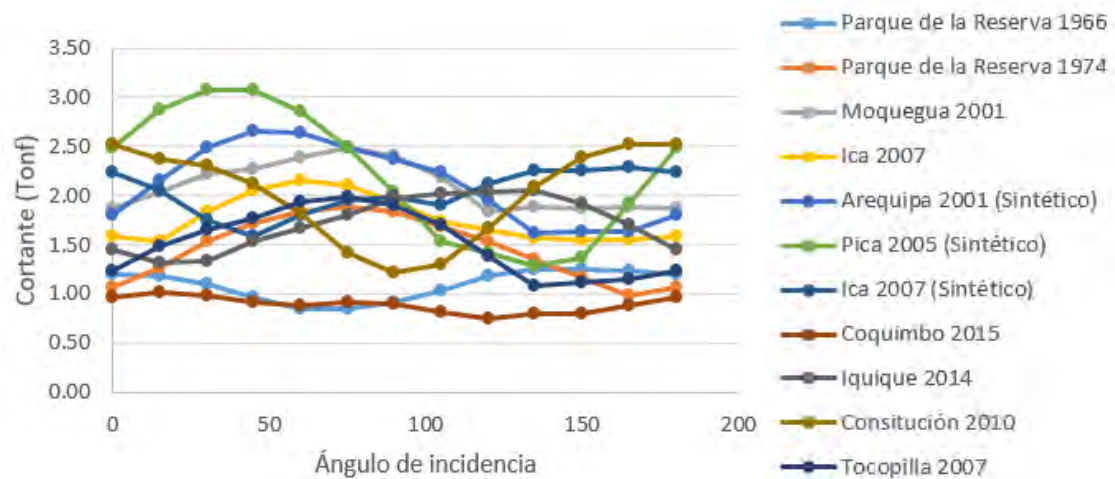


Figura 4.49 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 4

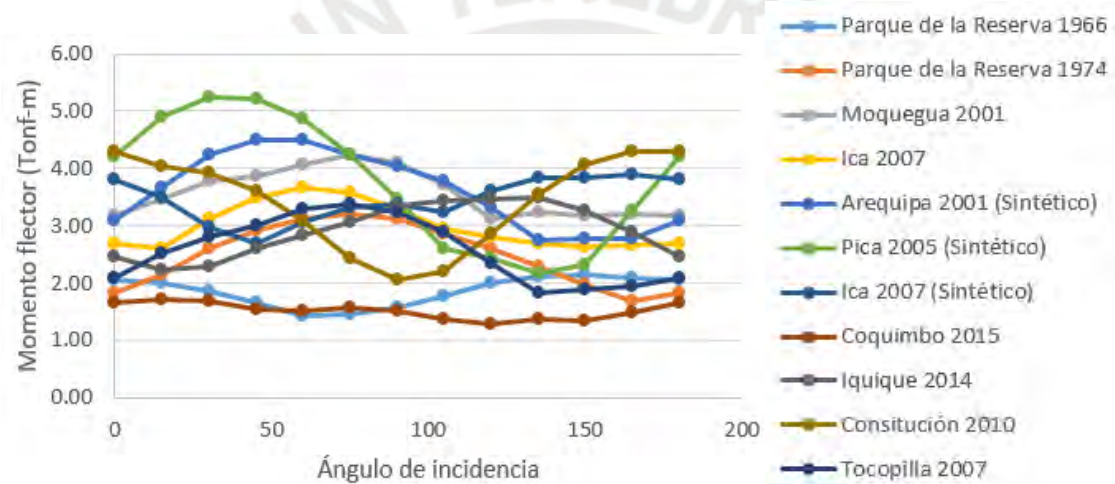


Figura 4.50 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 4

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.18 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 4

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.15	3.66
AME escalado	2.57	4.36
Regla 100-30	2.16	3.67
Regla 100-40	2.16	3.68
Regla 100-60	2.17	3.69
Regla CQC3	2.15	3.66
Regla SRSS	2.15	3.66
Factor 1.2	2.58	4.39
Regla 8	2.41	4.10

En la Figura 4.49 y Figura 4.33 figura 4.50 se observa que las respuestas máximas, al igual que en las columnas, se obtuvieron con el registro sintético de Pica de 2005 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 30° el ángulo crítico correspondiente al registro de Pica para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.18 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; atribuyéndose esto nuevamente a que la regla del escalado disminuye al igual que el AME sin escalar.

4.4.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

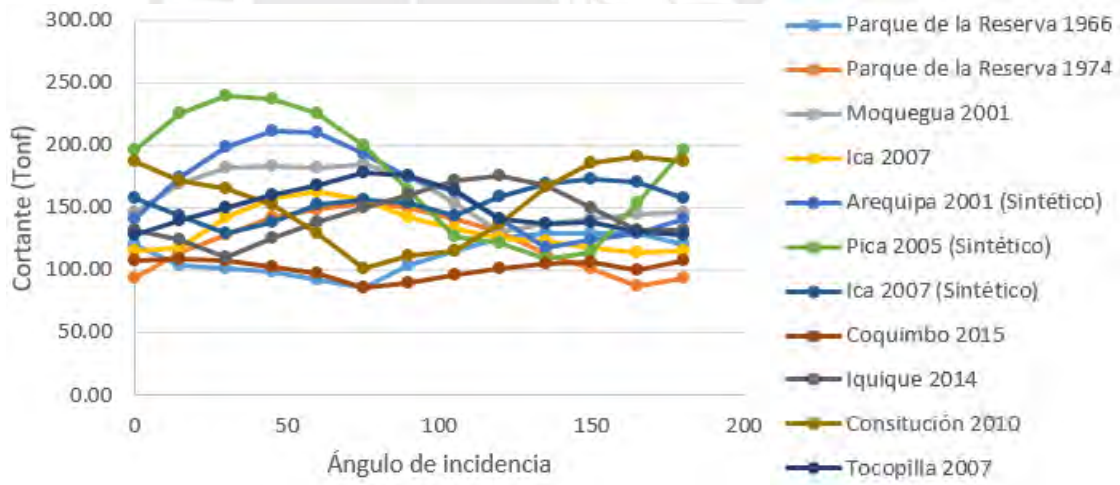


Figura 4.51 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 4

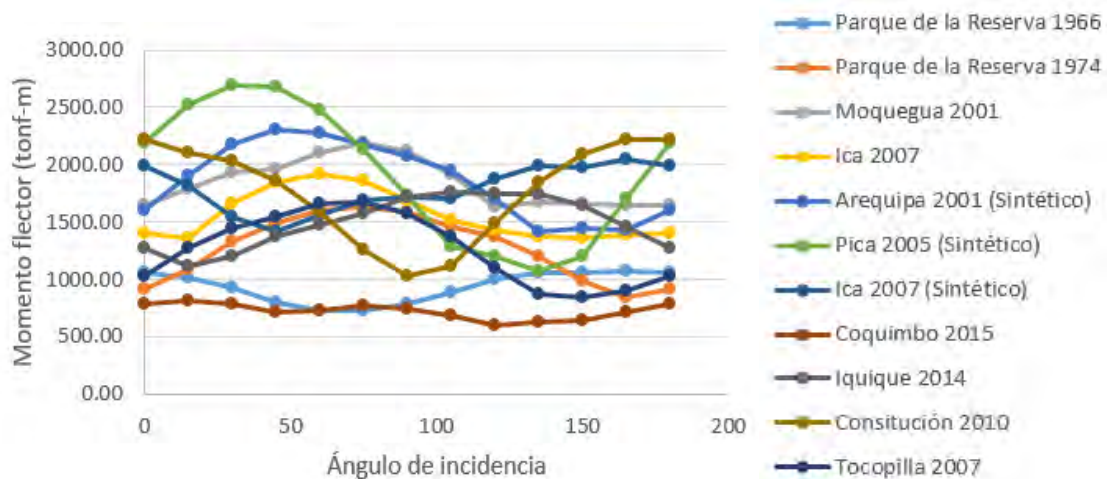


Figura 4.52 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 4

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.19 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 4

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	169.94	1988.44
AME escalado	202.61	2370.67
Regla 100-30	172.15	2002.98
Regla 100-40	172.89	2007.83
Regla 100-60	174.37	2017.53
Regla CQC3	170.10	1989.04
Regla SRSS	170.10	1989.04
Factor 1.2	203.93	2386.13
Regla 8	190.33	2227.05

En la Figura 4.51 y Figura 4.33 figura 4.52 se observa que las respuestas máximas, al igual que en las columnas y vigas, se obtuvieron con el registro sintético de Pica de 2005 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 30° el ángulo crítico correspondiente al registro de Pica para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.19 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; atribuyéndose esto nuevamente a que la regla del escalado disminuye al igual que el AME sin escalar.

4.4.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

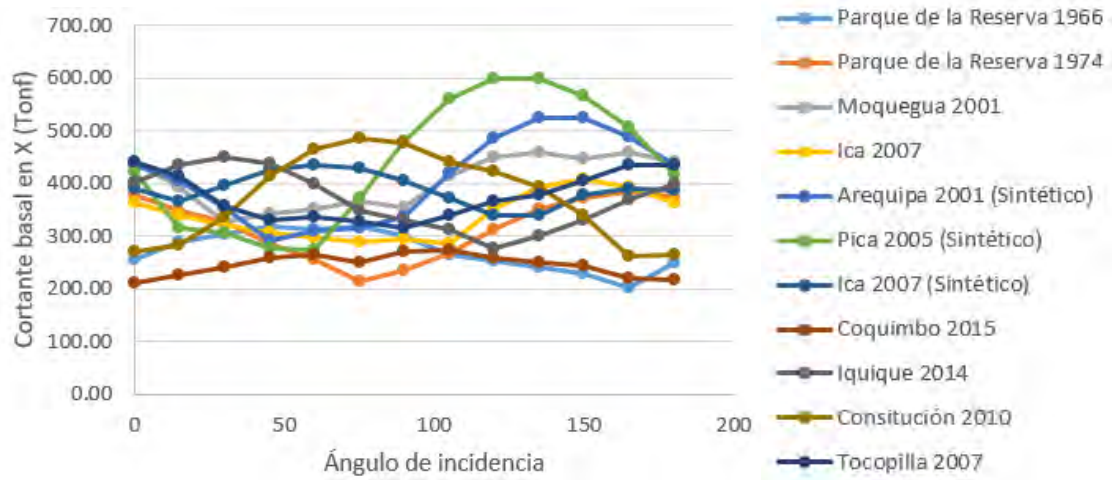


Figura 4.53 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 4

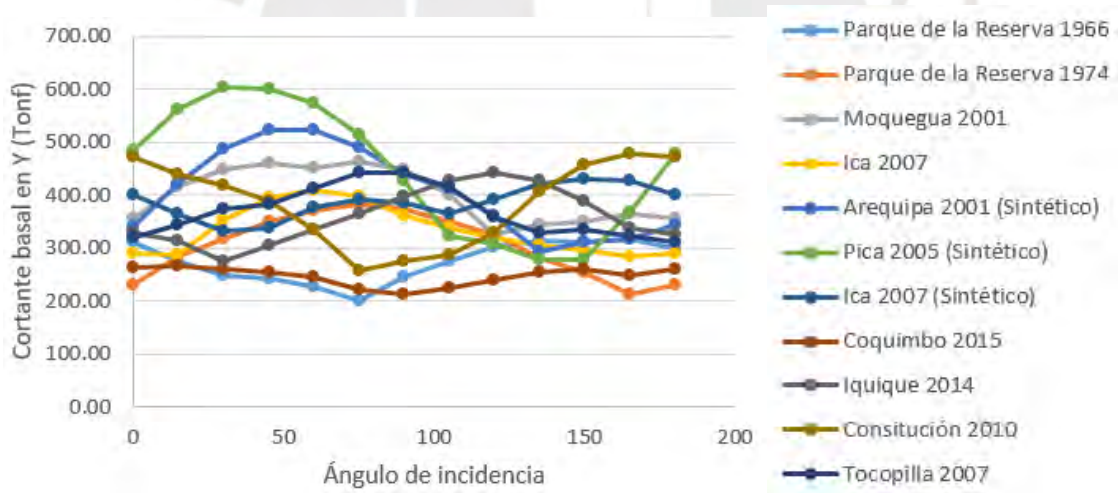


Figura 4.54 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 4

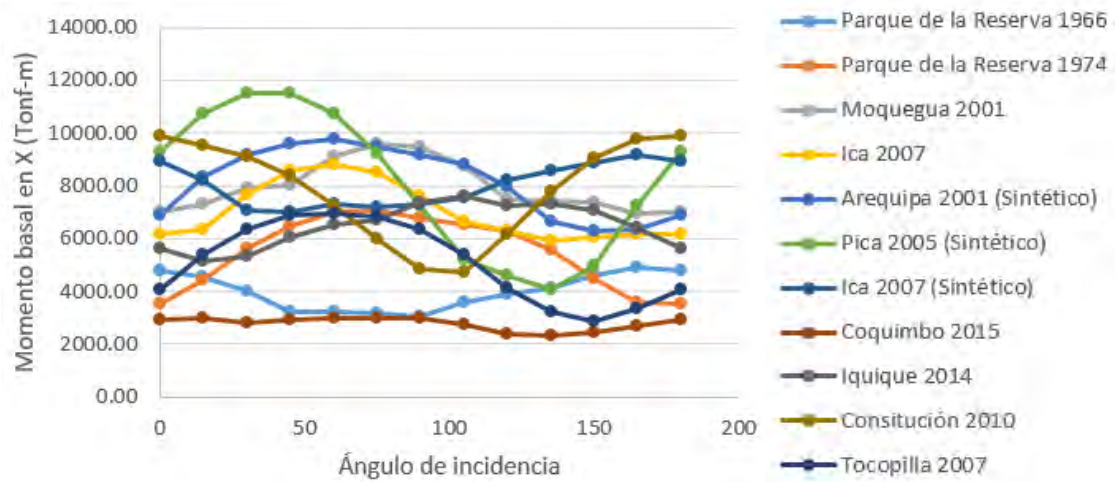


Figura 4.55 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 4

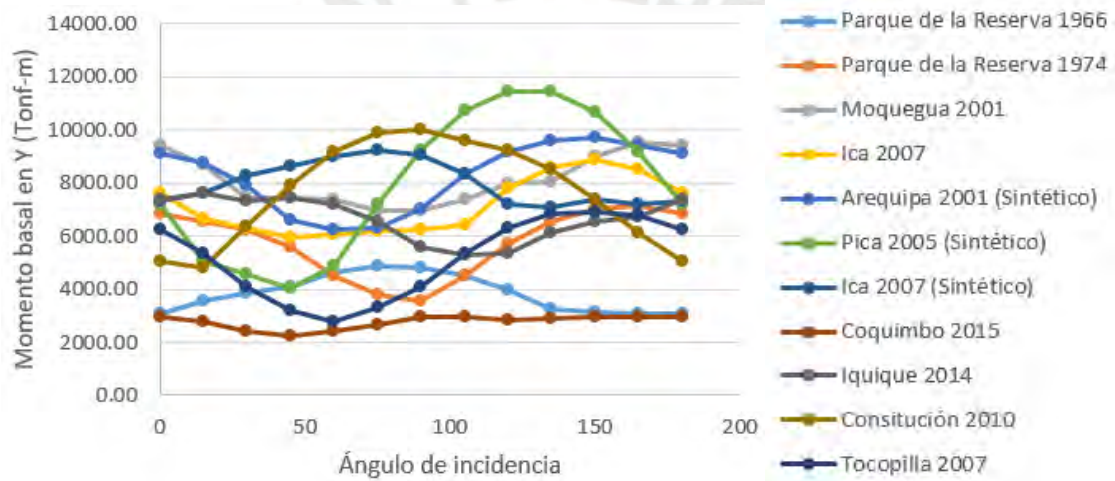


Figura 4.56 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 4

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.20 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 4

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	404.33	404.33	8249.65	8249.65
AME escalado	482.05	482.05	9835.43	9835.43
Regla 100-30	406.20	406.20	8282.98	8282.98
Regla 100-40	406.82	406.82	8294.09	8294.09
Regla 100-60	408.06	408.06	8316.30	8316.30
Regla CQC3	404.38	404.38	8250.40	8250.40
Regla SRSS	404.38	404.38	8250.40	8250.40
Factor 1.2	485.19	485.19	9899.58	9899.58
Regla 8	452.85	452.85	9239.61	9239.61

De la Figura 4.53 a la Figura 4.56, nuevamente, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con los registros de Coquimbo y Parque de la Reserva de 1966. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.20 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática. Además, las reglas de los porcentajes calculan valores muy similares entre ellos, lo que se atribuye a que la estructura tiene poca excentricidad.

4.4.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, de la Figura 4.57 a la Figura 4.60 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la cortante basal son las más cercanas al 100% del patrón de comparación. Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 78% y el 84% del patrón de comparación, confirmando así que

estos valores van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

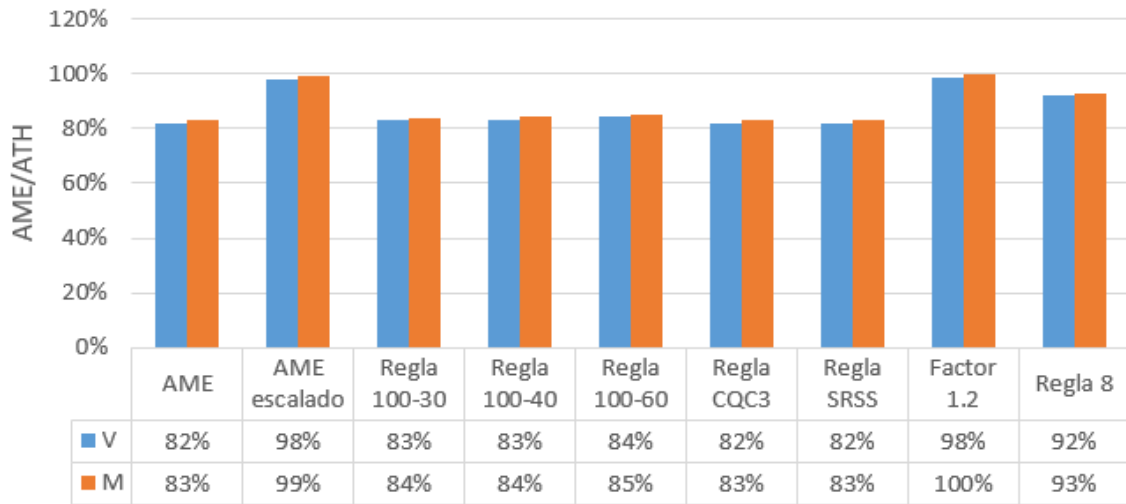


Figura 4.57 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 4

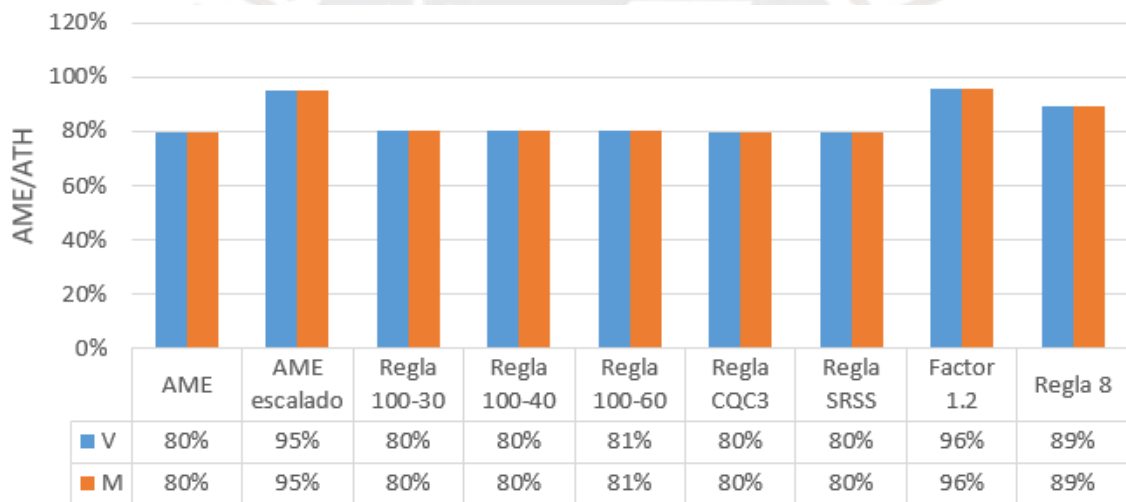


Figura 4.58 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 4

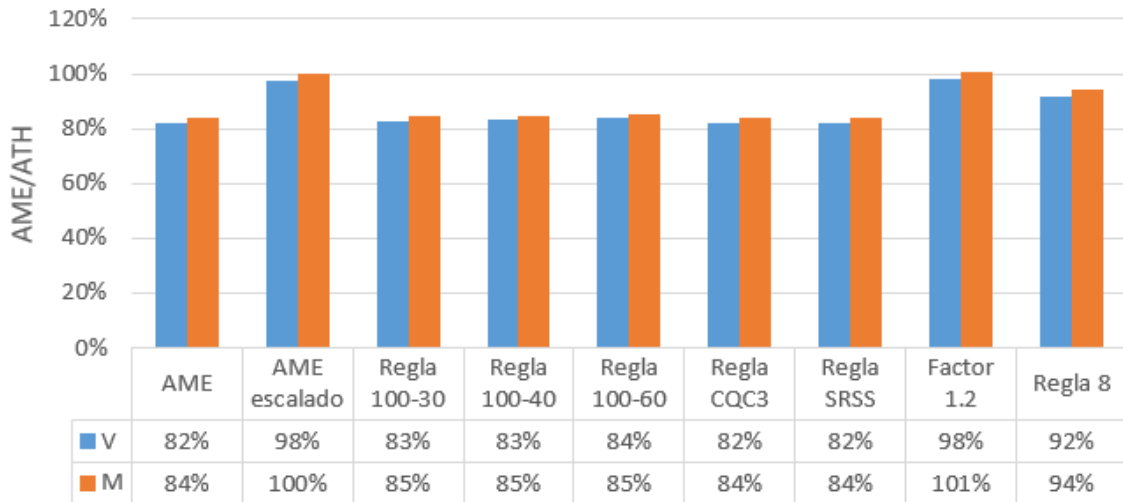


Figura 4.59 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 4

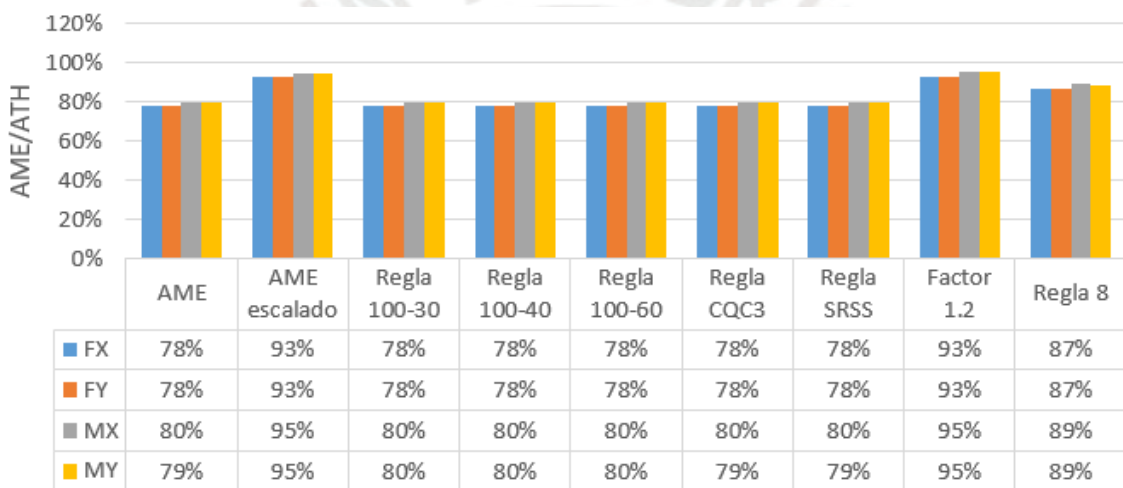


Figura 4.60 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 4

4.5 MODELO 5

Para el modelo 5 se ha considerado una estructura de 10 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $60 \times 60 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad torsional.

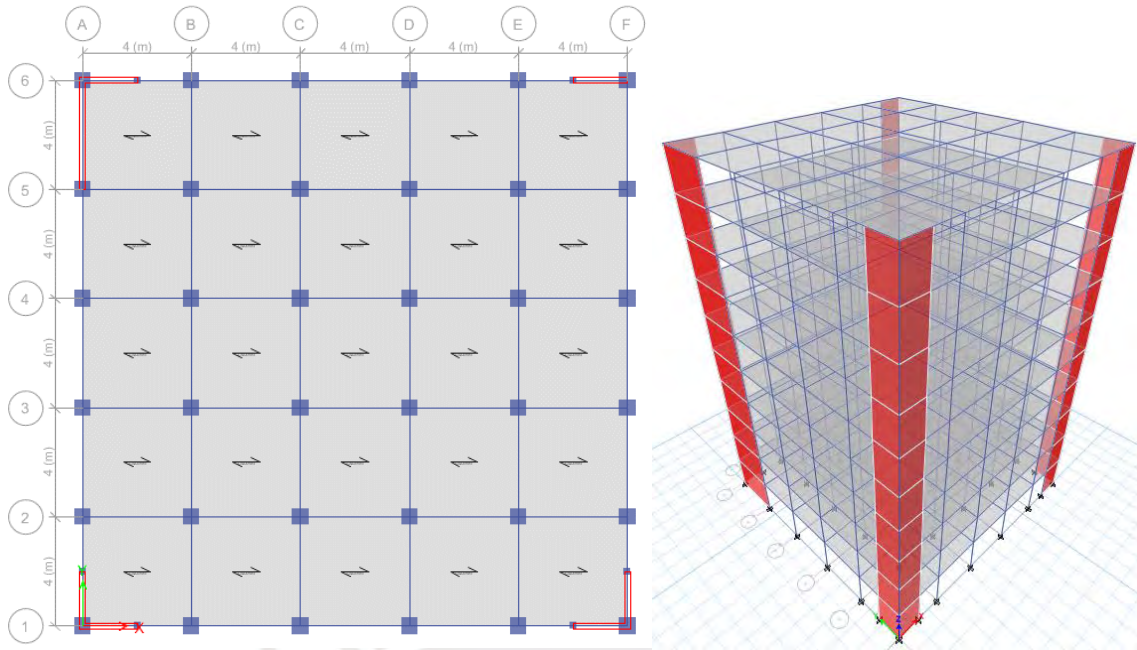


Figura 4.61 Piso típico y vista 3D del modelo 5

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.21 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 5

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.961	0.3599	0.3425	0.3599	0.3425	0.0441	0.0441
2	0.905	0.3839	0.3101	0.7438	0.6526	0.0454	0.0895
3	0.619	0.0001	0.0768	0.7438	0.7295	0.6314	0.7209
4	0.276	0.0666	0.0549	0.8104	0.7843	0.0065	0.7274
5	0.255	0.0643	0.063	0.8747	0.8473	0.0093	0.7367
6	0.158	0.0001	0.0292	0.8748	0.8765	0.1397	0.8764
7	0.134	0.0264	0.0236	0.9012	0.9001	0.0031	0.8795
8	0.123	0.027	0.0224	0.9282	0.9225	0.0052	0.8847
9	0.081	0.013	0.014	0.9412	0.9365	0.0025	0.8871
10	0.075	0.0162	0.0142	0.9574	0.9507	0.00003613	0.8872

4.5.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 5 y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza

cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

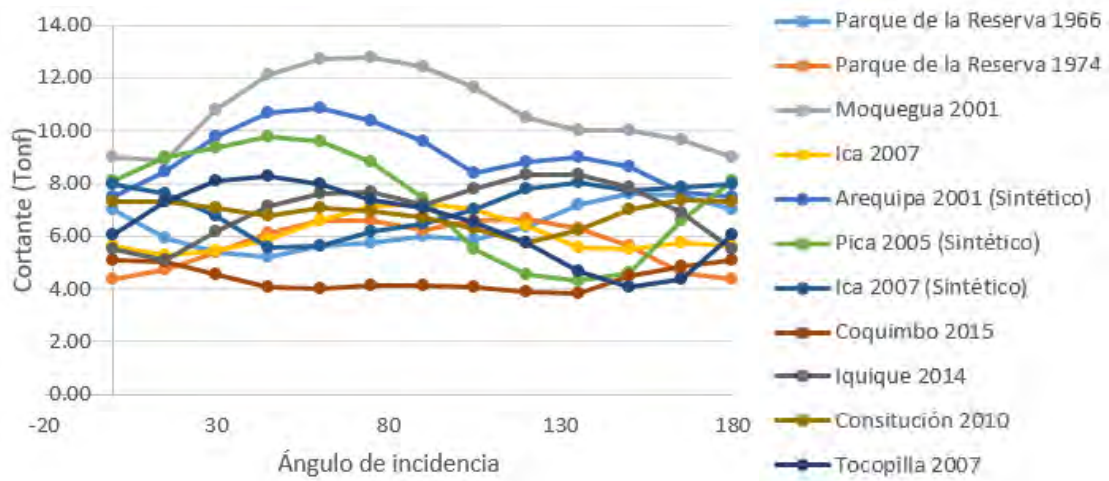


Figura 4.62 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 5

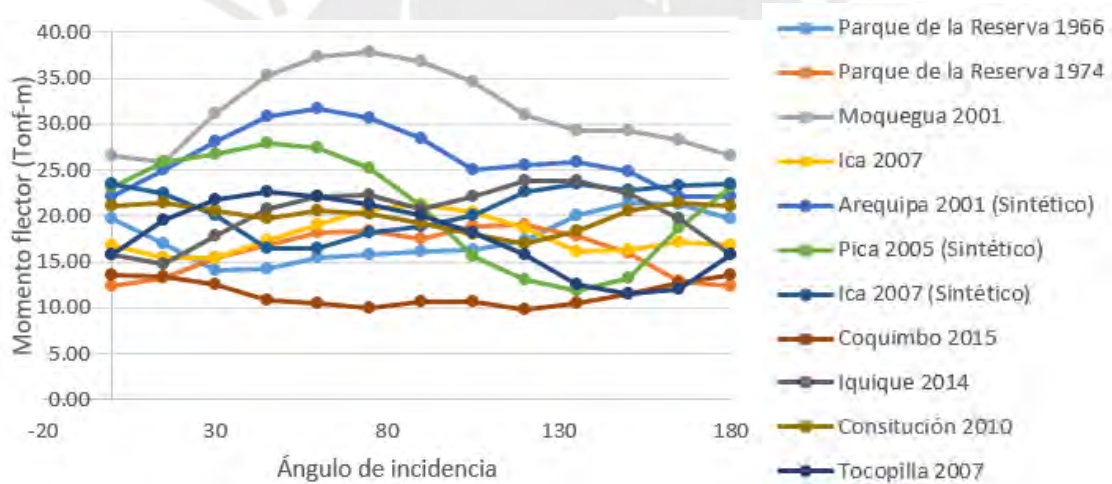


Figura 4.63 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 5

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.22 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 5

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	7.48	21.86
AME escalado	9.85	28.79
Regla 100-30	8.48	24.77
Regla 100-40	8.80	25.70
Regla 100-60	9.43	27.56
Regla CQC3	8.17	23.87
Regla SRSS	8.17	23.87
Factor 1.2	8.97	26.23
Regla 8	8.37	24.49

En la Figura 4.62 y Figura 4.63 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua de 2001 tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 75° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua. Por otra parte, en la Tabla 4.22 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla 100%-60%. Al igual que en el modelo 2, el incremento de las respuestas calculadas con las reglas de los porcentajes se atribuye a la gran excentricidad de la estructura; dado que, la respuesta calculada con un espectro actuando en la dirección transversal resulta ser considerable cuando la excentricidad de la estructura es grande.

4.5.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje D entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

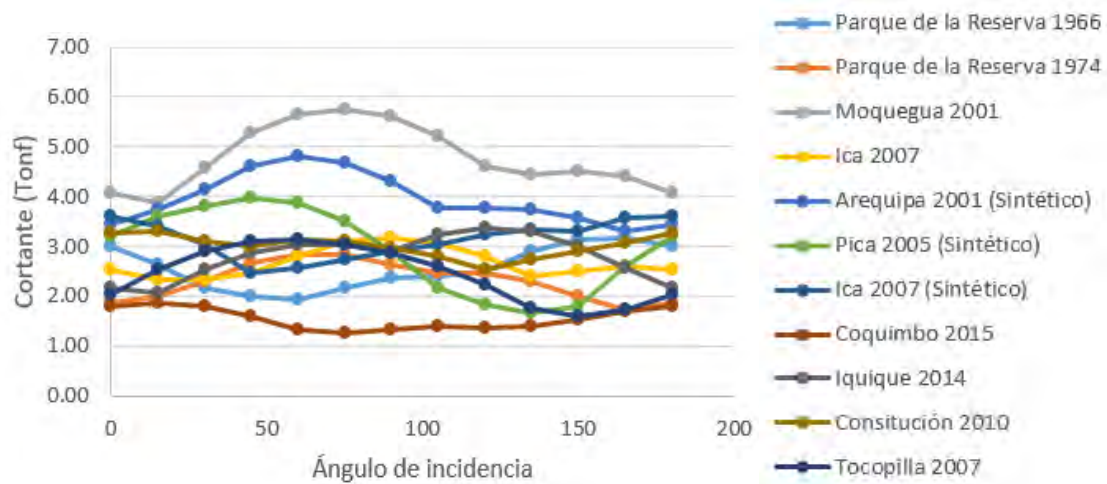


Figura 4.64 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 5

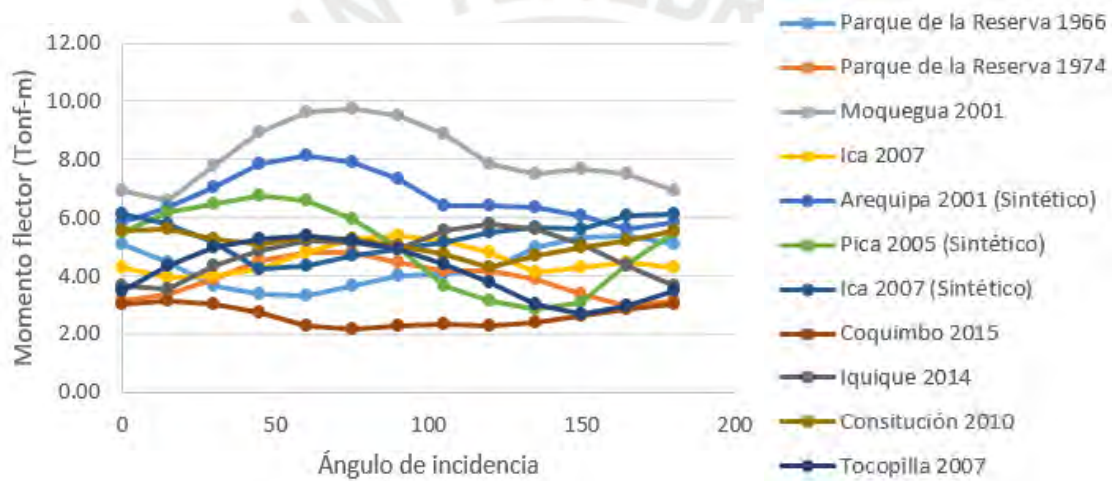


Figura 4.65 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 5

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.23 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 5

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	3.24	5.50
AME escalado	4.26	7.25
Regla 100-30	3.66	6.22
Regla 100-40	3.80	6.46
Regla 100-60	4.07	6.92
Regla CQC3	3.53	6.00
Regla SRSS	3.53	6.00
Factor 1.2	3.88	6.60
Regla 8	3.63	6.16

En la Figura 4.64 y Figura 4.65, al igual que en las columnas, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 75° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua. Por otra parte, en la Tabla 4.23 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla 100%-60%; lo que se vuelve a atribuir a la excentricidad de la estructura.

4.5.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje 6 entre los ejes E y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

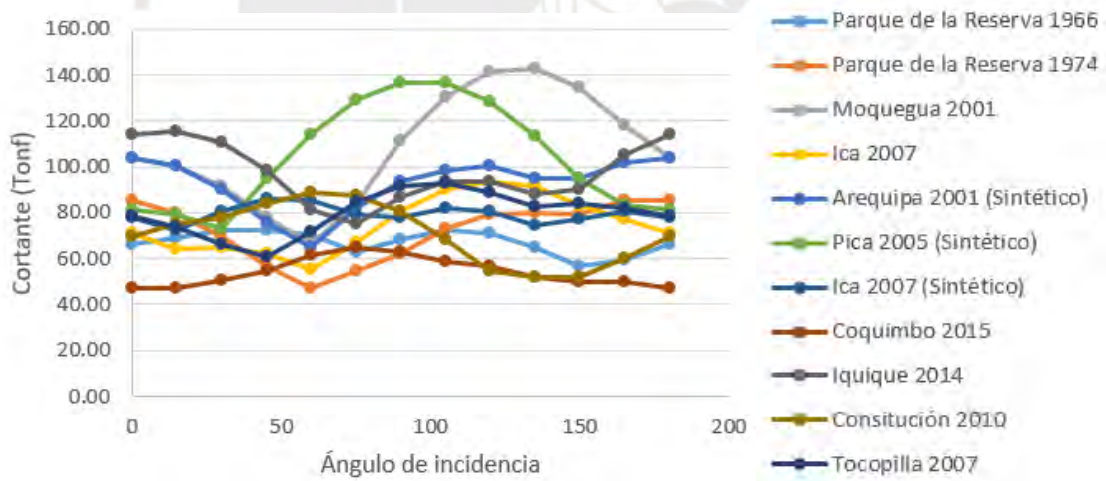


Figura 4.66 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 5

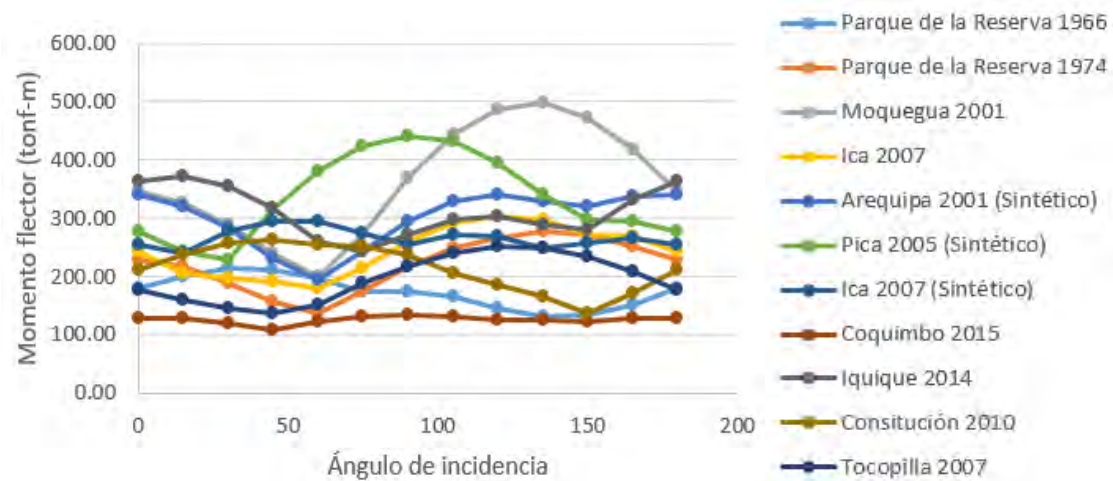


Figura 4.67 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 5

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.24 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 5

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	80.72	261.69
AME escalado	96.32	312.26
Regla 100-30	94.59	307.08
Regla 100-40	99.21	322.21
Regla 100-60	108.46	352.47
Regla CQC3	93.09	302.50
Regla SRSS	93.09	302.50
Factor 1.2	96.87	314.03
Regla 8	90.41	293.09

En la Figura 4.66 y Figura 4.67, al igual que en las columnas, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 135° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua. Por otra parte, en la Tabla 4.24 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la córtate basal estática; lo que se atribuye nuevamente a la excentricidad de la estructura.

4.5.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

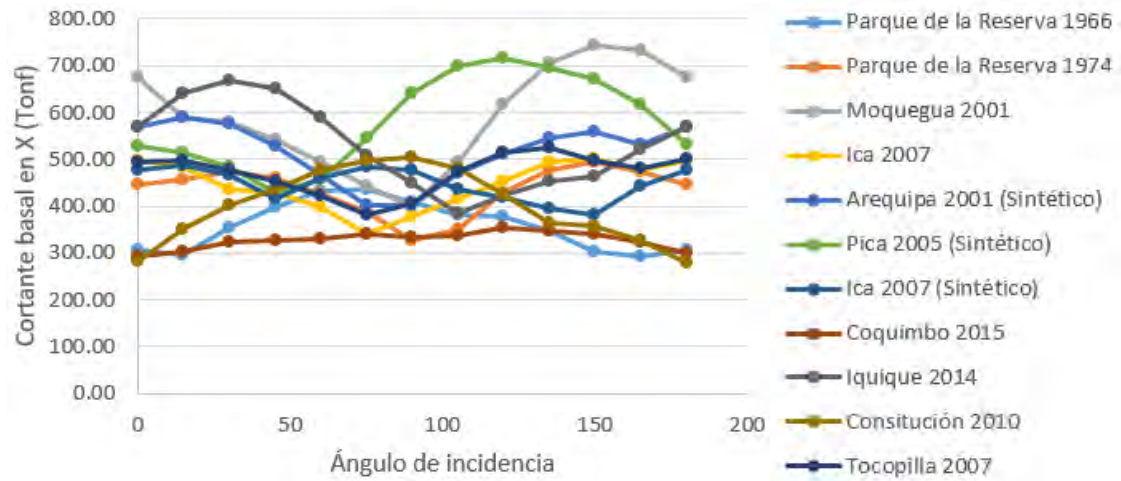


Figura 4.68 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 5

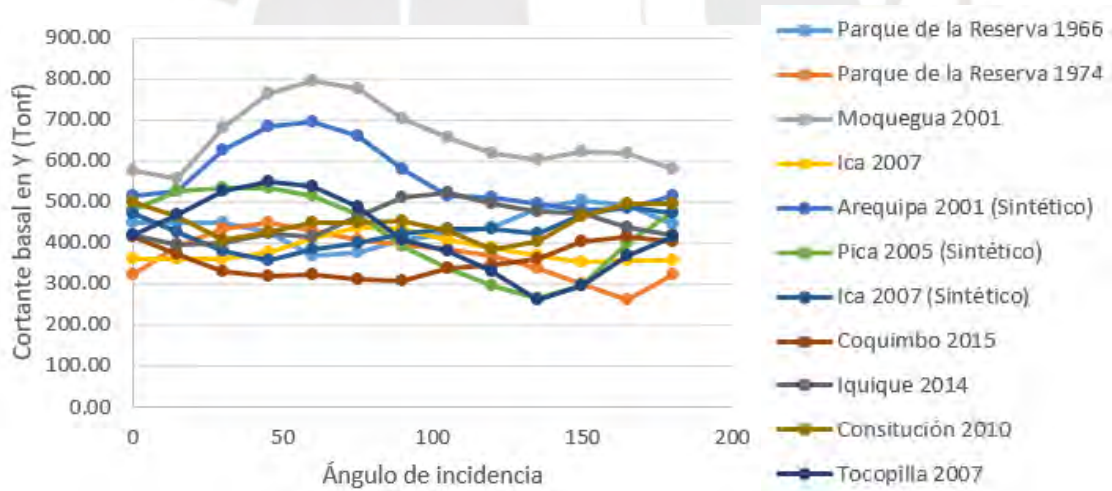


Figura 4.69 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 5

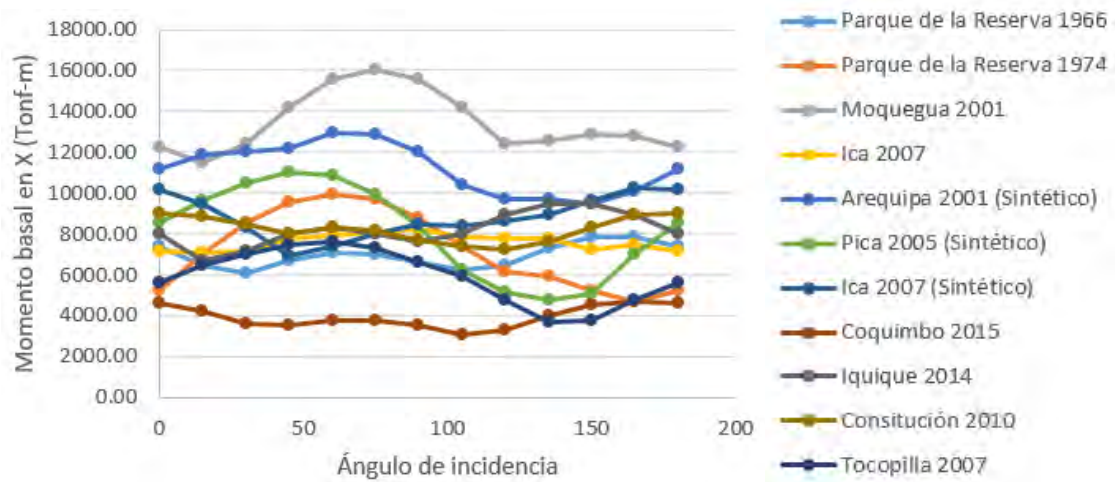


Figura 4.70 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 5

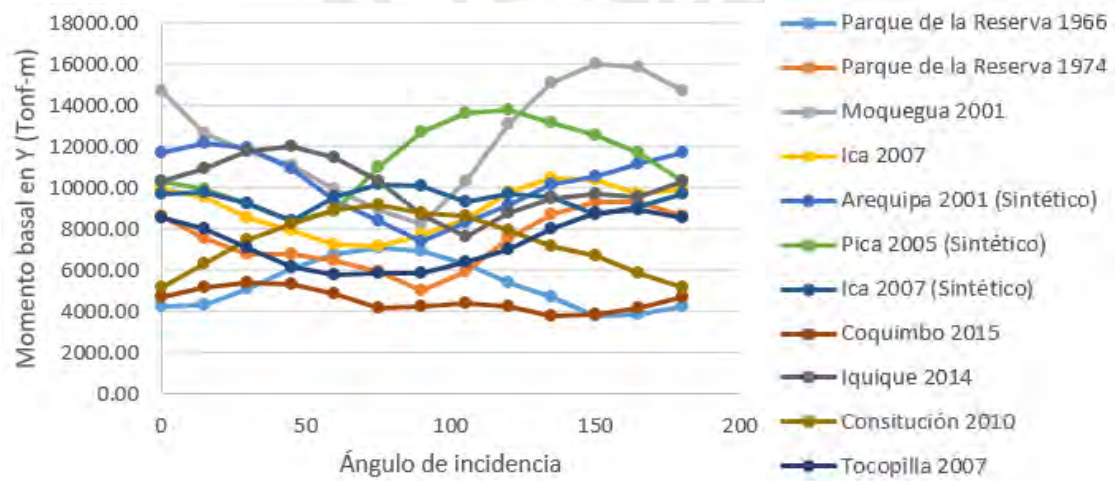


Figura 4.71 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 5

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.25 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 5

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	489.05	443.11	8984.03	9921.10
AME escalado	583.57	583.57	11831.80	11838.51
Regla 100-30	544.06	498.11	10084.95	11018.14
Regla 100-40	562.39	516.45	10451.92	11383.83
Regla 100-60	599.06	553.12	11185.87	12115.19
Regla CQC3	522.29	479.54	9704.62	10573.58
Regla SRSS	522.29	479.54	9704.62	10573.58
Factor 1.2	586.86	531.73	10780.83	11905.32
Regla 8	547.74	496.28	10062.11	11111.63

En la Figura 4.83, Figura 4.84, Figura 4.85 y Figura 4.86 se observa, al igual que en las columnas, vigas y muros, que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.25 se vuelve a observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la córtate basal estática; esto es nuevamente debido a que la estructura tiene una gran excentricidad.

4.5.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, desde la Figura 4.72 a la Figura 4.75 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que la regla 100%-60% presenta los valores más cercanos al 100% del patrón de comparación, lo que se atribuye nuevamente a la excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 64% y el 75% del patrón de comparación, confirmando así que

estos valores van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

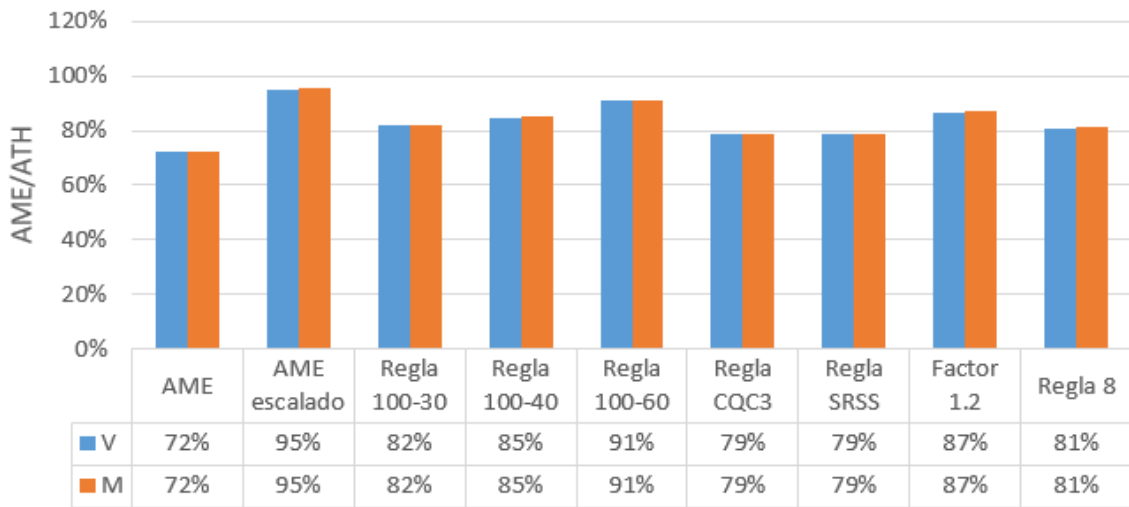


Figura 4.72 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 5

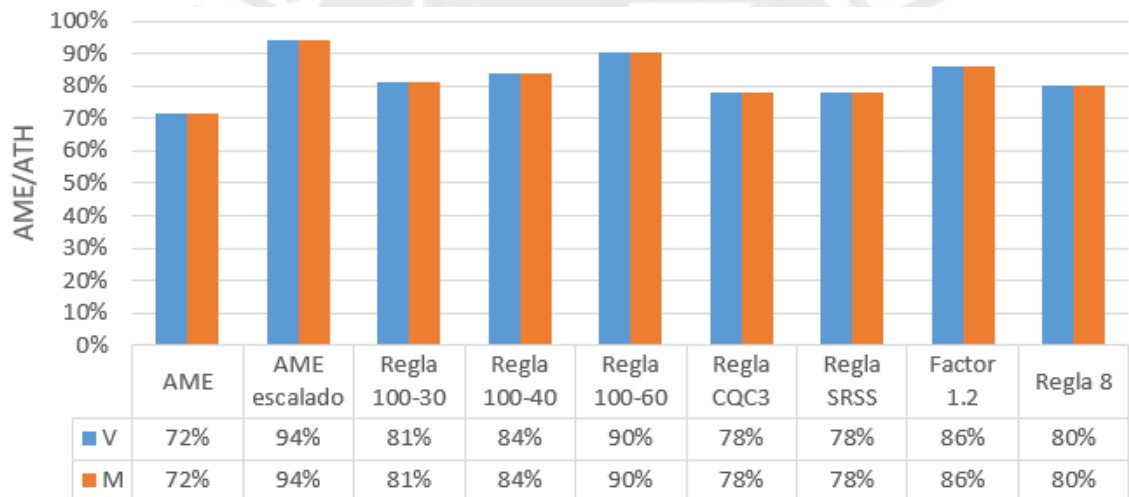


Figura 4.73 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 5

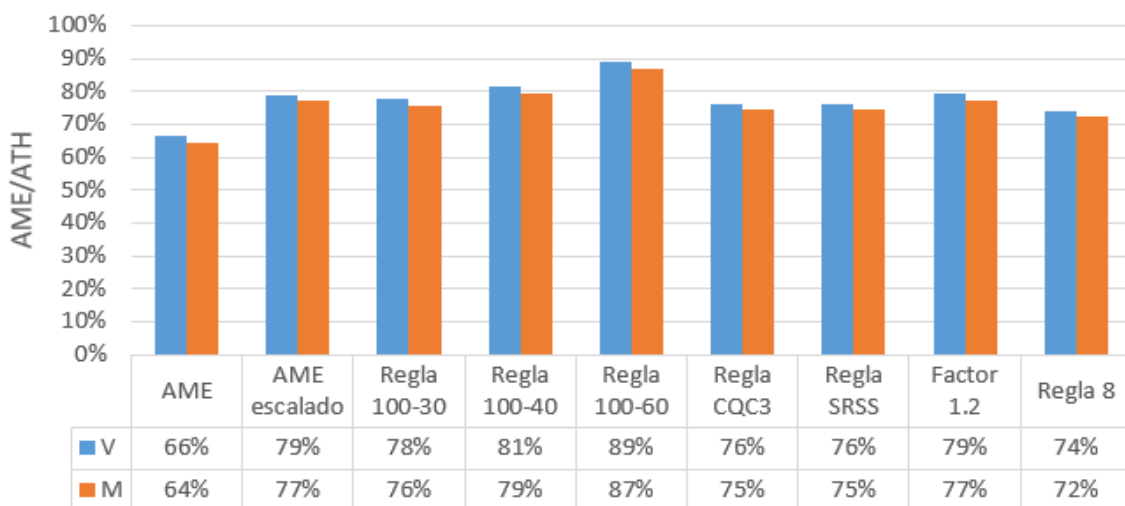


Figura 4.74 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 5

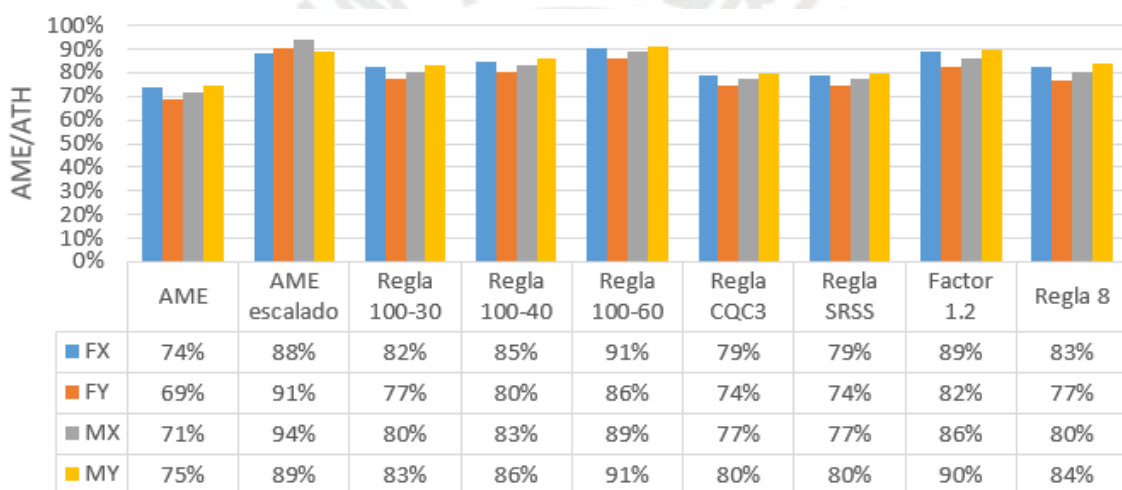


Figura 4.75 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 5

4.6 MODELO 6

Para el modelo 6 se ha considerado una estructura de 10 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $60 \times 60 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad geométrica vertical.

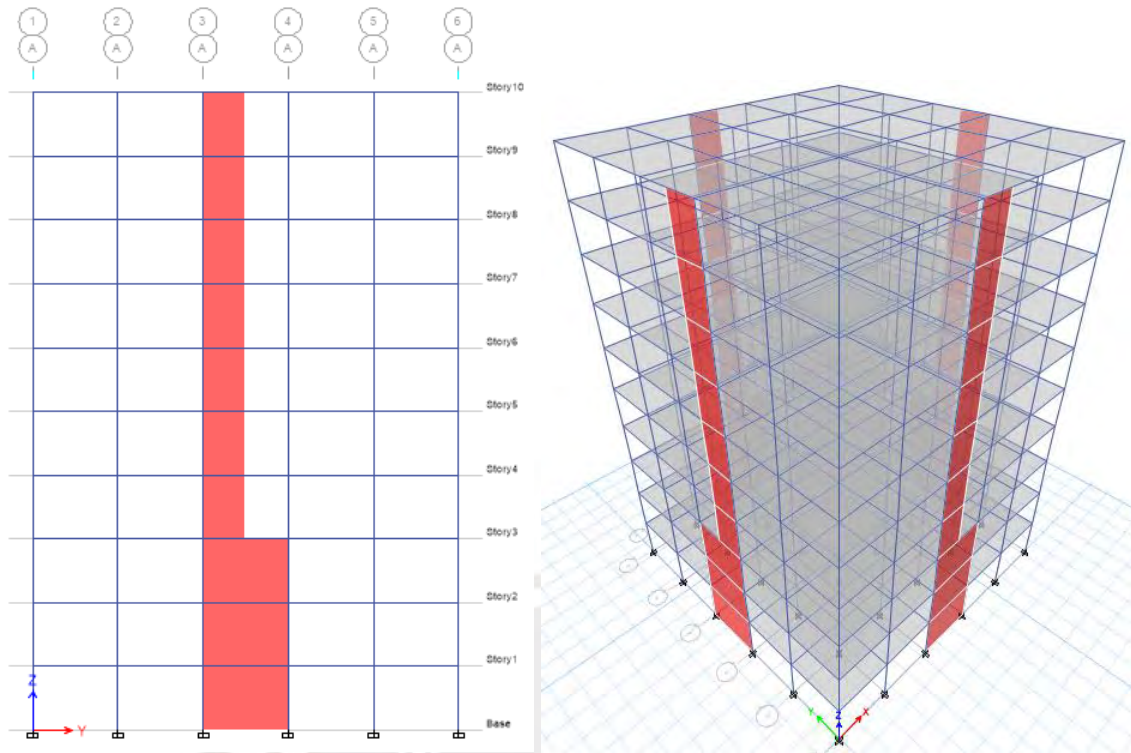


Figura 4.76 Elevación del eje exterior y vista 3D del modelo 6

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.26 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 6

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.897	0.3439	0.3439	0.3439	0.3439	0	0
2	0.897	0.3439	0.3439	0.6878	0.6878	0	0
3	0.684	0	0	0.6878	0.6878	0.6604	0.6604
4	0.264	0.0744	0.0744	0.7621	0.7621	0	0.6604
5	0.264	0.0744	0.0744	0.8365	0.8365	0	0.6604
6	0.195	0	0	0.8365	0.8365	0.1559	0.8162
7	0.145	0.0354	0.0354	0.8719	0.8719	0.00002076	0.8162
8	0.145	0.0354	0.0354	0.9074	0.9074	0	0.8162
9	0.107	0	0	0.9074	0.9074	0.083	0.8993
10	0.089	0.0167	0.0167	0.9241	0.9241	5.601E-07	0.8993
11	0.089	0.0167	0.0167	0.9408	0.9408	0	0.8993
12	0.065	0	0	0.9408	0.9408	0.0371	0.9364
13	0.06	0.0107	0.0107	0.9515	0.9515	0	0.9364

4.6.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 6 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

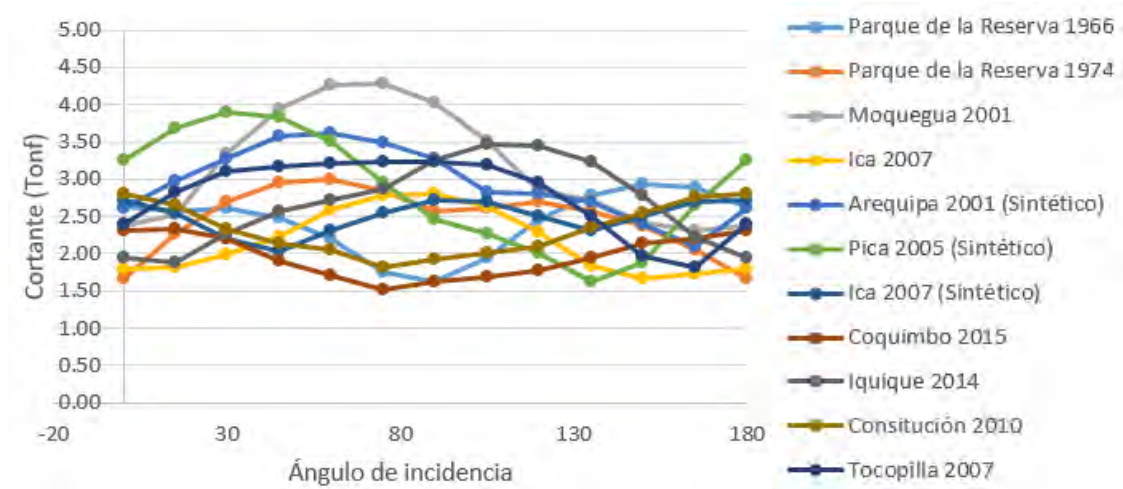


Figura 4.77 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 6

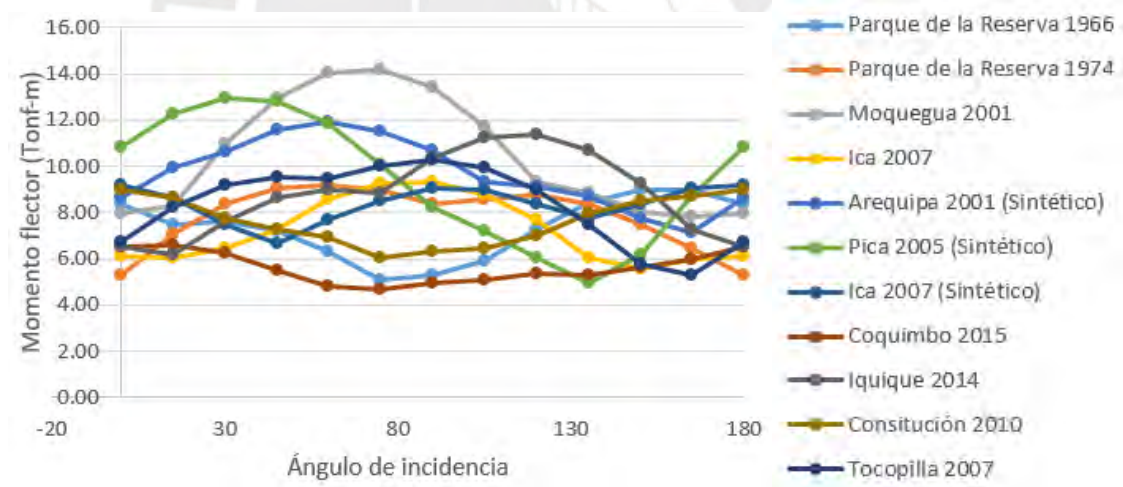


Figura 4.78 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 6

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.27 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 6

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.97	10.01
AME escalado	3.59	12.10
Regla 100-30	2.97	10.01
Regla 100-40	2.97	10.02
Regla 100-60	2.97	10.02
Regla CQC3	2.97	10.01
Regla SRSS	2.97	10.01
Factor 1.2	3.57	12.02
Regla 8	3.33	11.21

En la Figura 4.77 y Figura 4.33, al igual que en el modelo 5, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 75° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.27 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.6.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del sexto piso ubicada en el eje C entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

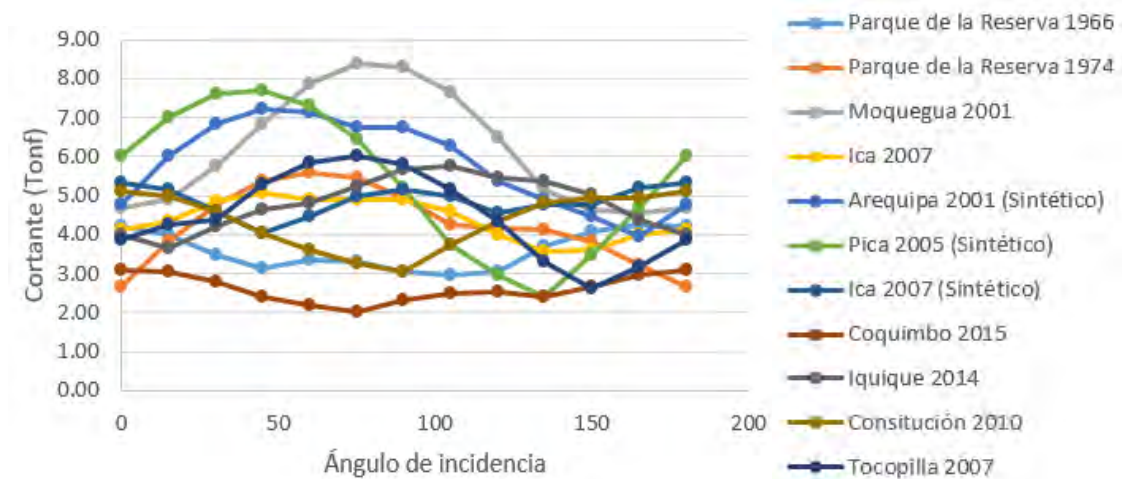


Figura 4.79 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 6

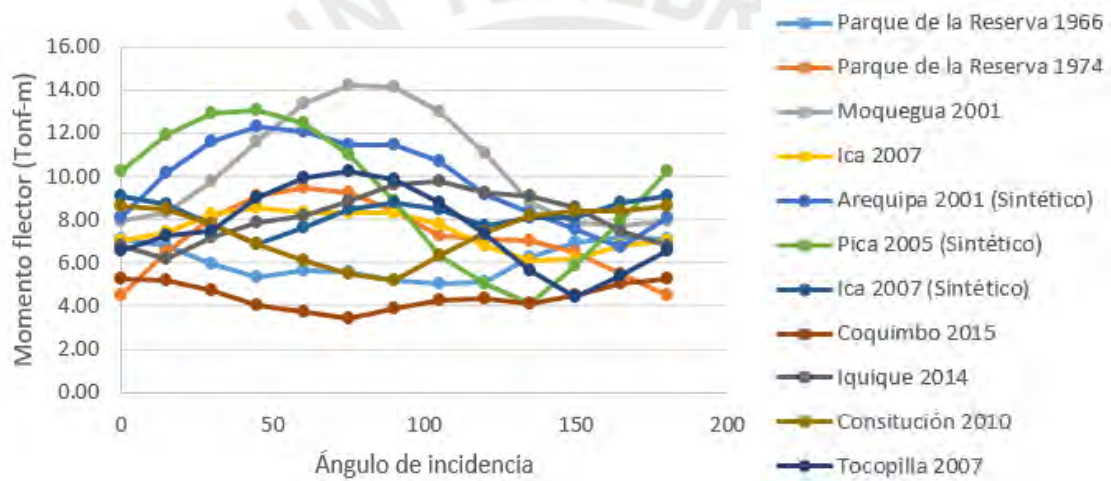


Figura 4.80 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 6

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.28 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 6

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	5.64	9.60
AME escalado	6.82	11.60
Regla 100-30	5.65	9.60
Regla 100-40	5.65	9.60
Regla 100-60	5.65	9.60
Regla CQC3	5.64	9.60
Regla SRSS	5.64	9.60
Factor 1.2	6.77	11.51
Regla 8	6.32	10.75

A diferencia de los demás modelos, debido a la irregularidad geométrica vertical, la mayor diferencia entre los resultados del ATH y el AME en las vigas se presentaron en el sexto piso. En ese sentido, en la Figura 4.79 y Figura 4.80 se observa que las respuestas máximas, al igual que en las columnas, se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 30° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.28 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.6.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del sexto piso ubicado en el eje A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

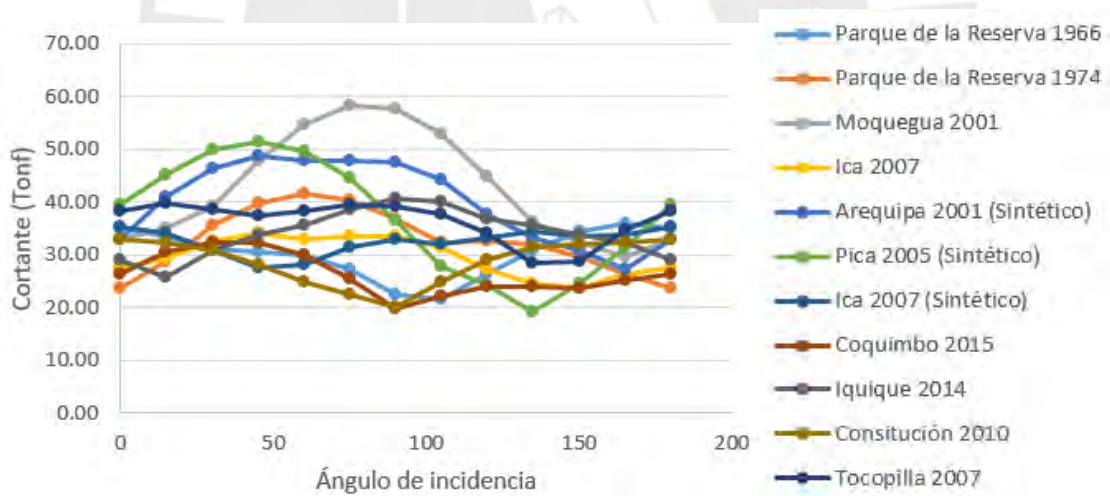


Figura 4.81 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 6

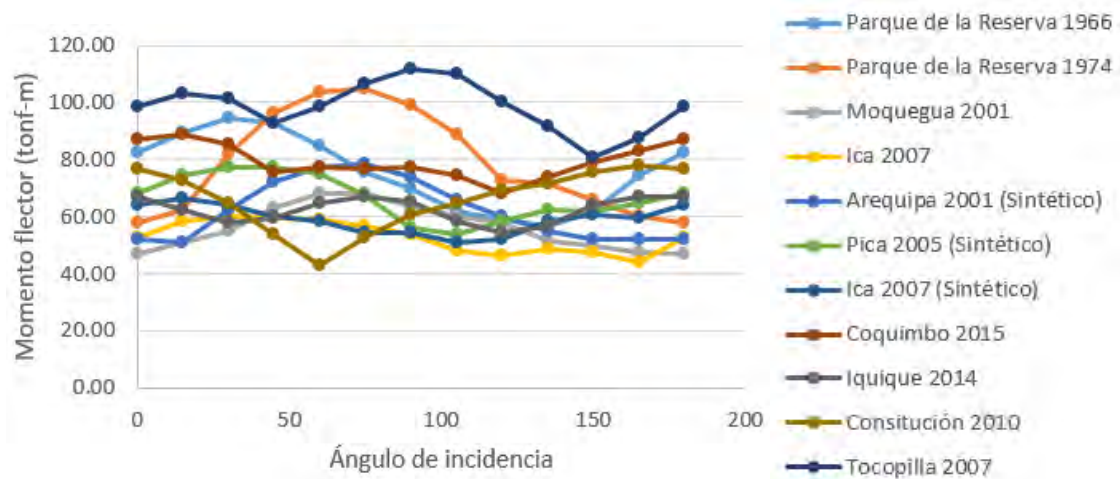


Figura 4.82 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 6

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.29 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 6

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	39.92	63.92
AME escalado	48.24	77.24
Regla 100-30	40.11	64.27
Regla 100-40	40.18	64.39
Regla 100-60	40.31	64.62
Regla CQC3	39.92	63.93
Regla SRSS	39.92	63.93
Factor 1.2	47.90	76.70
Regla 8	44.71	71.59

A diferencia de los demás modelos, debido a la irregularidad geométrica vertical, la mayor diferencia entre los resultados del ATH y el AME en los muros se presentaron en el sexto piso. En ese sentido, en la Figura 4.81 y Figura 4.33 figura 4.82 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua para la fuerza cortante, y el registro de Tocopilla para el momento flector. Además, en esta ocasión se observa que los gráficos presentan una tendencia diferente entre ellos; esto se debe a que el muro de control se encuentra en el sexto piso, pues en todos muros se observó que a medida que se alejan más del nivel del suelo las gráficas de fuerza cortante y momento flector dejan de presentar una misma tendencia. Por otra parte, en la Tabla 4.29 se observa que las

máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.6.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

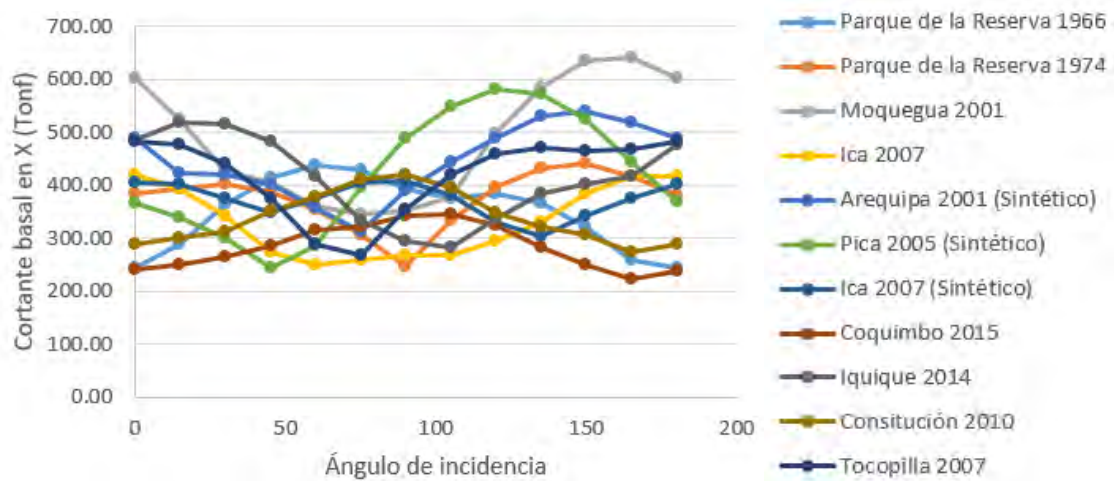


Figura 4.83 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 6

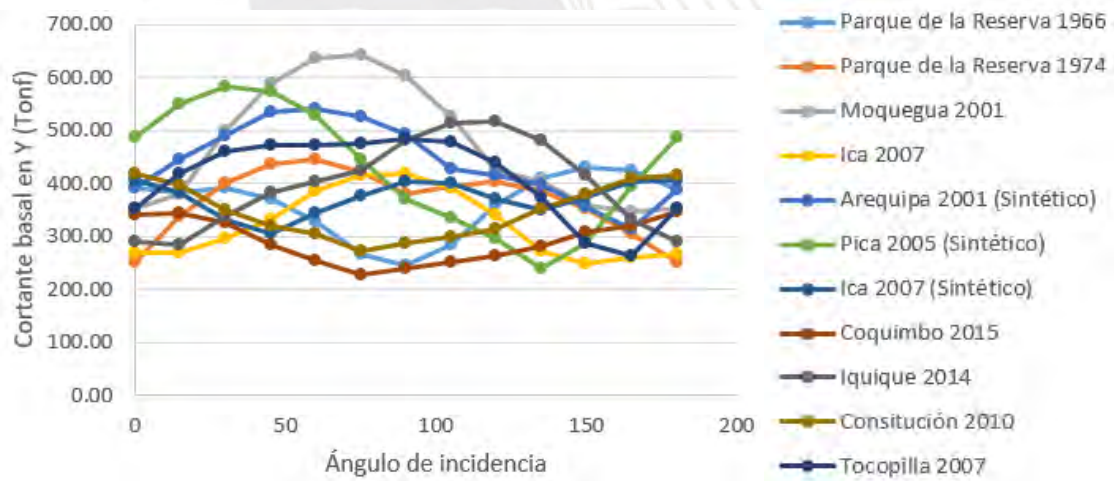


Figura 4.84 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 6

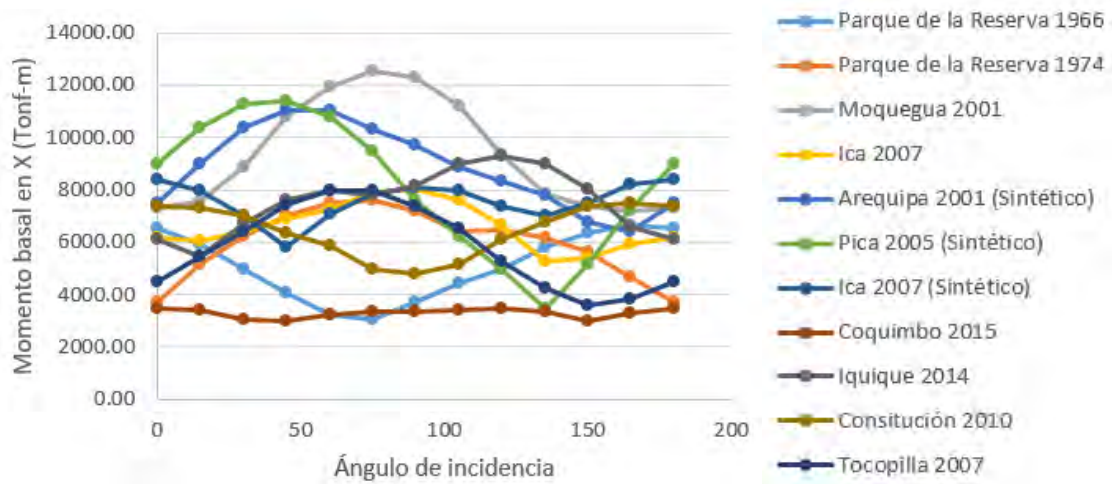


Figura 4.85 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 6

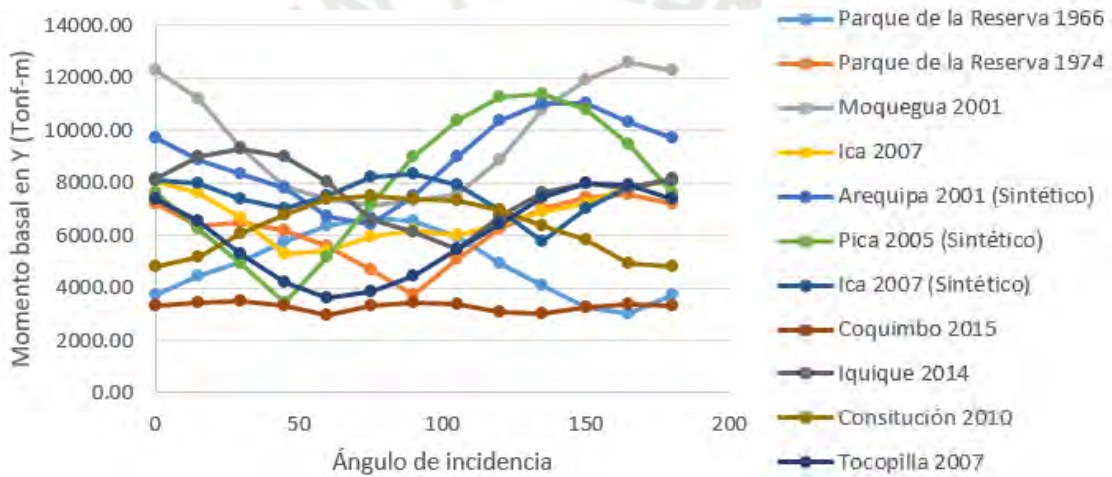


Figura 4.86 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 6

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.30 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 6

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	419.63	419.63	8601.20	8601.20
AME escalado	507.08	507.08	10393.69	10393.69
Regla 100-30	419.63	419.63	8601.25	8601.25
Regla 100-40	419.63	419.63	8601.26	8601.26
Regla 100-60	419.64	419.64	8601.29	8601.29
Regla CQC3	419.63	419.63	8601.20	8601.20
Regla SRSS	419.63	419.63	8601.20	8601.20
Factor 1.2	503.56	503.56	10321.45	10321.45
Regla 8	469.99	469.99	9633.35	9633.35

De la Figura 4.83 a la Figura 4.86, al igual que en el modelo 5, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.30 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Además, las reglas de los porcentajes calculan valores muy similares entre ellos, lo que se atribuye a que la estructura tiene poca excentricidad.

4.6.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, de la Figura 4.87 a la Figura 4.90 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la cortante basal son las más cercanas al 100% del patrón de comparación. Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 66% y el 81% del patrón de comparación, confirmando así que

estos valores van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamental de la estructura. Por último, debido a que el muro de control se encuentra en el sexto piso, en la Figura 4.89 se aprecia la diferencia de estimación entre la fuerza cortante y momento flector; esto apoya al hecho que las gráficas de estas respuestas (Figura 4.81 y Figura 4.82) no presentan una misma tendencia.

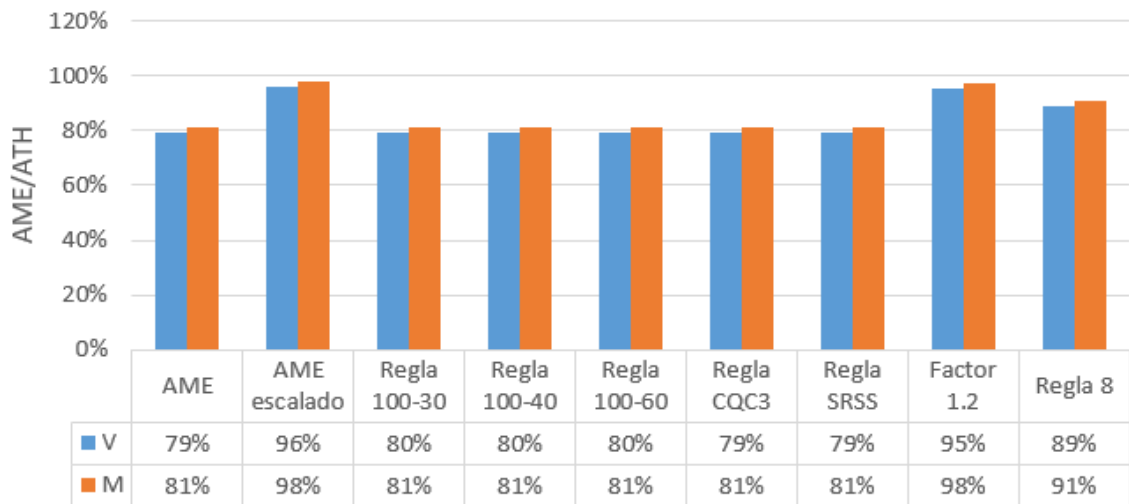


Figura 4.87 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 6

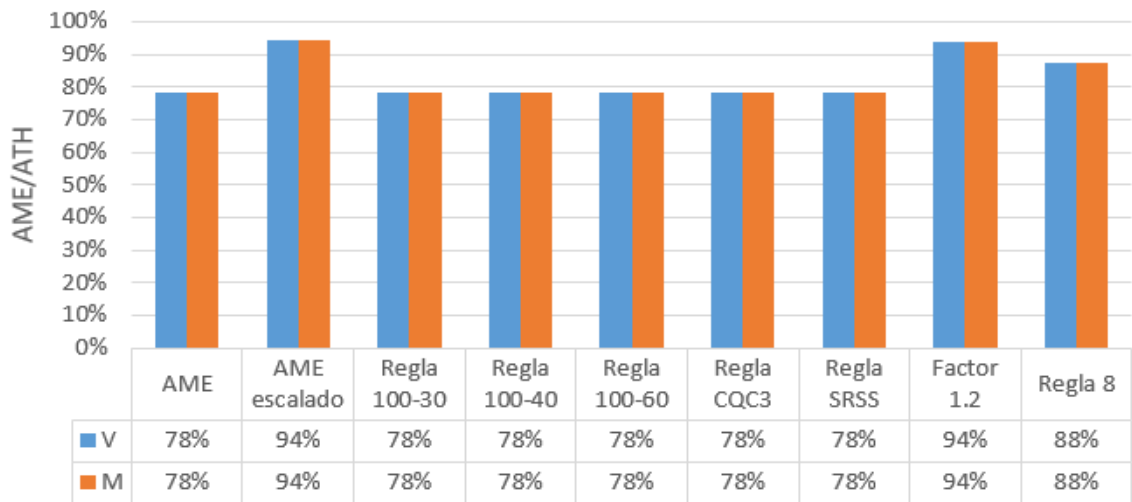


Figura 4.88 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 6

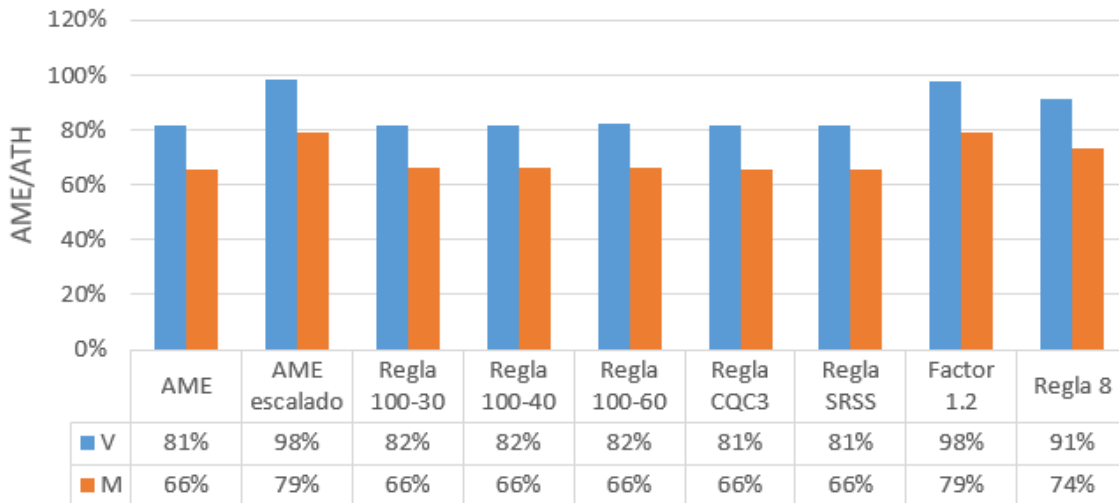


Figura 4.89 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 6

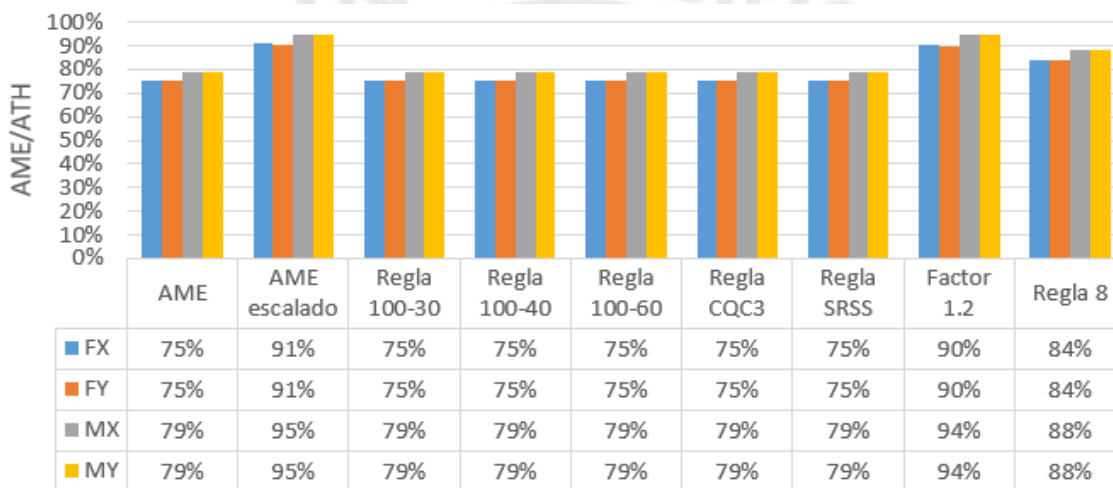


Figura 4.90 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 6

4.7 MODELO 7

Para el modelo 7 se ha considerado una estructura de 13 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f_c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $65 \times 65 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es el de esquinas entrantes.

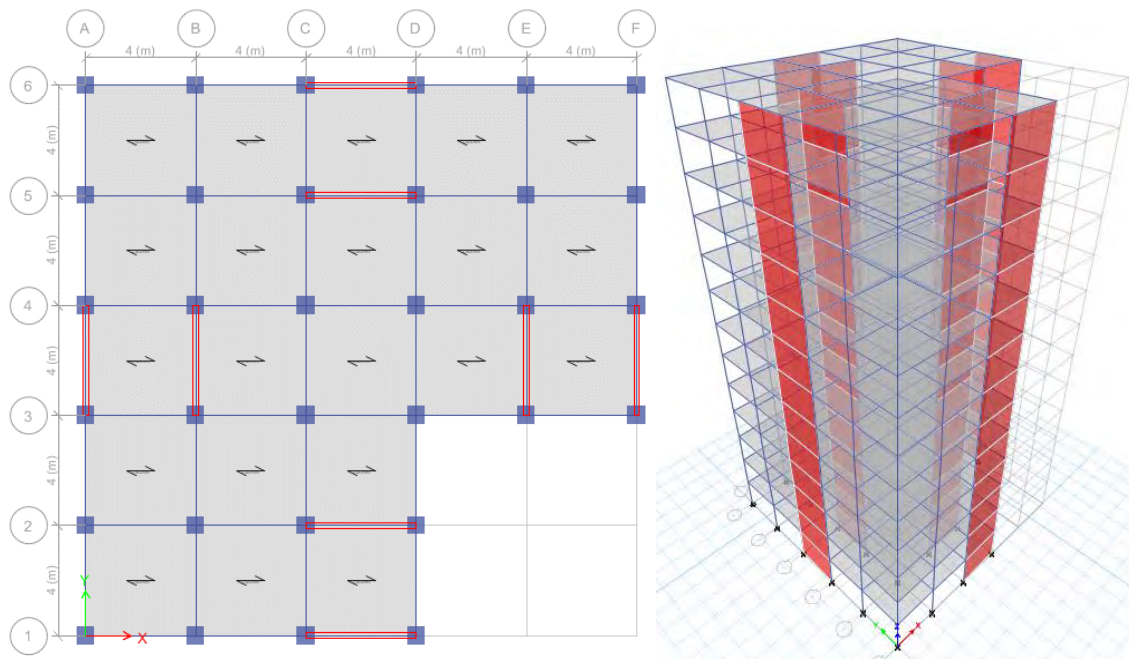


Figura 4.91 Piso típico y vista 3D del modelo 7

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.31 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 7

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	0.989	0.344	0.344	0.344	0.344	0.0001	0.0001
2	0.986	0.3441	0.3441	0.6882	0.6882	0	0.0001
3	0.777	0.0002	0.0002	0.6884	0.6884	0.6818	0.6819
4	0.239	0.0839	0.0839	0.7722	0.7722	0.0013	0.6832
5	0.238	0.0851	0.0851	0.8574	0.8574	0	0.6832
6	0.18	0.0012	0.0012	0.8586	0.8586	0.1744	0.8576
7	0.105	0.0319	0.0319	0.8905	0.8905	0.0013	0.8589
8	0.104	0.0328	0.0328	0.9233	0.9233	0	0.8589
9	0.078	0.0008	0.0008	0.9241	0.9241	0.0655	0.9244
10	0.063	0.0157	0.0157	0.9398	0.9398	0.0007	0.9252
11	0.062	0.0161	0.0161	0.9559	0.9559	0	0.9252

4.7.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 6 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

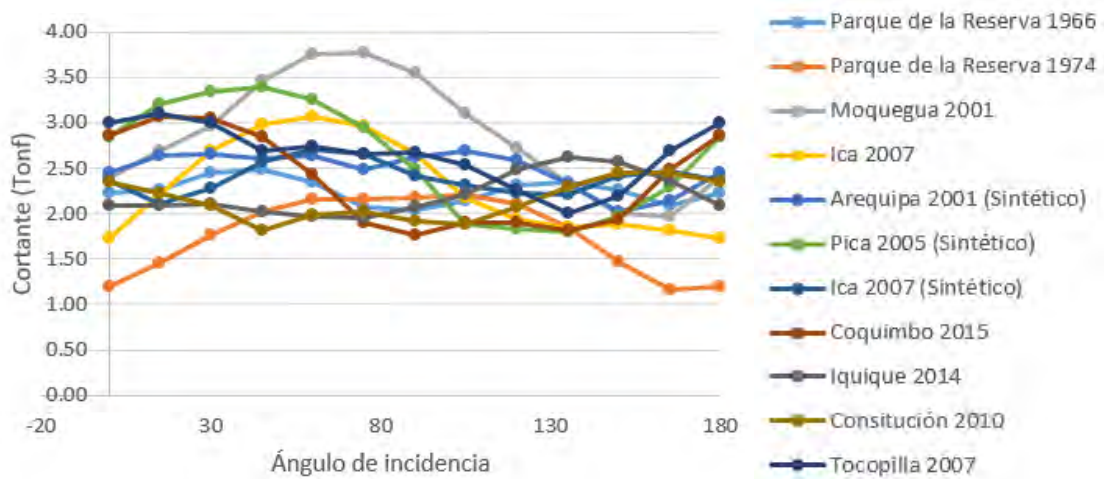


Figura 4.92 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 7

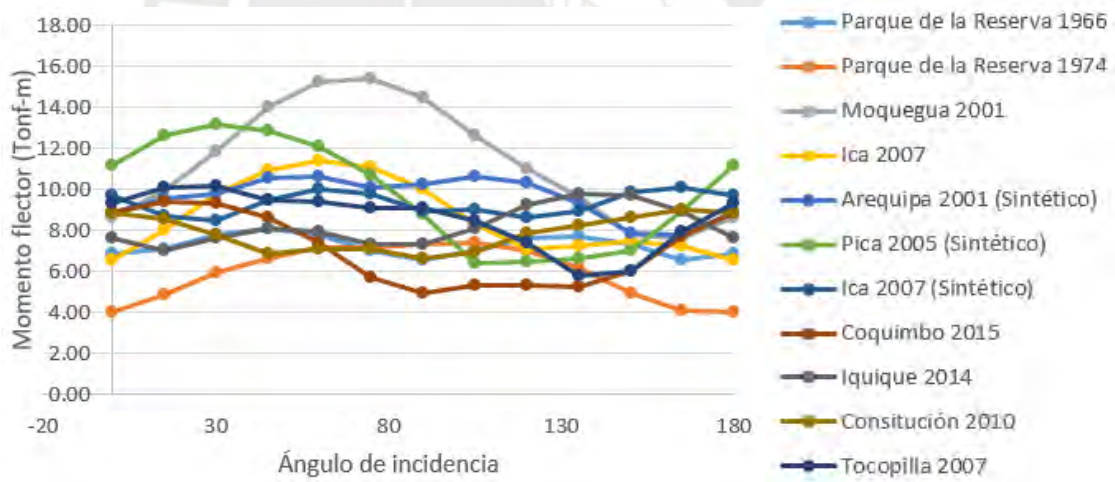


Figura 4.93 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 7

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.32 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 7

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.58	9.98
AME escalado	3.06	11.86
Regla 100-30	2.63	10.12
Regla 100-40	2.64	10.16
Regla 100-60	2.67	10.25
Regla CQC3	2.58	9.99
Regla SRSS	2.58	9.99
Factor 1.2	3.10	11.98
Regla 8	2.89	11.18

En la Figura 4.92 y Figura 4.93, al igual que en los modelos 5 y 6, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 75° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.32 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME al igual que en el modelo 4, fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; atribuyéndose esto nuevamente a que la regla del escalado disminuye al igual que el AME sin escalar.

4.7.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje C entre los ejes 4 y 5. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

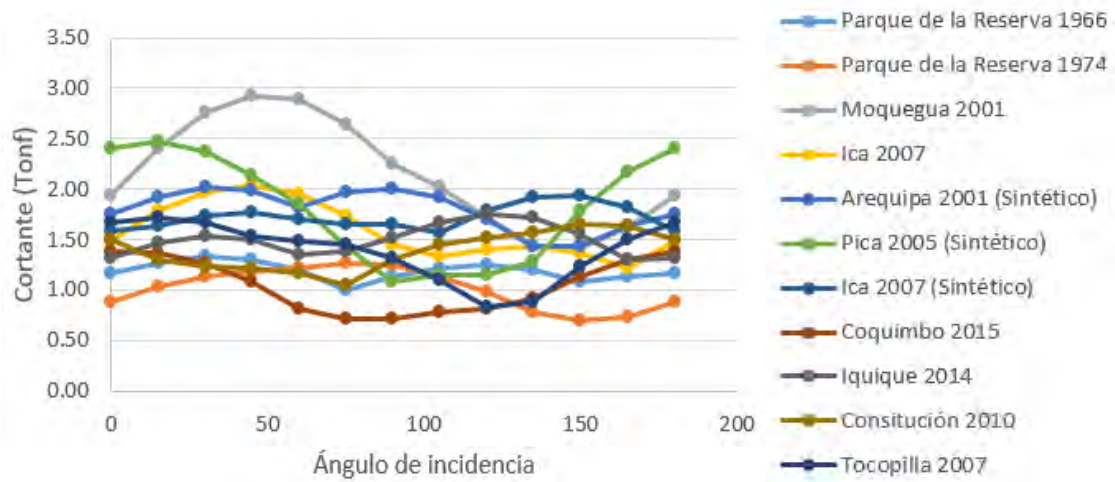


Figura 4.94 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 7

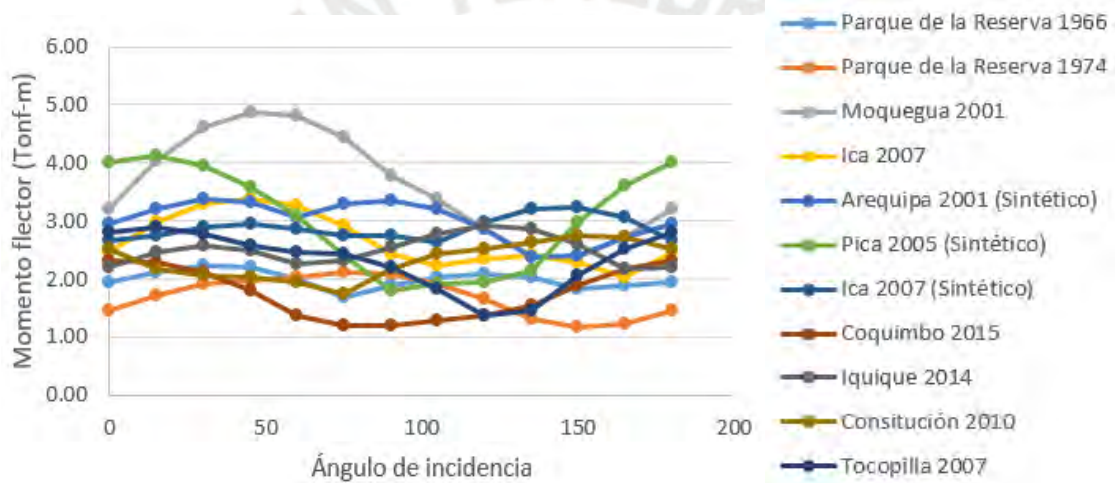


Figura 4.95 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 7

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.33 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 7

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	1.66	2.77
AME escalado	1.97	3.28
Regla 100-30	1.84	3.07
Regla 100-40	1.90	3.17
Regla 100-60	2.02	3.38
Regla CQC3	1.77	2.95
Regla SRSS	1.77	2.95
Factor 1.2	1.99	3.32
Regla 8	1.85	3.10

En la Figura 4.94 y Figura 4.33 se observa que las respuestas máximas, al igual que en las columnas, se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 45° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.33 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de las reglas del factor 1.2 y del escalado a la cortante basal estática. Las reglas de los porcentajes presentan valores mayores debido a que la viga de control se encuentra alineada con el eje Y, y a su vez se encuentra conectada a un muro alineado con el eje X; por lo que, tiene respuestas igual de importantes en ambas direcciones. Esto último indica que las respuestas calculadas con las reglas de los porcentajes no sólo dependen de la excentricidad de la estructura, sino también de la ubicación de los elementos estructurales.

4.7.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje B. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

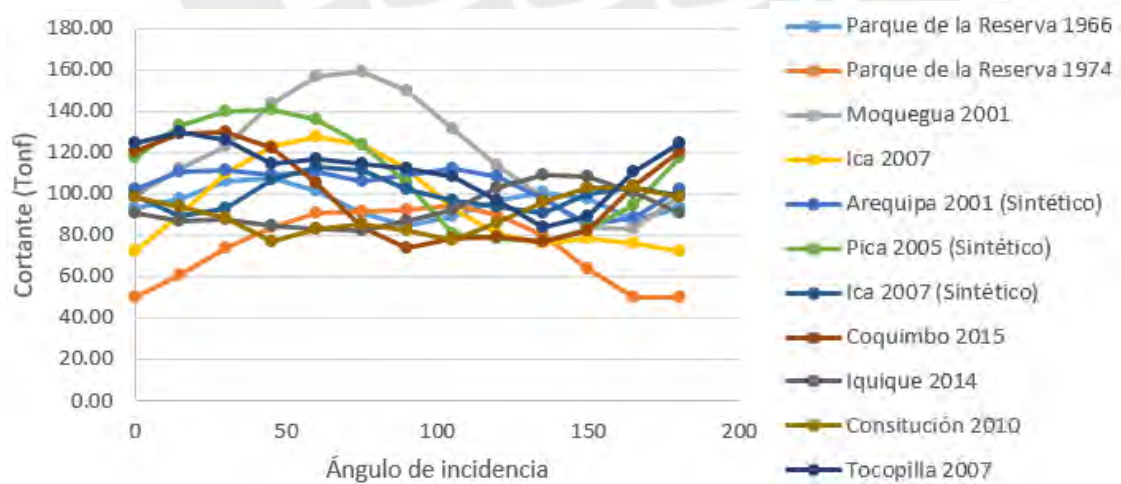


Figura 4.96 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 7

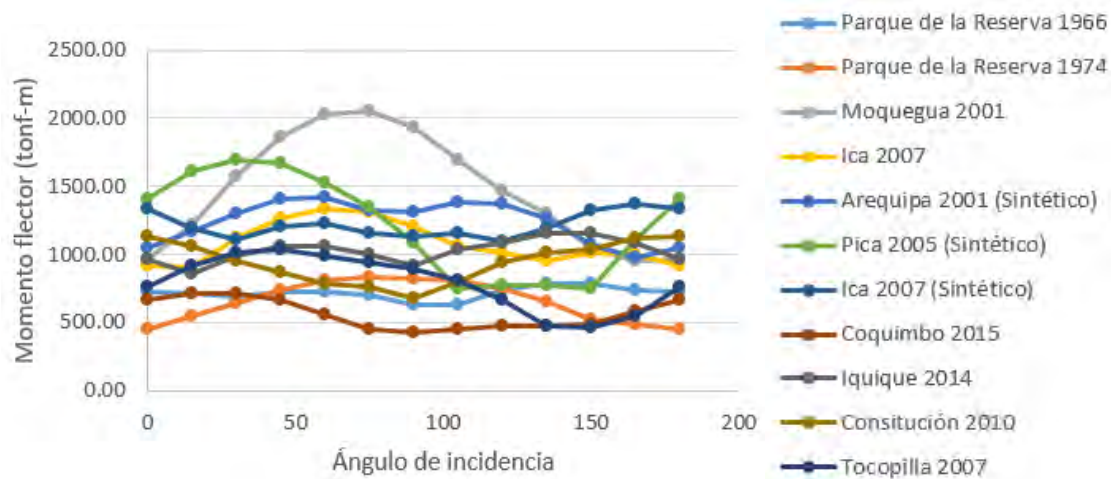


Figura 4.97 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 7

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.34 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 7

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	105.05	1235.96
AME escalado	124.76	1467.85
Regla 100-30	106.35	1244.26
Regla 100-40	106.78	1247.03
Regla 100-60	107.64	1252.56
Regla CQC3	105.14	1236.27
Regla SRSS	105.14	1236.27
Factor 1.2	126.06	1483.16
Regla 8	117.66	1384.28

En la Figura 4.96 y Figura 4.33 figura 4.97 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 75° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.34 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.7.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

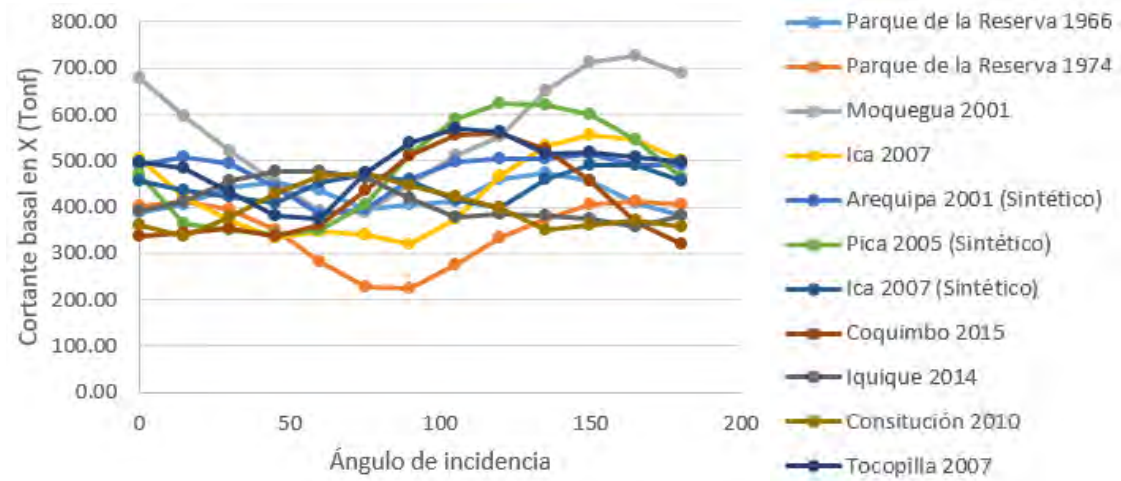


Figura 4.98 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 7

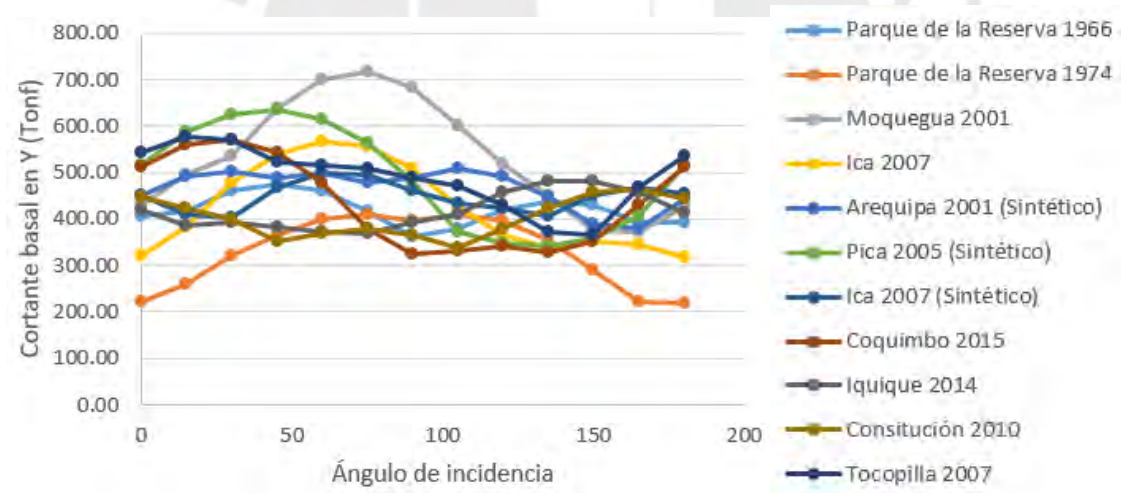


Figura 4.99 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 7

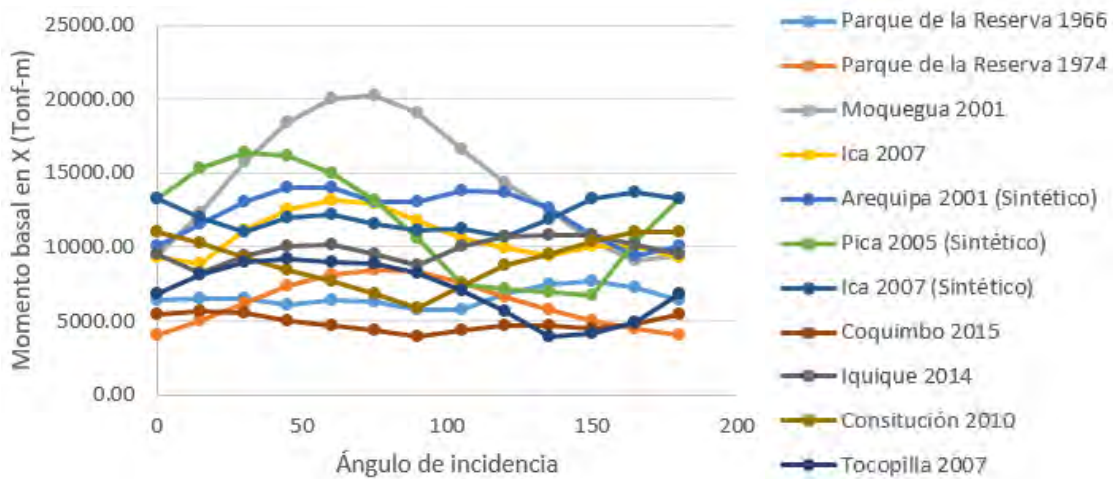


Figura 4.100 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 7

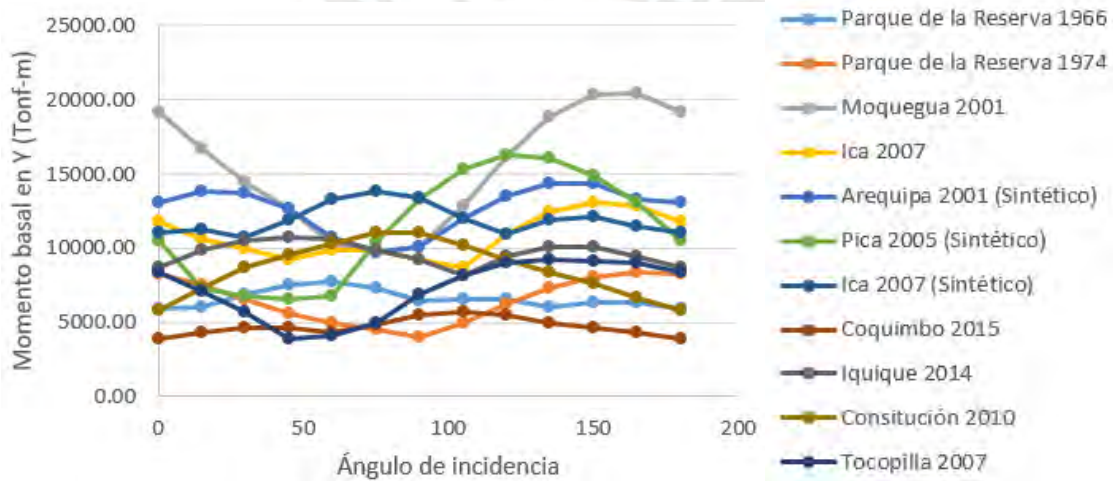


Figura 4.101 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 7

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.35 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 7

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	451.93	451.93	11634.55	11634.55
AME escalado	536.72	536.72	13817.42	13817.42
Regla 100-30	455.30	455.30	11702.92	11702.92
Regla 100-40	456.42	456.42	11725.71	11725.71
Regla 100-60	458.67	458.67	11771.28	11771.28
Regla CQC3	452.07	452.07	11636.79	11636.79
Regla SRSS	452.07	452.07	11636.79	11636.79
Factor 1.2	542.32	542.32	13961.46	13961.46
Regla 8	506.16	506.16	13030.70	13030.70

De la Figura 4.98 a la Figura 4.101, al igual que en los modelos 5 y 6, se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.35 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática.

4.7.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, de la Figura 4.102 a la Figura 4.105 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la cortante basal son las más cercanas al 100% del patrón de comparación. Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 71% y el 79% del patrón de comparación,

confirmando así que estos valores van disminuyendo a medida que aumenta el periodo fundamenta de la estructura.

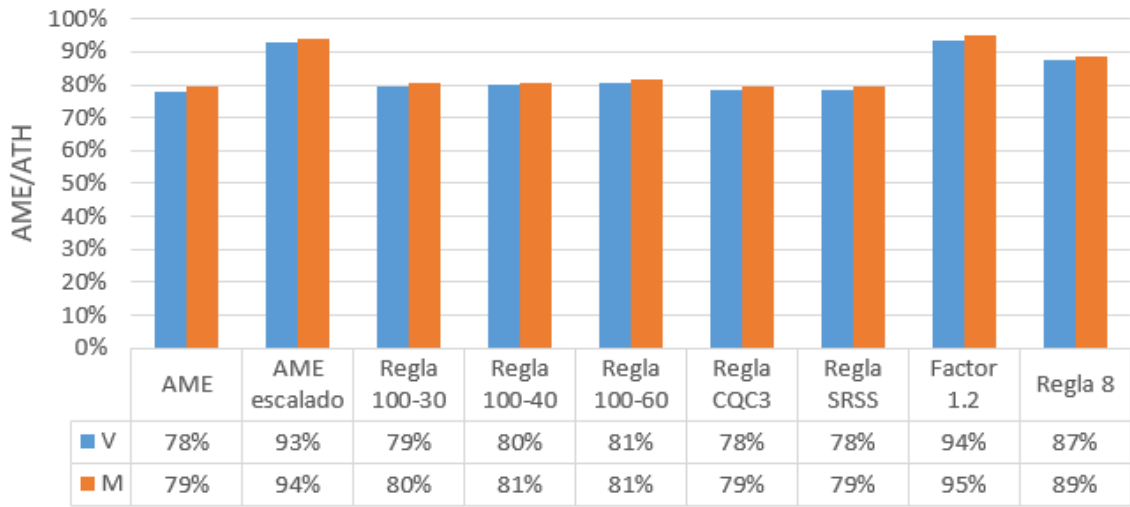


Figura 4.102 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 7

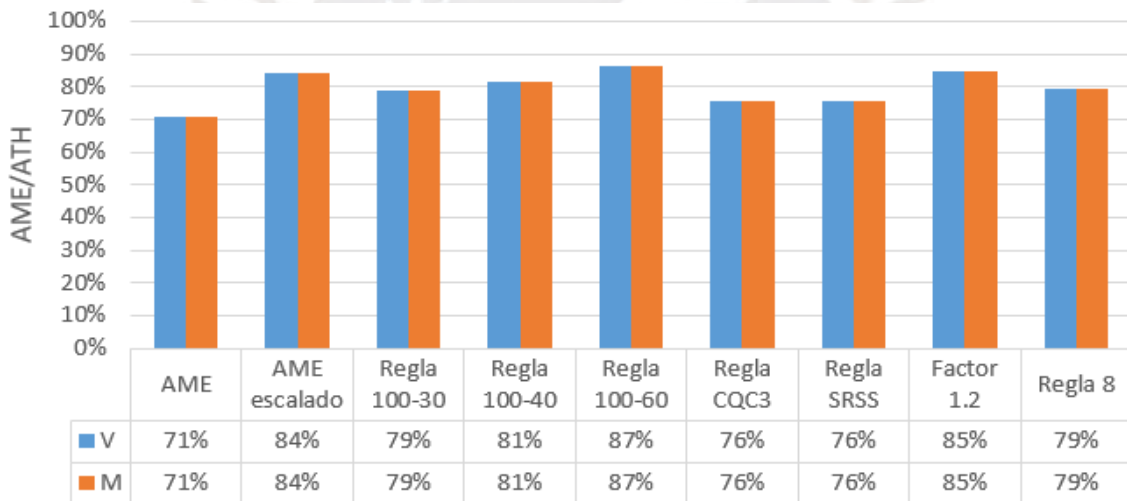


Figura 4.103 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 7

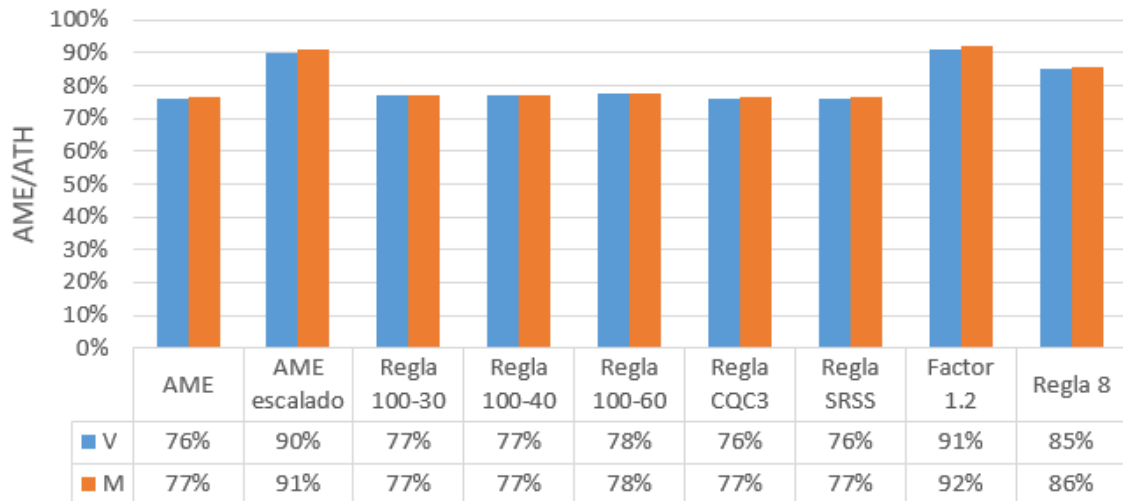


Figura 4.104 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 7

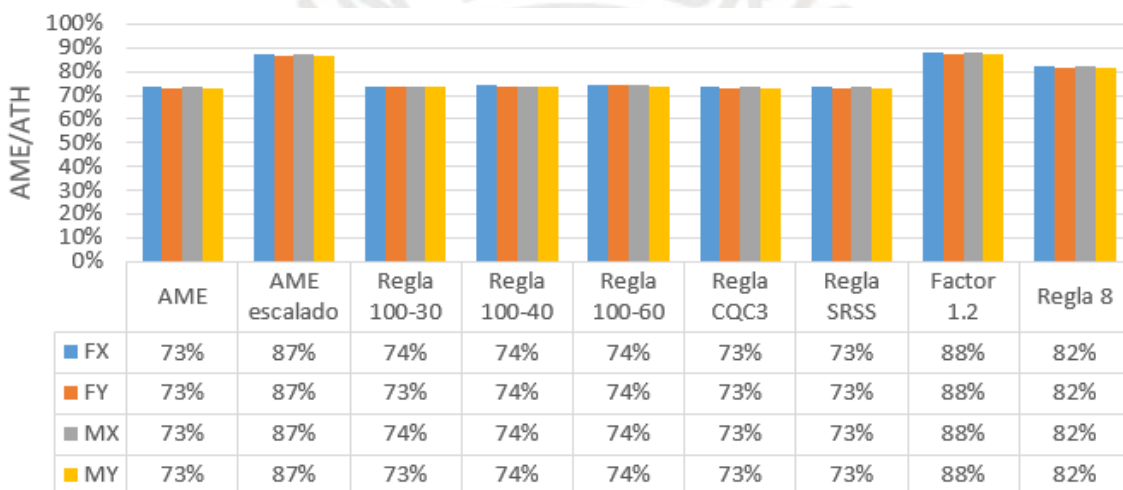


Figura 4.105 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 7

4.8 MODELO 8

Para el modelo 8 se ha considerado una estructura de 13 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $65 \times 65 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad torsional.

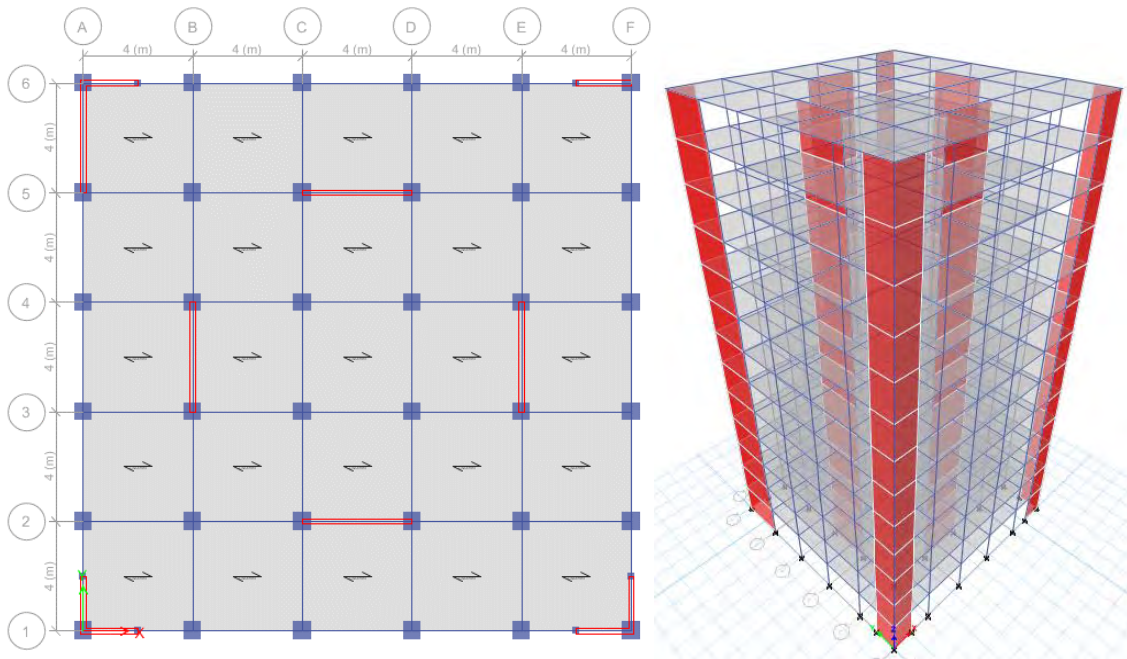


Figura 4.106 Piso típico y vista 3D del modelo 8

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.36 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 8

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	1.034	0.3083	0.3678	0.3083	0.3678	0.0349	0.0349
2	1.005	0.4026	0.2765	0.7108	0.6443	0.0302	0.0651
3	0.782	0.0001	0.0586	0.7109	0.7029	0.642	0.7071
4	0.274	0.0771	0.0636	0.788	0.7665	0.0091	0.7162
5	0.265	0.0737	0.0665	0.8617	0.833	0.0119	0.7282
6	0.198	0.0001	0.0287	0.8618	0.8616	0.1351	0.8633
7	0.126	0.0289	0.0257	0.8906	0.8873	0.005	0.8683
8	0.122	0.0306	0.0233	0.9212	0.9106	0.0059	0.8742
9	0.09	0.00003895	0.0132	0.9213	0.9237	0.0487	0.9229
10	0.075	0.0138	0.0138	0.935	0.9375	0.0032	0.9261
11	0.073	0.017	0.0107	0.9521	0.9482	0.0031	0.9292
12	0.054	0.00000474	0.0074	0.9521	0.9556	0.0235	0.9527

4.8.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del primer piso ubicada en la intersección de los ejes 4 y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

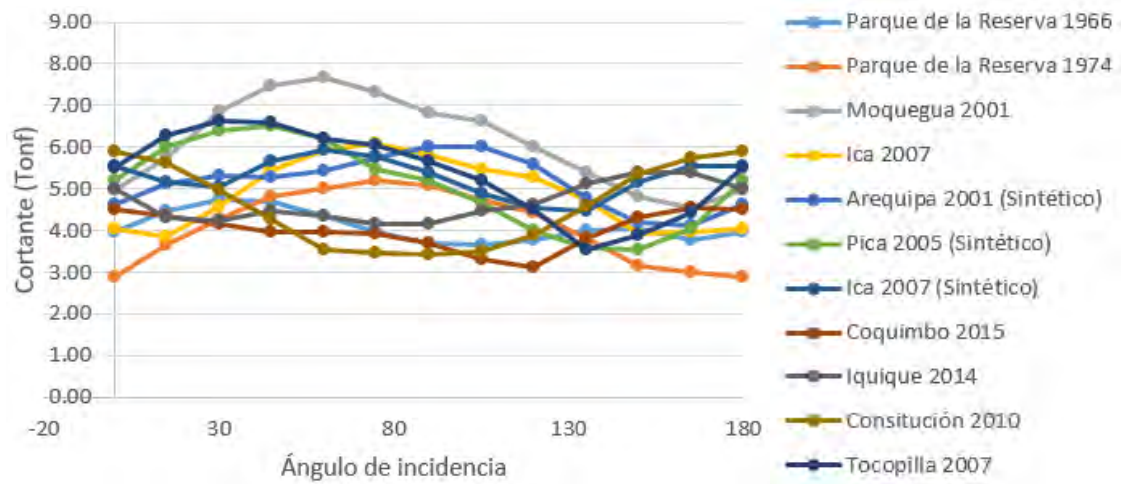


Figura 4.107 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 8

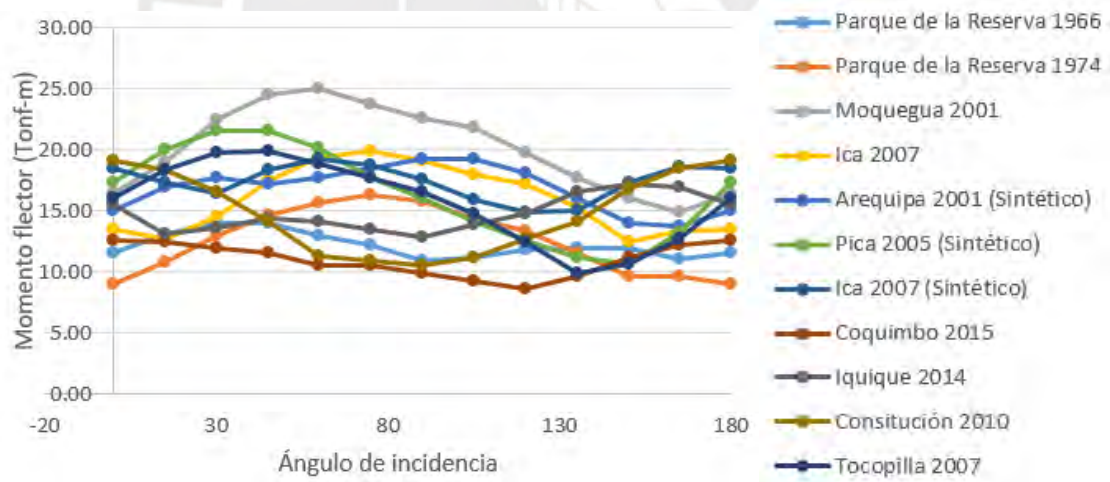


Figura 4.108 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 8

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.37 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 8

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	5.52	18.19
AME escalado	7.04	23.19
Regla 100-30	5.91	19.45
Regla 100-40	6.03	19.83
Regla 100-60	6.26	20.60
Regla CQC3	5.68	18.69
Regla SRSS	5.68	18.69
Factor 1.2	6.63	21.83
Regla 8	6.19	20.37

En la Figura 4.107 y Figura 4.108, al igual que en los modelos previos (5, 6 y 7), se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 60° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua. Por otra parte, en la Tabla 4.37 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Cabe mencionar que la regla 100%-60% también tiene un valor cercano a la regla del factor 1.2; pero, al parecer las reglas de los porcentajes tienen estimaciones menores a medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta.

4.8.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del primer piso ubicada en el eje D entre los ejes 3 y 4. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

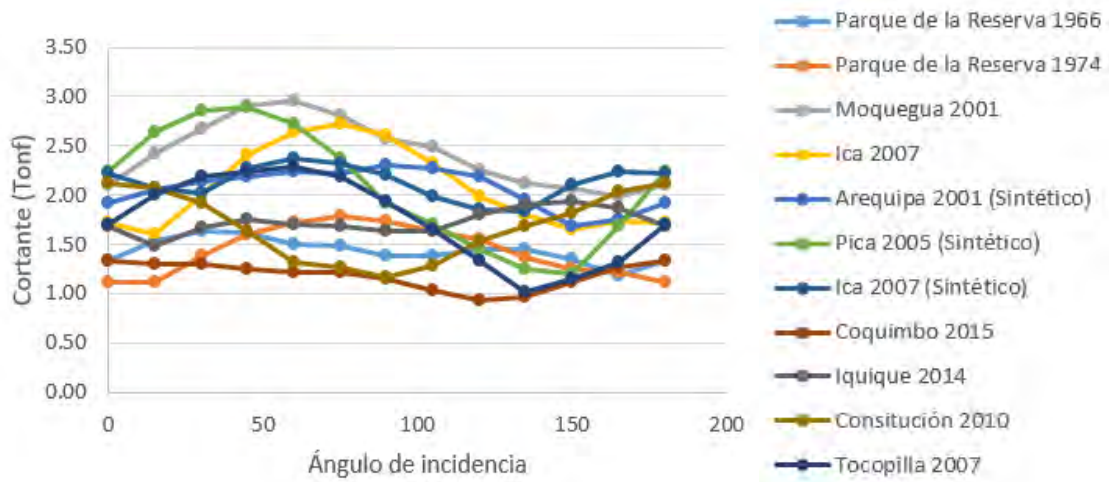


Figura 4.109 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 8

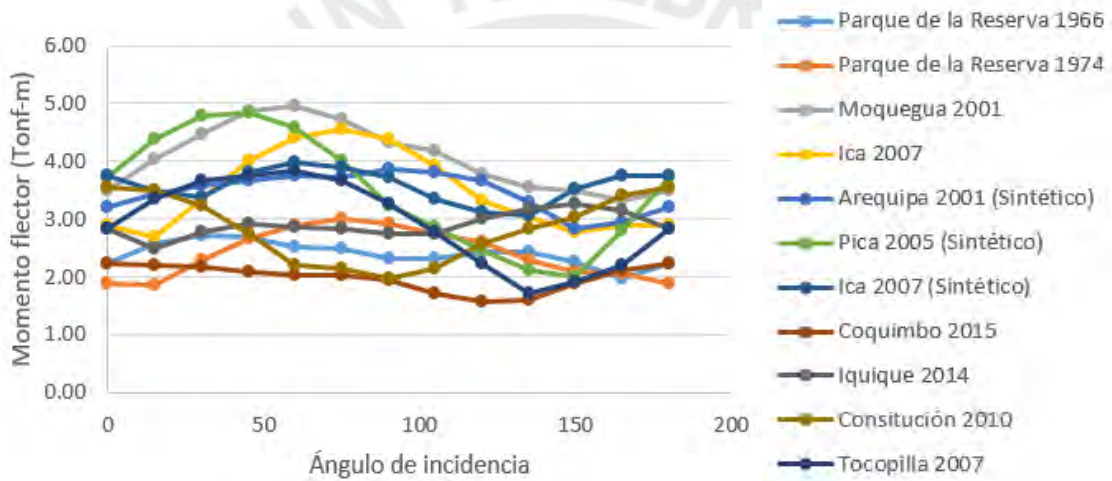


Figura 4.110 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 8

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.38 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 8

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	2.13	3.57
AME escalado	2.72	4.55
Regla 100-30	2.27	3.80
Regla 100-40	2.31	3.88
Regla 100-60	2.40	4.03
Regla CQC3	2.18	3.66
Regla SRSS	2.18	3.66
Factor 1.2	2.56	4.28
Regla 8	2.39	4.00

En la Figura 4.109 y Figura 4.110, al igual que en los modelos previos (5, 6 y 7), se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Moquegua tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Coquimbo. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 60° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua. Por otra parte, en la Tabla 4.38 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la córtate basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Nuevamente, se aprecia que las reglas de los porcentajes tienen estimaciones menores; lo que se atribuye al aumento del periodo fundamental de la estructura.

4.8.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del primer piso ubicado en el eje 6 entre los ejes E y F. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

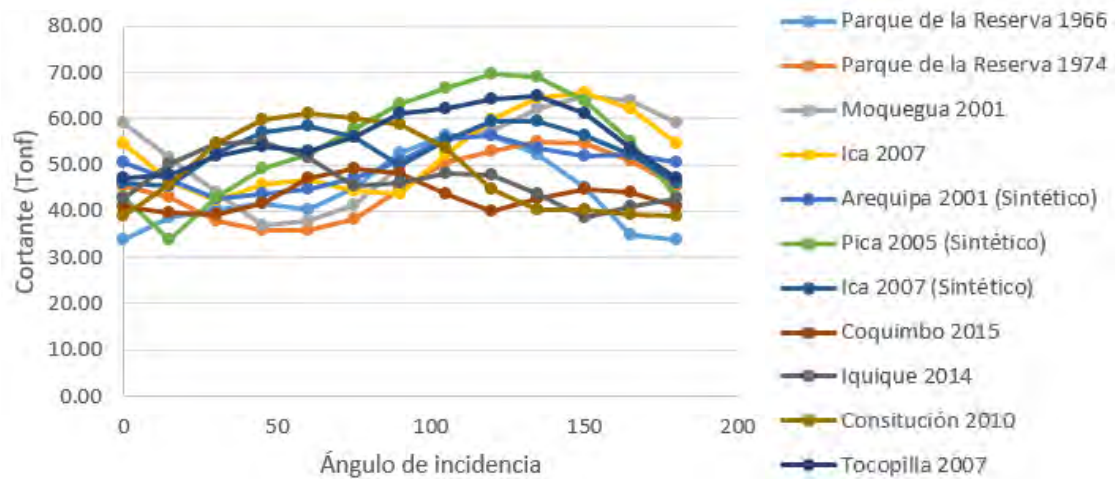


Figura 4.111 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 8

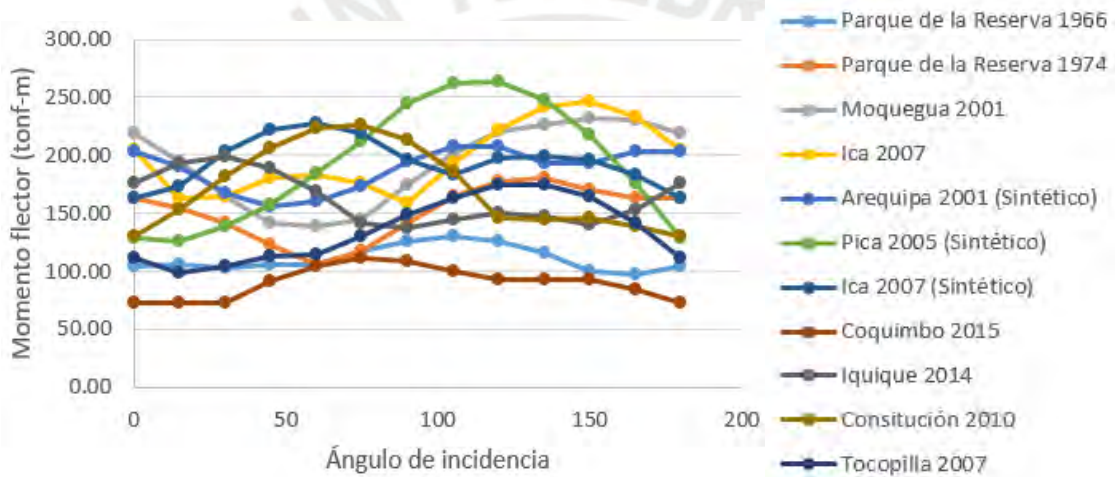


Figura 4.112 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 8

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.39 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 8

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	50.74	187.02
AME escalado	59.61	219.70
Regla 100-30	57.66	212.01
Regla 100-40	59.96	220.34
Regla 100-60	64.57	237.00
Regla CQC3	55.85	205.12
Regla SRSS	55.85	205.12
Factor 1.2	60.89	224.42
Regla 8	56.83	209.46

En la Figura 4.111 y Figura 4.112 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con los registros de Coquimbo y Parque de la Reserva de 1966. Además, ambos gráficos presentan una tendencia parecida entre ellos; siendo 120° el ángulo crítico correspondiente al registro de Pica. Por otra parte, en la Tabla 4.39 a diferencia de las columnas y vigas, se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla 100%-60%, seguida de la regla del factor 1.2; esto debido a que los muros son elementos más importantes en esta estructura.

4.8.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

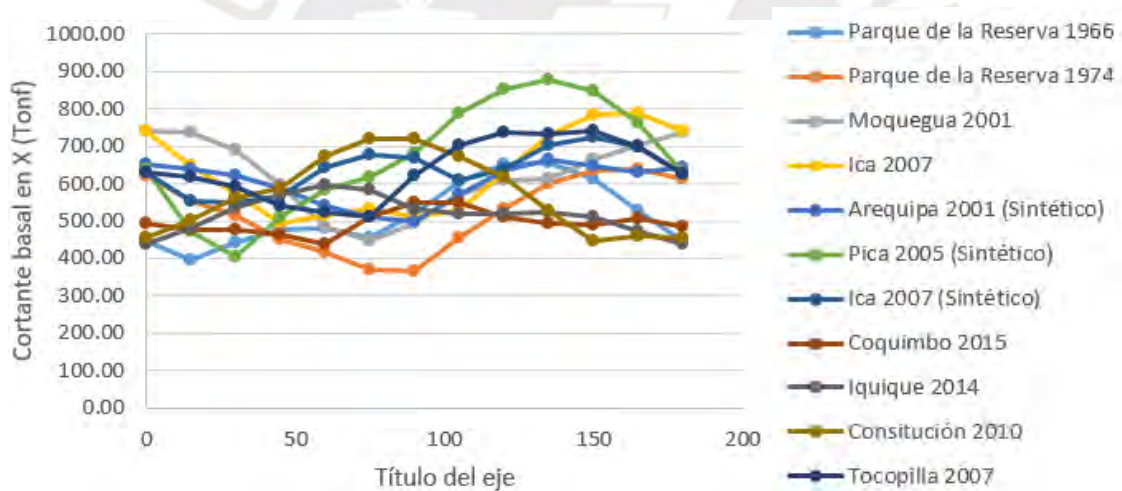


Figura 4.113 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 8

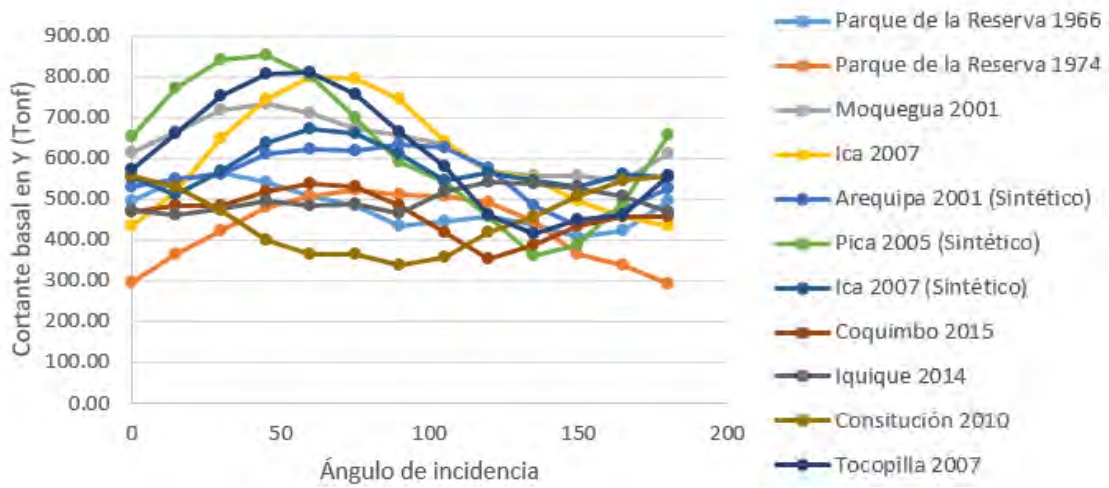


Figura 4.114 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 8

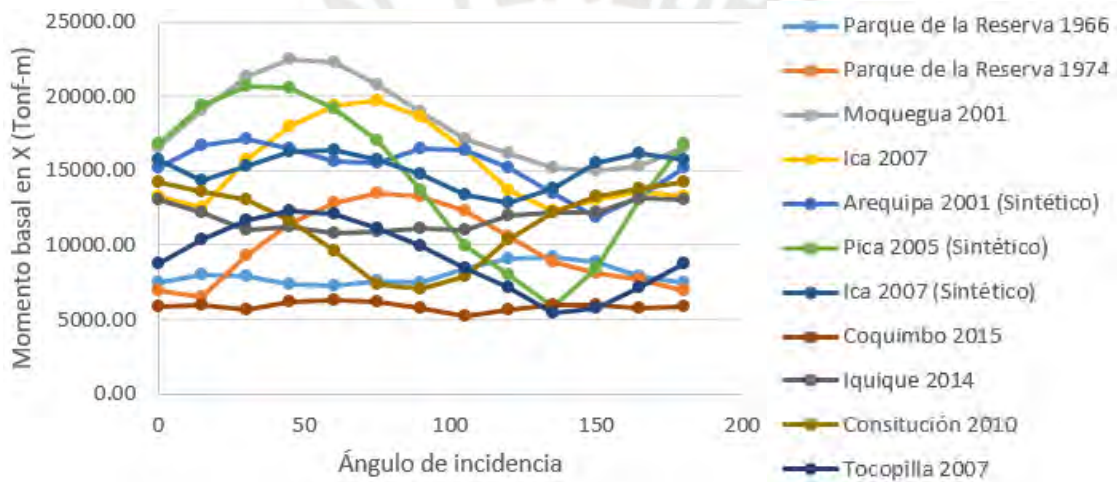


Figura 4.115 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 8

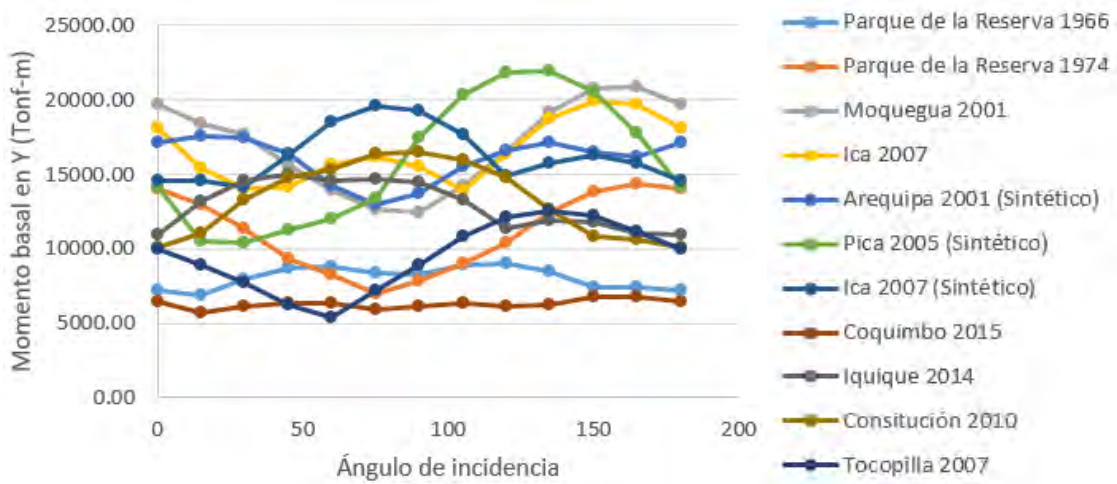


Figura 4.116 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 8

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.40 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 8

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	603.45	556.02	14426.00	15568.97
AME escalado	708.91	708.90	18392.52	18289.79
Regla 100-30	638.09	590.65	15302.69	16443.11
Regla 100-40	649.63	602.19	15594.92	16734.48
Regla 100-60	672.72	625.28	16179.38	17317.24
Regla CQC3	614.40	567.88	14719.01	15839.29
Regla SRSS	614.40	567.88	14719.01	15839.29
Factor 1.2	724.15	667.22	17311.20	18682.77
Regla 8	675.87	622.74	16157.12	17437.25

De la Figura 4.113 a la Figura 4.116 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con los registros de Tocopilla y Parque de la Reserva de 1974. Además, para las respuesta globales, se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores; aunque, en esta ocasión las gráficas de las fuerzas son más “achatadas” que las gráficas de los momentos. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.40 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del factor 1.2, seguida de la regla del escalado a la cortante basal estática; lo que reafirma que las respuestas calculadas con las reglas de los porcentajes van disminuyendo a medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta.

4.8.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, desde la Figura 4.117 a la Figura 4.120 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que las reglas del escalado a la cortante basal y del factor 1.2 presentan los valores más cercanos al 100% del patrón de

comparación. Además, con lo observado en este modelo y en los modelos 2 y 5, se confirma que el aumento del valor calculado con las reglas de los porcentajes aumenta debido a la excentricidad de la estructura; pero, disminuye a medida que el periodo fundamental aumenta. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 72% y el 83% del patrón de comparación.

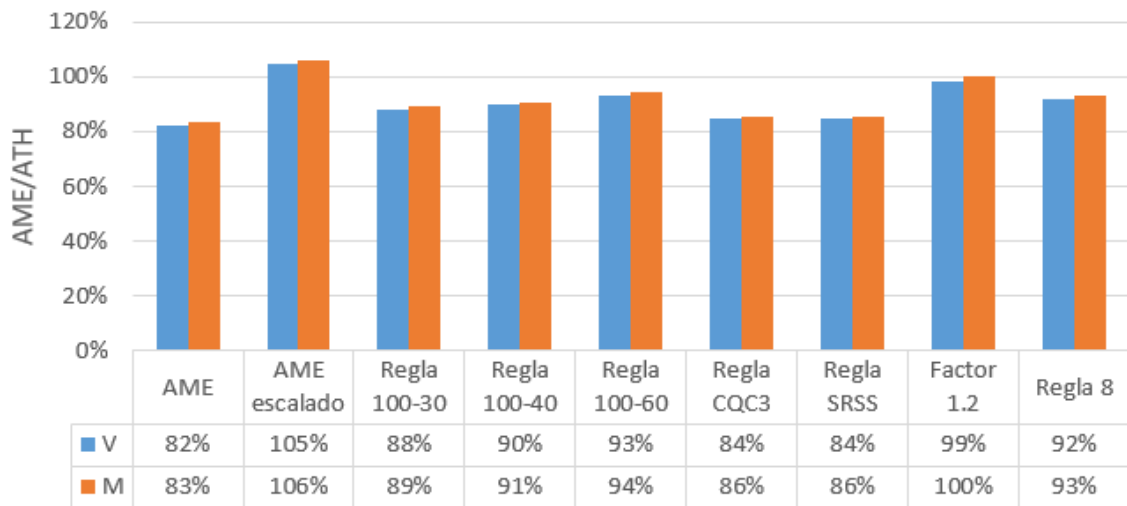


Figura 4.117 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 8

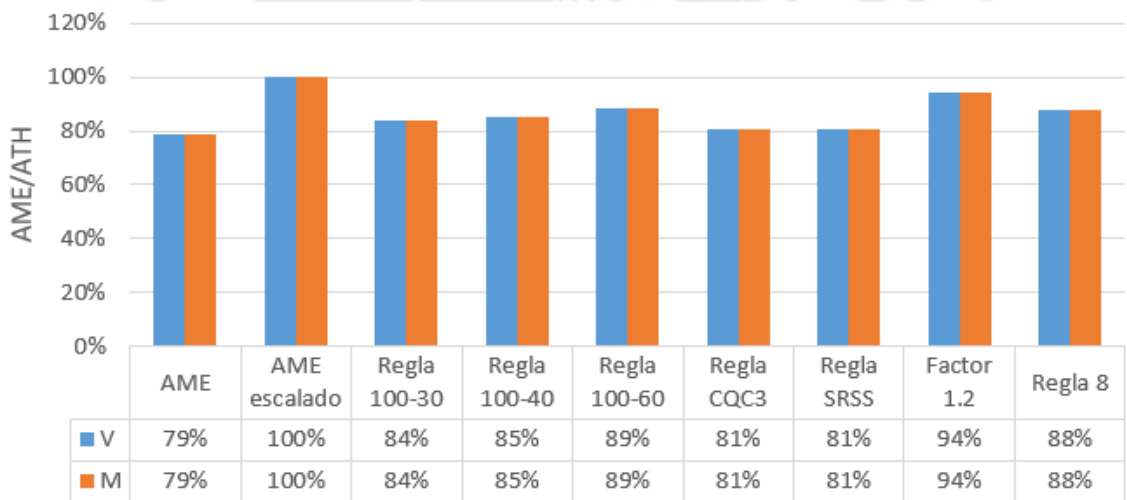


Figura 4.118 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 8

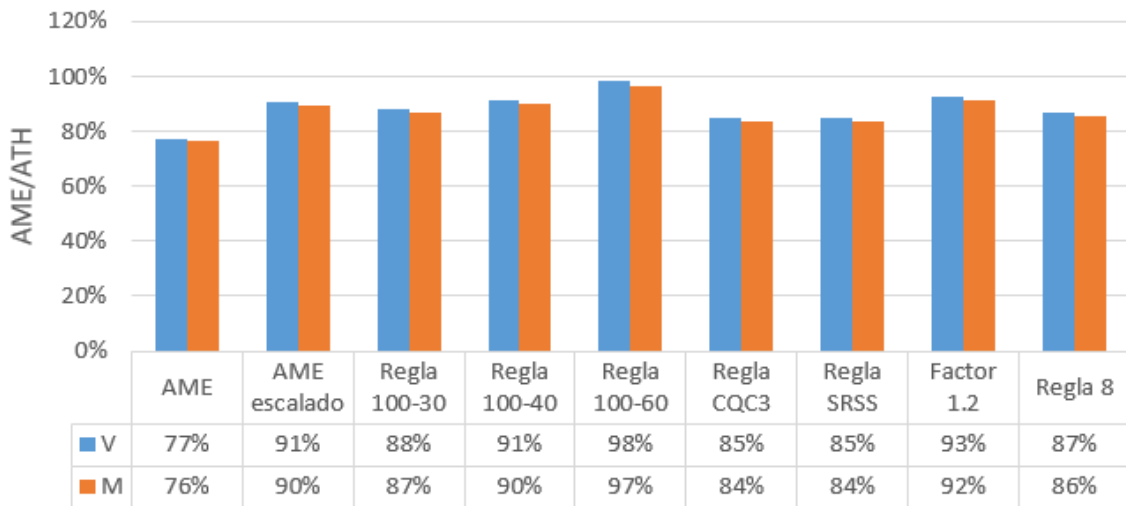


Figura 4.119 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 8

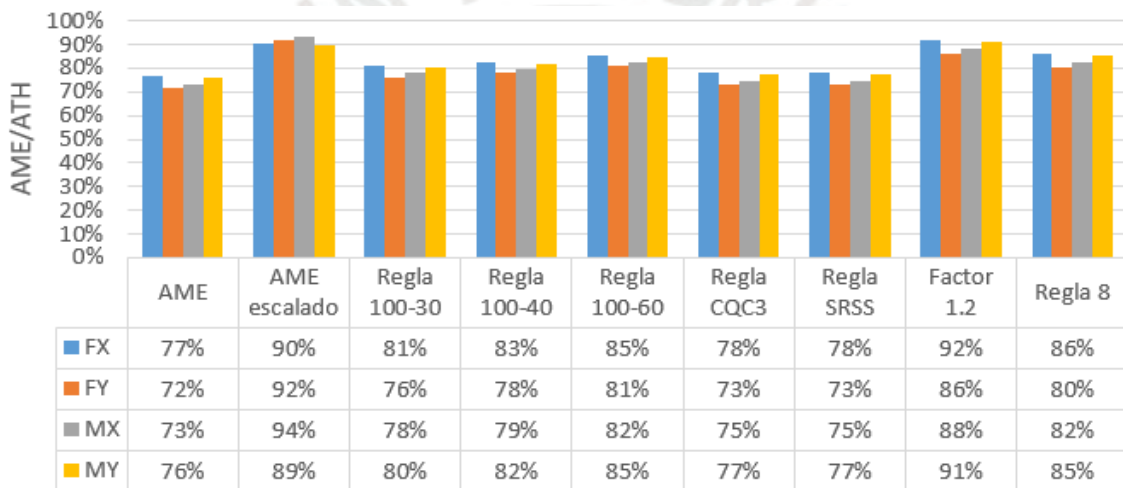


Figura 4.120 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 8

4.9 MODELO 9

Para el modelo 9 se ha considerado una estructura de 13 pisos, con una altura de entrepiso de 3 m. Esta estructura está constituido por un sistema dual (muros y columnas) y diafragmas rígidos. El concreto de estos elementos tiene un módulo de elasticidad de $217370.65 \text{ kg/cm}^2$ ($f_c=210 \text{ kg/cm}^2$). La sección transversal de la columna es de $65 \times 65 \text{ cm}^2$. El espesor de los muros de concreto armado es de 20 cm. La estructura tiene 6 ejes en cada dirección, separados a cada 4 m. El peso de la estructura es de 1 tonf/m^2 en los pisos típicos y de 0.8 tonf/m^2 en la azotea. El tipo de irregularidad presente es la irregularidad geométrica vertical.

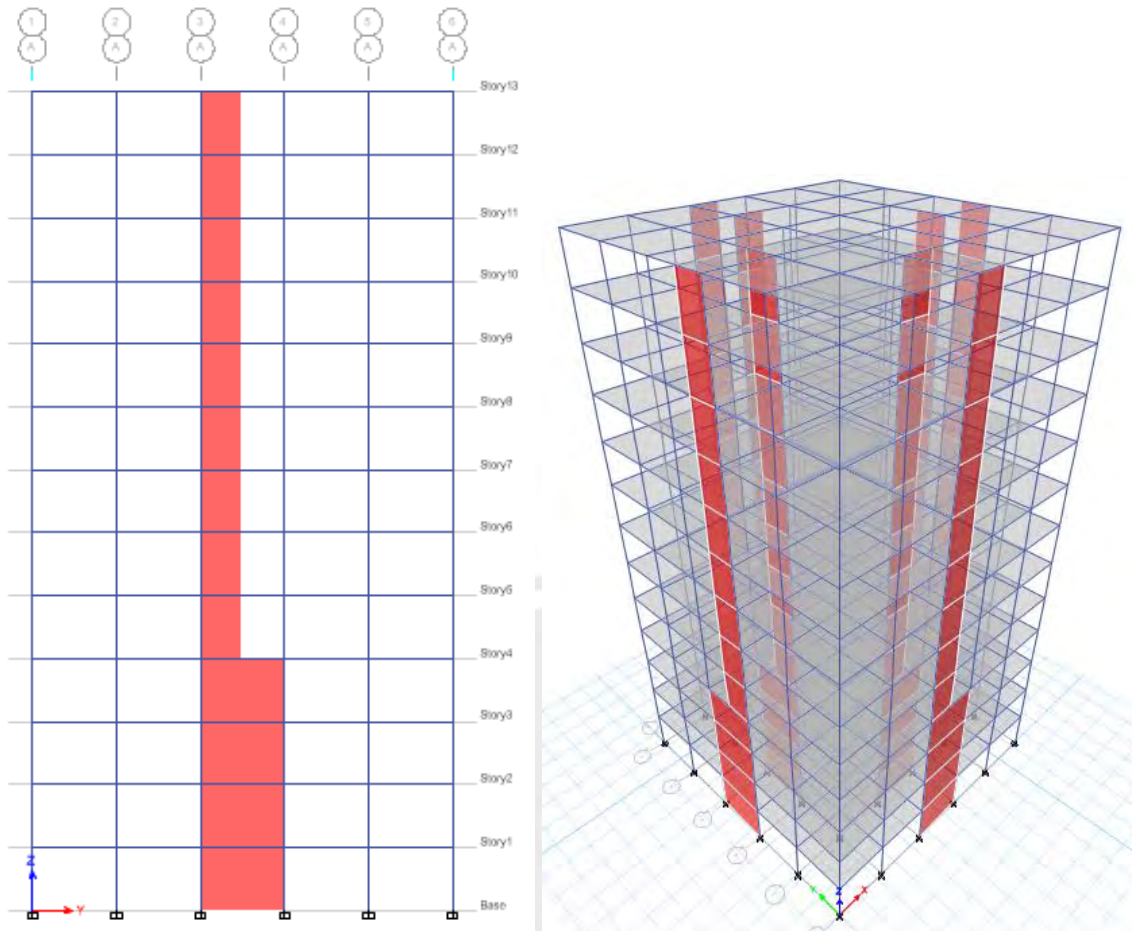


Figura 4.121 Elevación del eje exterior y vista 3D del modelo 9

Para el análisis modal se consideraron 3 grados de libertad por diafragma rígido. De esta manera, se obtuvieron los periodos para cada modo de vibrar. Se observó que el periodo fundamental es el traslacional, los dos primeros modos son traslacionales a lo largo de los ejes X e Y, y el tercer modo es rotacional a lo largo del eje Z.

Tabla 4.41 Periodo y masa participativa de los primeros modos de vibrar del modelo 9

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
1	1.044	0.3311	0.3311	0.3311	0.3311	0	0
2	1.044	0.3311	0.3311	0.6623	0.6623	0.00001762	0.00001762
3	0.847	0.000005234	0.000005234	0.6623	0.6623	0.655	0.6551
4	0.296	0.075	0.075	0.7373	0.7373	0.000004946	0.6551
5	0.296	0.075	0.075	0.8123	0.8123	0	0.6551
6	0.239	0.000003382	0.000003382	0.8123	0.8123	0.1499	0.805
7	0.164	0.0371	0.0371	0.8494	0.8494	0	0.805
8	0.164	0.0371	0.0371	0.8866	0.8866	0	0.805
9	0.132	0	0	0.8866	0.8866	0.0784	0.8834
10	0.1	0.0174	0.0174	0.904	0.904	0	0.8834
11	0.1	0.0174	0.0174	0.9214	0.9214	0	0.8834
12	0.081	0	0	0.9214	0.9214	0.0361	0.9196
13	0.067	0.0112	0.0112	0.9326	0.9326	0	0.9196
14	0.067	0.0112	0.0112	0.9438	0.9438	0	0.9196
15	0.054	7.505E-07	7.505E-07	0.9438	0.9438	0.022	0.9415
16	0.05	0.0117	0.0117	0.9555	0.9555	5.686E-07	0.9415

4.9.1 Columnas

Se utilizó como elemento de control a la columna del séptimo piso ubicada en la intersección de los ejes 1 y A. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

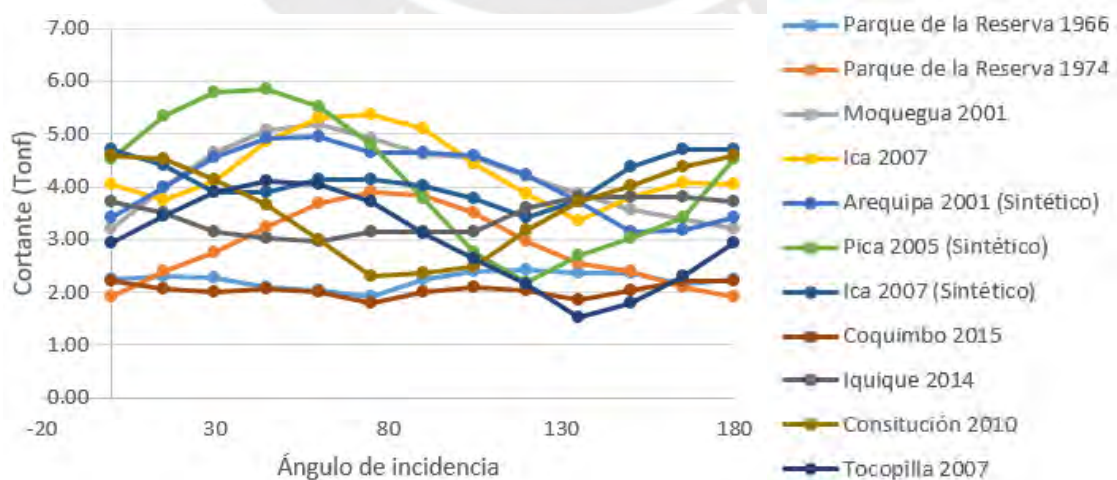


Figura 4.122 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 9

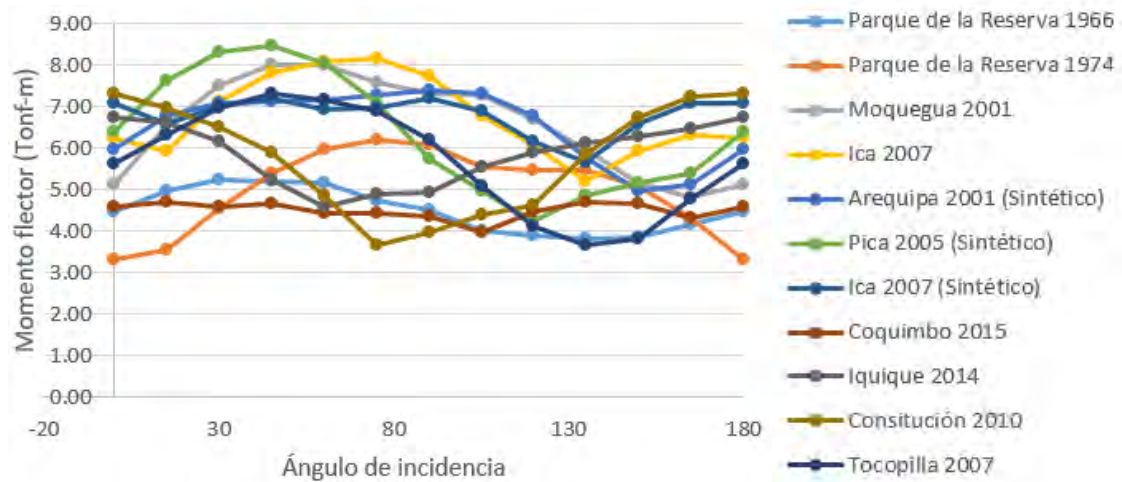


Figura 4.123 Momento flector vs ángulo de incidencia en columna de control del modelo 9

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.42 Resultados del análisis modal espectral en columna de control del modelo 9

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	4.44	6.78
AME escalado	5.43	8.29
Regla 100-30	4.45	6.79
Regla 100-40	4.45	6.80
Regla 100-60	4.46	6.80
Regla CQC3	4.44	6.78
Regla SRSS	4.44	6.78
Factor 1.2	5.33	8.14
Regla 8	4.98	7.59

A diferencia de los demás modelos, debido a la irregularidad geométrica vertical, la mayor diferencia entre los resultados del ATH y el AME en las columnas se presentaron en el séptimo piso. En ese sentido, en la Figura 4.122 y Figura 4.33 figura 4.123 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro del Parque de la Reserva de 1974 y el registro sintético de Ica. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 45° el ángulo crítico correspondiente al registro de Pica para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.42 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME al igual

que en el modelo 4, fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.9.2 Vigas

Se utilizó como elemento de control a la viga del séptimo piso ubicada en el eje C entre los ejes 4 y 5. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante y momento flector. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

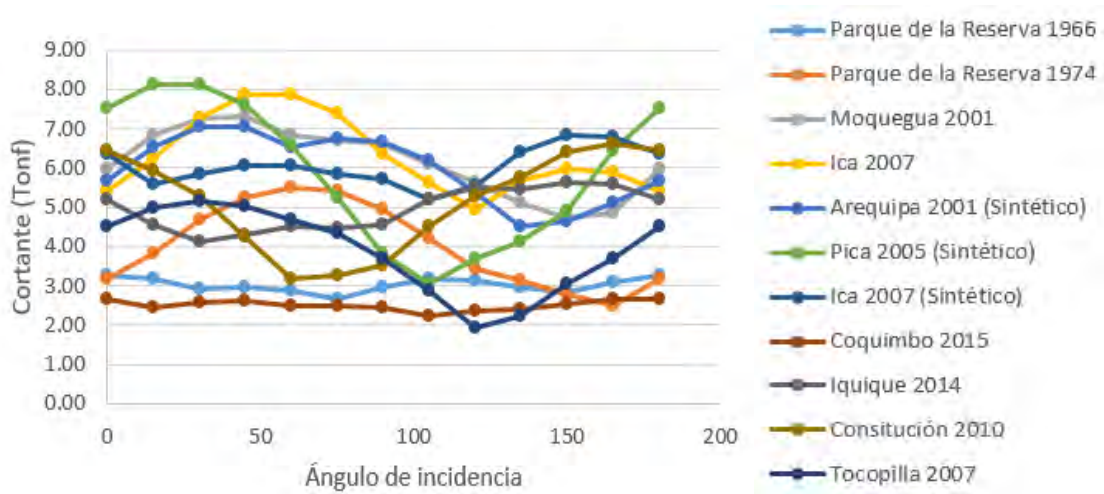


Figura 4.124 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 9

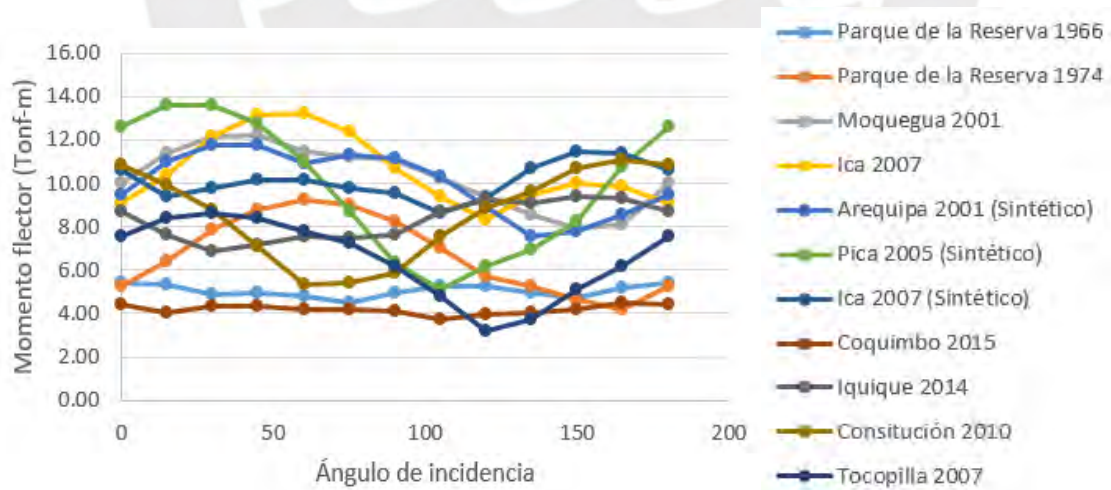


Figura 4.125 Momento flector vs ángulo de incidencia en viga de control del modelo 9

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.43 Resultados del análisis modal espectral en viga de control del modelo 9

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	5.84	9.78
AME escalado	7.14	11.95
Regla 100-30	6.33	10.59
Regla 100-40	6.49	10.85
Regla 100-60	6.81	11.39
Regla CQC3	6.07	10.15
Regla SRSS	6.07	10.15
Factor 1.2	7.01	11.73
Regla 8	6.54	10.95

A diferencia de los demás modelos, y en concordancia con el modelo 6, la mayor diferencia entre los resultados del ATH y el AME en las vigas se presentaron en el séptimo piso. En ese sentido, en la Figura 4.124 y Figura 4.125 se observa que las respuestas máximas, al igual que en las columnas, se obtuvieron con el registro de sintético de Pica tanto para la fuerza cortante como para el momento flector; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro sintético de Ica. Además, ambos gráficos presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; siendo 30° el ángulo crítico correspondiente al registro de Moquegua para ambas respuestas. Por otra parte, en la Tabla 4.43 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Además, al igual que en el modelo 7, la regla 100%-60% presenta un valor muy cercano a las dos reglas anteriores; esto reafirma que la ubicación de la viga tiene un papel importante en el cálculo de la respuesta con las reglas de los porcentajes.

4.9.3 Muros

Se utilizó como elemento de control al muro del séptimo piso ubicado en el eje B. Las respuestas estudiadas en este elemento fueron la fuerza cortante paralela al plano y el momento flector perpendicular al plano. Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

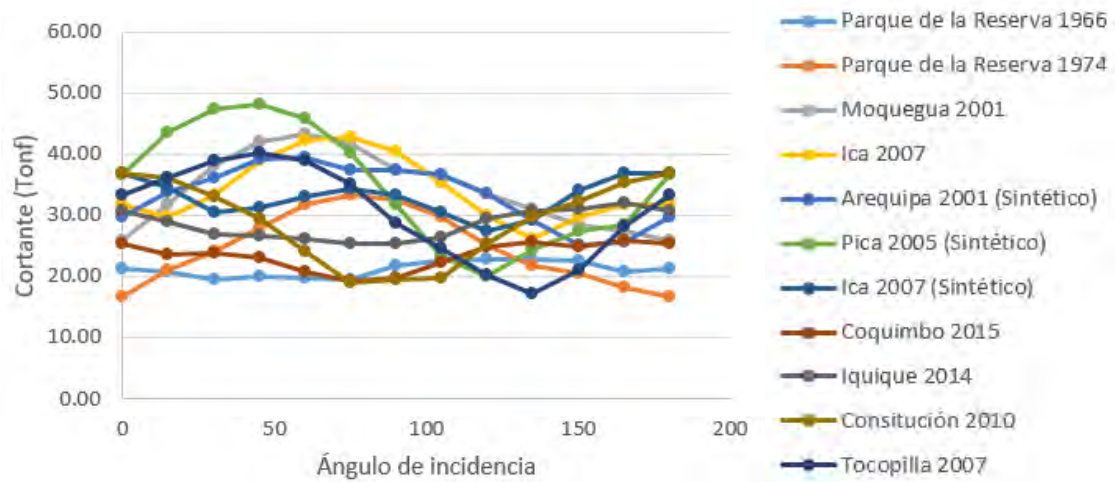


Figura 4.126 Fuerza cortante vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 9

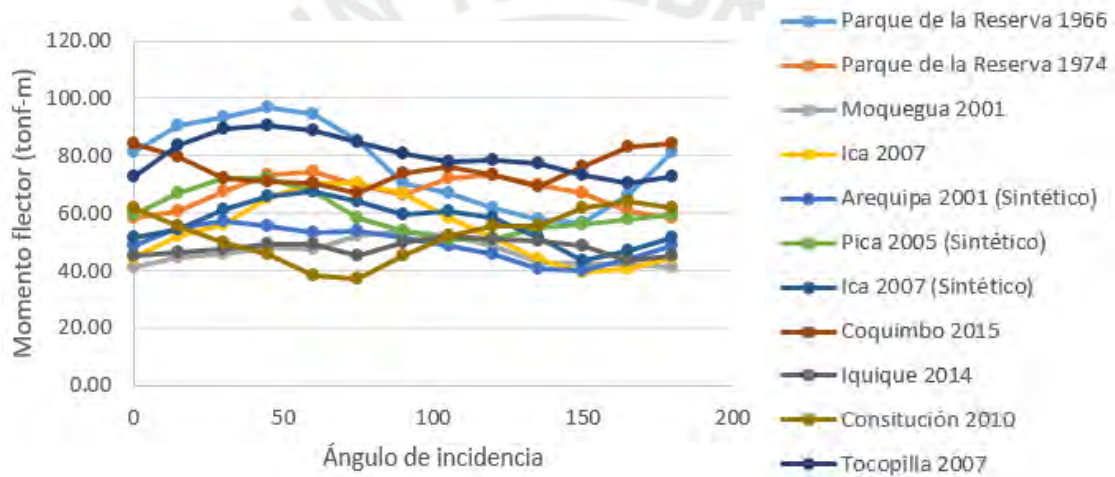


Figura 4.127 Momento flector vs ángulo de incidencia en muro de control del modelo 9

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.44 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 9

Caso	Cortante (Tonf)	Momento flector (Tonf-m)
AME	34.02	57.52
AME escalado	41.57	70.29
Regla 100-30	34.07	57.61
Regla 100-40	34.09	57.63
Regla 100-60	34.13	57.69
Regla CQC3	34.02	57.52
Regla SRSS	34.02	57.52
Factor 1.2	40.82	69.02
Regla 8	38.10	64.42

A diferencia de los demás modelos, y en concordancia con el modelo 6, la mayor diferencia entre los resultados del ATH y el AME en las vigas se presentaron en el séptimo piso. En ese sentido, en la Figura 4.126 y Figura 4.33 figura 4.127 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro sintético de Pica para la fuerza cortante, y el registro del Parque de la Reserva de 1966 para el momento flector. Además, al igual que en el modelo 6 se observa que los gráficos presentan una tendencia diferente entre ellos; esto se debe nuevamente a que el muro de control no se encuentra en el primer piso. Por otra parte, en la Tabla 4.44 se observa que las máximas respuestas derivadas del AME fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2.

4.9.4 Parámetros globales

Los parámetros globales evaluados en el modelo fueron la cortante basal y el momento en la base, tanto en la dirección X e Y (direcciones principales de la estructura). Los resultados del ATH con los distintos registros sísmicos son mostrados a continuación.

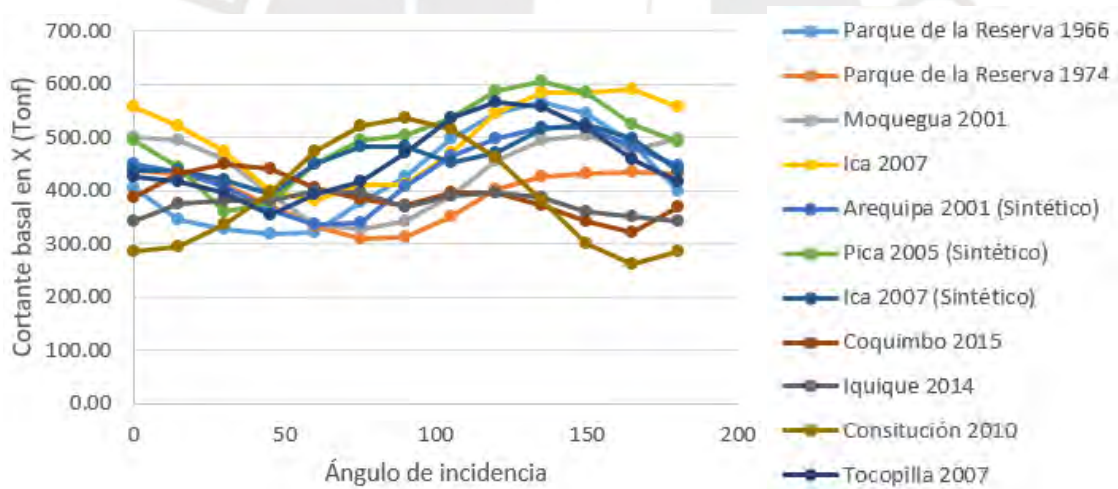


Figura 4.128 Fuerza cortante basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 9

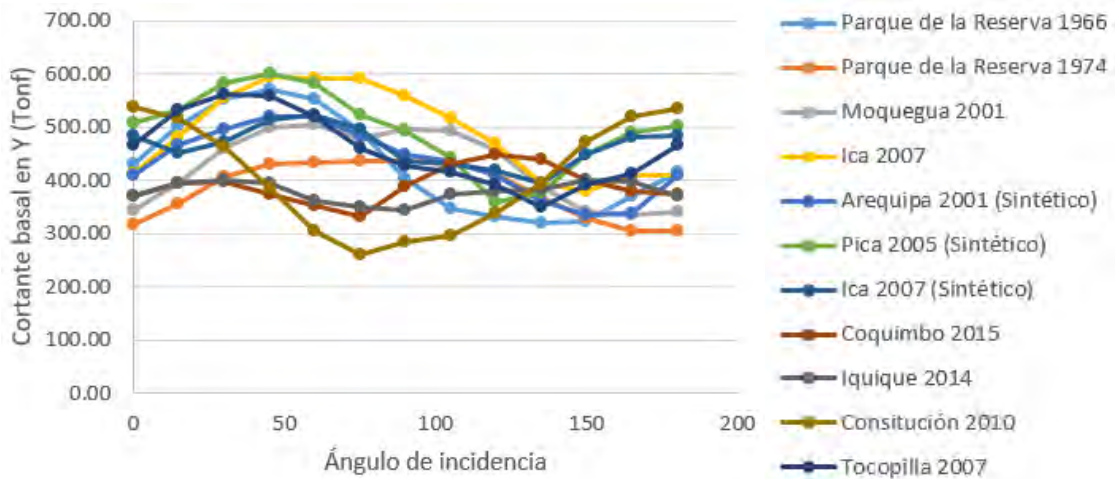


Figura 4.129 Fuerza cortante basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 9

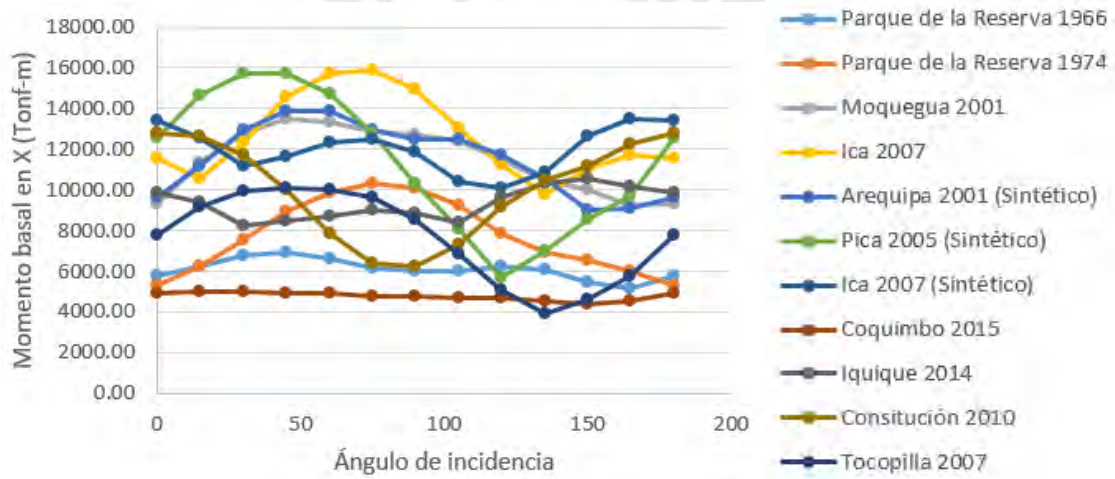


Figura 4.130 Momento basal en X vs ángulo de incidencia en el modelo 9

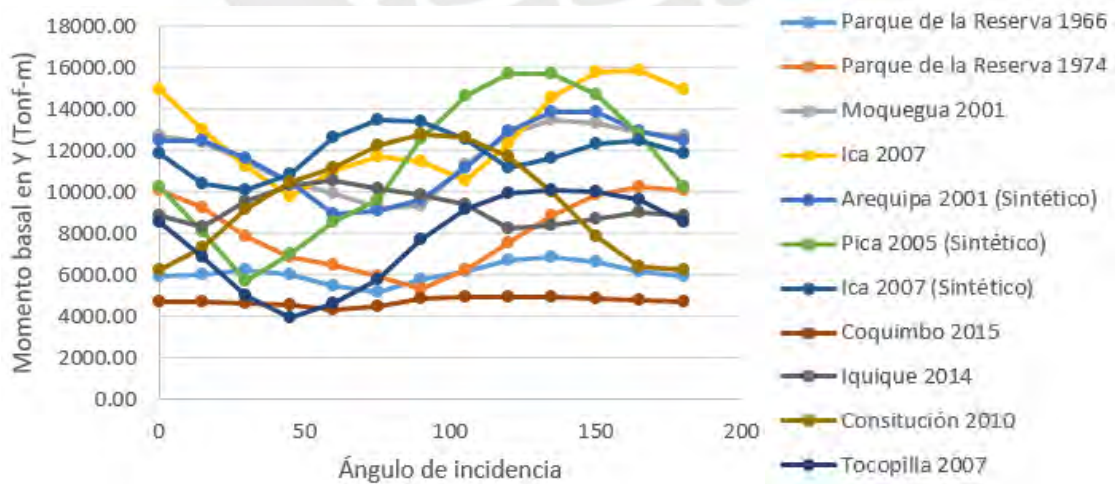


Figura 4.131 Momento basal en Y vs ángulo de incidencia en el modelo 9

Los resultados del AME con las distintas reglas de combinación direccional son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 4.45 Resultados del análisis modal espectral en muro de control del modelo 9

Caso	Cortante basal en X (Tonf)	Cortante basal en Y (Tonf)	Momento basal en X (Tonf-m)	Momento basal en Y(Tonf-m)
AME	456.36	456.36	11791.34	11791.34
AME escalado	557.69	557.69	14409.44	14409.44
Regla 100-30	456.36	456.36	11791.45	11791.45
Regla 100-40	456.37	456.37	11791.49	11791.49
Regla 100-60	456.37	456.37	11791.56	11791.56
Regla CQC3	456.36	456.36	11791.34	11791.34
Regla SRSS	456.36	456.36	11791.34	11791.34
Factor 1.2	547.63	547.63	14149.60	14149.60
Regla 8	511.12	511.12	13206.30	13206.30

De la Figura 4.128 a la Figura 4.131 se observa que las respuestas máximas se obtuvieron con el registro de Ica; mientras que, las menores respuestas se obtuvieron con el registro de Tocopilla. Además, para las respuesta globales, nuevamente se observa que los gráficos correspondientes a la fuerza basal en X y momento basal en Y presentan una tendencia bastante parecida entre ellos; mientras que, los gráficos correspondientes a la fuerza basal en Y y momento basal en X presentan una tendencia bastante parecida entre ellos pero diferente a las dos anteriores; aunque, en al igual que en el modelo 8 las gráficas de las fuerzas son más “achatadas” que las gráficas de los momentos. Por otra parte, con respecto a las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional, en la Tabla 4.45 se observa que las máximas respuestas fueron obtenidas con la regla del escalado a la cortante basal estática, seguida de la regla del factor 1.2. Además, las reglas de los porcentajes calculan valores muy similares entre ellos; lo que se atribuye nuevamente a que la estructura tiene poca excentricidad.

4.9.5 Comparación de resultados

Análogamente a lo desarrollado en los demás modelos, los resultados del AME fueron comparados con el resultado del ATH. De esta manera, de la Figura 4.132 a la Figura 4.135 se muestra la relación de los resultados del AME y el ATH para las respuestas evaluadas. En estas figuras se puede observar que la regla del factor 1.2 y la regla del escalado a la cortante basal son las más cercanas al 100% del patrón de comparación.

Además, las reglas de los porcentajes son prácticamente iguales entre ellas a excepción del caso de las vigas, debido a la poca excentricidad de la estructura. Por otra parte, se observó que las respuestas calculadas con el AME varían entre el 68% y el 84% del patrón de comparación. Por último, debido a que el muro de control se encuentra en el séptimo piso, en la Figura 4.134 se aprecia la diferencia de estimación entre la fuerza cortante y momento flector; esto apoya al hecho que las gráficas de estas respuestas (Figura 4.126 y Figura 4.127) no presentan una misma tendencia.

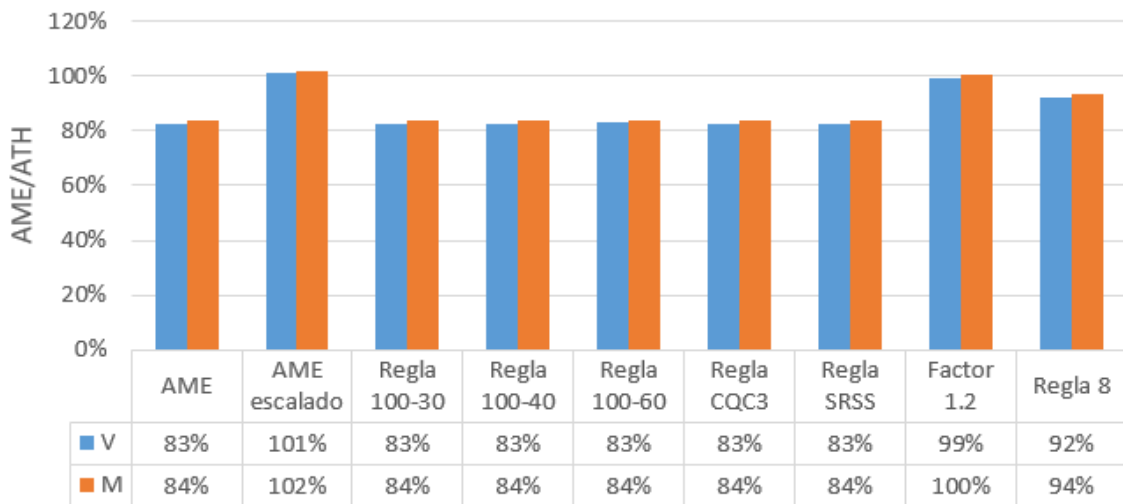


Figura 4.132 Relación AME/ATH para las respuestas de la columna en el modelo 9

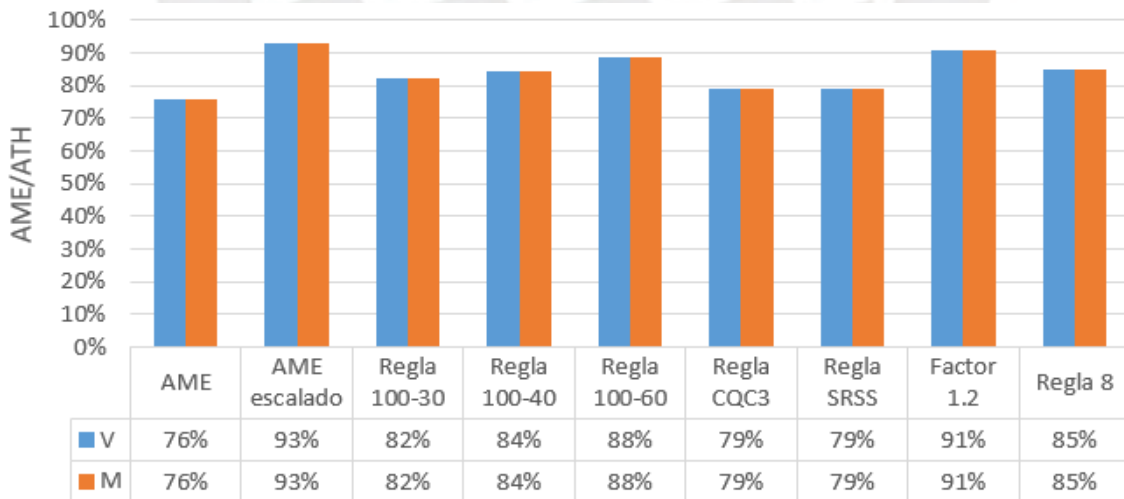


Figura 4.133 Relación AME/ATH para las respuestas de la viga en el modelo 9

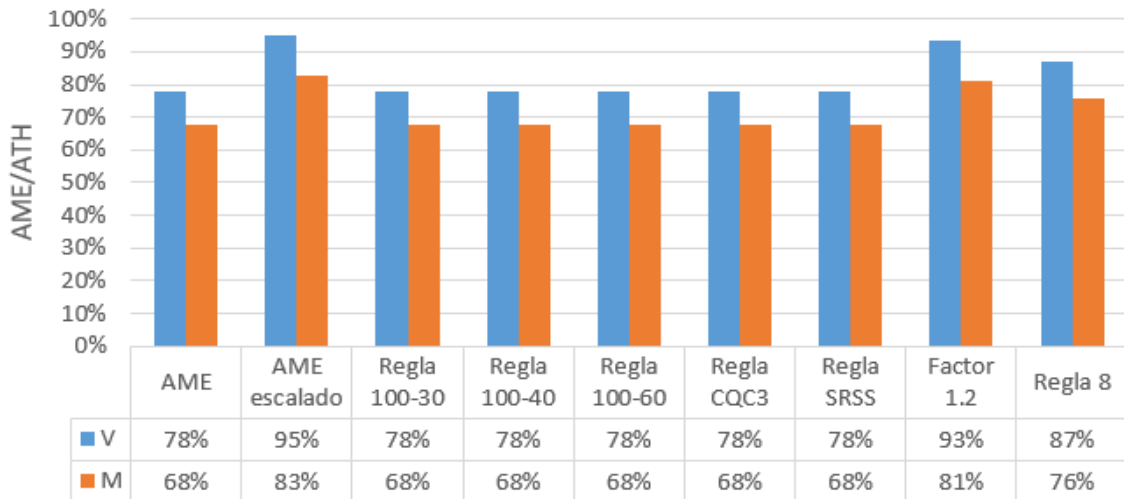


Figura 4.134 Relación AME/ATH para las respuestas del muro en el modelo 9

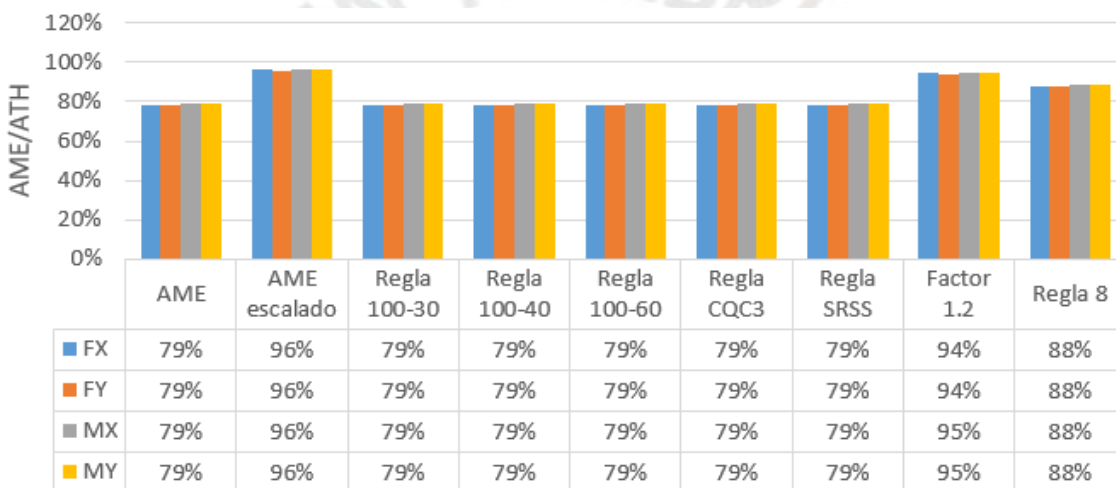


Figura 4.135 Relación AME/ATH para las respuestas globales en el modelo 9

4.10 ÁNGULO CRÍTICO

Con los resultados obtenidos, se verificó que existe un ángulo de incidencia crítico distinto para cada respuestas de la estructura, tal y como encontraron Fernández-Dávila y colegas (2008) y Athanatopoulou y colegas (2005). Además, el ángulo de incidencia crítico, para una misma respuesta, varía al emplear distintos registros.

De la Tabla 4.46 a la Tabla 4.54 se muestran los ángulos críticos de cada estructura para cada registro empleado en el estudio. En ellos se observó, al igual que lo observado en el estudio de Fernández-Dávila y colegas (2008), que cuando se realizan análisis bidireccionales los valores del ángulo crítico son dispersos; pues, los ángulos críticos obtenidos para los distintos registros presentaron una gran variación.

En las columnas se observó que los ángulos críticos para la fuerza cortante y el momento flector son prácticamente los mismos, para un mismo registro. En las vigas y muros se pudo observar lo mismo que en las columnas, es decir, el ángulo crítico para la fuerza cortante y momento flector son prácticamente los mismos considerado un mismo registro. Para el caso de las respuestas globales se observó que, la fuerza en la base en X y el momento basal en Y tienen prácticamente el mismo ángulo crítico; mientras que, por su parte la fuerza basal en Y y el momento basal en X tienen también el mismo ángulo crítico. Entonces, conjuntamente con lo observado en las figuras que muestran la variación de las respuestas globales versus el ángulo de incidencia del sismo, se concluye que esta relación se debe a que el momento basal en Y es causado por las fuerzas laterales en X, cuya suma es la fuerza basal en X; mientras que, el momento basal en X es causado por las fuerzas laterales en Y, cuya suma por su parte es la fuerza basal en Y.

Por otra parte, análogamente a lo encontrado por Athanatopoulou y colegas (2005), se observó que el tipo de irregularidad no afecta al ángulo de incidencia crítico, salvo las irregularidades por excentricidad que corresponde en este caso a la irregularidad torsional. La irregularidad torsional afecta al ángulo de incidencia crítico debido a que este tipo de irregularidad tiene una grande excentricidad; parámetro que está estrechamente relacionada con la simetría en planta de la estructura, que según lo encontrado por Fernández-Dávila y colegas (2008) es un parámetro que afecta directamente al ángulo de incidencia crítico. Esto se verificó debido a que en los modelos con poca excentricidad (modelos 1, 3, 4, 6, 7 y 9) se observó que para un mismo modelo y considerando un mismo registro sísmico, los ángulos críticos de las respuestas en las columnas son prácticamente iguales a los ángulos críticos de las respuestas en las vigas y estos a su vez son prácticamente iguales a los ángulos críticos de las respuestas en los muros; en cambio en los modelos con mayor excentricidad (modelos 2, 5 y 8), esta tendencia de similitud entre los ángulos críticos de las respuestas de los distintos elementos estructurales se presenta en menor medida o son más diferenciados.

Además, se observó que el ángulo de incidencia crítico coincide con los ejes principales de la estructura solamente en un 17.27% de los casos; mientras que, en un 15.76% de los casos el ángulo de incidencia crítico se encuentra a 45° de los ejes principales. Adicionalmente, el ángulo crítico se encontró alrededor de 75° medidos a partir del eje X

en el 12.73% de los casos; seguido de 60° en un 10.20% de los casos y 0° en un 10.20% de los casos, medidos también a partir del eje X.

Tabla 4.46 Ángulos críticos en el modelo 1

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	45	120	75	15	75	165	165	30	0	135	45
	M	30	120	150	15	75	165	165	0	0	150	45
Viga	V	30	105	150	15	75	0	165	165	0	150	60
	M	30	105	150	15	75	0	165	165	0	150	60
Muros	V	45	105	75	15	75	165	165	30	0	135	45
	M	30	120	150	15	75	0	165	165	0	150	60
Parámetros globales	Vx	135	15	165	105	0	90	75	120	90	60	135
	Vy	45	120	75	15	75	0	165	30	0	150	45
	Mx	30	120	150	15	75	0	165	165	0	150	165
	My	120	30	60	105	165	90	75	75	90	60	75

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.47 Ángulos críticos en el modelo 2

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	15	105	90	30	90	60	75	150	30	150	45
	M	15	105	90	30	90	60	75	150	30	150	45
Viga	V	150	0	75	105	45	75	90	90	90	45	165
	M	150	0	75	105	45	75	90	90	90	45	165
Muros	V	90	165	30	90	0	75	90	15	75	30	120
	M	90	165	30	90	150	60	90	45	75	30	120
Parámetros globales	Vx	135	15	75	120	45	90	105	105	105	60	0
	Vy	180	90	75	15	75	45	75	135	30	150	45
	Mx	30	90	90	15	90	60	90	165	30	135	60
	My	150	15	75	105	165	90	105	90	105	60	135

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.48 Ángulos críticos en el modelo 3

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	30	105	150	15	90	0	0	150	0	150	30
	M	30	105	150	15	90	0	0	150	0	150	30
Viga	V	30	105	135	15	105	0	0	150	0	150	30
	M	30	105	135	15	105	0	0	150	0	150	30
Muros	V	30	105	150	15	90	0	0	150	0	150	30
	M	45	105	135	15	105	0	0	150	0	150	60
Parámetros globales	Vx	120	15	60	105	0	90	90	60	90	60	120
	Vy	30	105	150	15	90	180	0	150	180	150	30
	Mx	45	105	135	15	105	0	0	165	0	150	75
	My	135	15	45	105	15	90	90	75	90	60	165

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.49 Ángulos críticos en el modelo 4

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	165	75	75	60	45	30	150	15	120	165	75
	M	150	75	75	60	45	30	135	15	120	165	75
Viga	V	150	75	75	60	45	30	165	15	135	165	75
	M	150	75	75	60	45	30	165	15	135	165	75
Muros	V	135	75	75	60	45	30	150	15	120	165	75
	M	165	75	75	60	45	30	165	15	105	165	75
Parámetros globales	Vx	75	165	135	150	150	120	60	105	30	75	0
	Vy	165	75	75	60	60	30	150	15	120	165	75
	Mx	165	75	75	60	60	30	165	75	105	0	60
	My	75	165	165	150	150	120	75	105	15	90	150

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.50 Ángulos críticos en el modelo 5

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	150	120	75	90	60	45	135	0	135	165	45
	M	150	120	75	90	60	45	0	0	135	165	45
Viga	V	165	60	75	90	60	45	0	15	120	15	60
	M	165	60	75	90	60	45	0	15	120	15	60
Muros	V	45	0	135	120	0	90	45	75	15	60	105
	M	30	135	135	120	120	90	45	90	15	45	120
Parámetros globales	Vx	75	150	150	150	15	120	15	120	30	90	135
	Vy	150	45	60	75	60	45	165	165	105	0	45
	Mx	165	60	75	90	60	45	165	165	135	0	60
	My	75	150	150	135	15	120	75	30	45	75	165

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.51 Ángulos críticos en el modelo 6

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	150	60	75	90	60	30	0	15	105	0	90
	M	150	60	75	90	60	30	0	15	120	0	90
Viga	V	165	60	75	45	45	45	0	0	105	0	75
	M	165	60	75	45	45	45	0	0	105	0	75
Muros	V	165	60	75	45	45	45	0	30	90	0	15
	M	30	75	75	30	75	30	15	15	75	165	90
Parámetros globales	Vx	60	150	165	0	150	120	90	105	15	90	180
	Vy	150	60	75	90	60	30	0	180	120	0	90
	Mx	165	75	75	90	45	45	0	120	120	165	60
	My	75	165	165	0	135	135	90	30	30	75	150

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.52 Ángulos críticos en el modelo 7

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	45	105	75	60	105	45	60	15	135	165	15
	M	45	105	75	60	60	30	165	15	135	165	30
Viga	V	30	75	45	45	30	15	150	0	120	150	15
	M	30	75	45	45	30	15	150	0	120	150	15
Muros	V	45	105	75	60	105	45	60	30	135	165	15
	M	150	75	75	60	60	30	165	15	150	0	45
Parámetros globales	Vx	135	165	165	150	150	120	150	120	45	75	105
	Vy	45	105	75	60	105	45	60	30	135	165	15
	Mx	150	75	75	60	30	165	15	135	165	45	
	My	60	165	165	150	135	120	75	105	45	75	135

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.53 Ángulos críticos en el modelo 8

Elemento y respuesta		Ángulo crítico para el registro										
		1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11
Columna	V	30	75	60	75	90	45	60	165	165	0	30
	M	30	75	60	75	90	30	60	0	150	0	45
Viga	V	30	75	60	75	90	45	60	0	150	0	60
	M	30	75	60	75	90	45	60	0	150	0	60
Muros	V	105	135	150	150	120	120	135	75	45	60	135
	M	105	135	150	150	105	120	60	75	30	75	135
Parámetros globales	Vx	135	165	0	165	135	135	150	105	60	75	150
	Vy	30	75	45	60	90	45	60	60	120	0	60
	Mx	135	75	45	75	30	30	60	60	165	0	45
	My	120	165	165	150	15	135	75	165	45	90	135

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

Tabla 4.54 Ángulos críticos en el modelo 9

Elemento y respuesta	Ángulo crítico para el registro											
	1	3	4	5	12*	13*	14*	8	9	10	11	
Columna	V	120	75	60	75	60	45	0	0	135	0	45
	M	30	75	45	75	90	45	45	15	0	0	45
Viga	V	0	60	45	60	30	30	150	165	150	165	30
	M	0	60	45	60	30	30	150	165	150	165	30
Muros	V	135	75	60	75	60	45	0	165	165	0	45
	M	45	60	90	75	30	45	60	0	105	165	45
Parámetros globales	Vx	135	0	150	165	150	135	150	30	60	90	120
	Vy	45	75	60	45	45	45	60	120	150	0	30
	Mx	45	75	45	75	45	45	165	30	150	0	45
	My	135	165	135	165	135	135	75	120	60	90	135

*Resultados con los registros espectrocompatibles (sintéticos).

4.11 ANÁLISIS DE LAS REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL

Para la evaluación de las reglas de combinación direccional, tal y como se indicó en el capítulo 3, se empleó como patrón de comparación al promedio más una desviación estándar de las respuestas críticas obtenidas con el ATH; de esta manera, se tiene un 15.87% de valores por encima de este patrón de comparación. Para el análisis de las reglas de combinación direccional se estableció un grupo de rangos, de acuerdo a la comparación del resultado obtenido con las reglas de combinación direccional y el patrón de comparación. Estos rangos son:

- Rango 1: Estimaciones menores al 80%
- Rango 2: Estimaciones entre el 80% y el 90%
- Rango 3: Estimaciones entre el 90% y el 110%
- Rango 4: Estimaciones mayores al 110%

Es decir, aquellas reglas de combinación direccional que calcularon una respuesta inferior al 80% del patrón de comparación pertenecen al rango 1. Por otro lado, aquellas reglas que calcularon una respuesta mayor al 110% del patrón de comparación pertenecen al rango 4. Además, se puede indicar que aquellos valores menores al 100% del patrón de comparación estarían subestimando la respuesta crítica.

Al terminar de ubicar las distintas reglas de combinación direccional estudiadas en los diferentes rangos (ver anexo 1) se encontraron distintas características para las diferentes reglas. Las características encontradas son mencionadas a continuación.

Con la regla de escalado a la cortante basal estática se encontró que en el 80% de los casos las respuestas estructurales se encontraron en el rango 3. Entonces, podemos decir que esta regla estima bien la respuesta crítica de los elementos estructurales para las estructuras estudiadas. Cabe mencionar que esta regla ofrece un factor de amplificación de la respuesta que no es constante, pues cambia de acuerdo a la relación entre la cortante basal dinámica (i.e. cortante basal obtenida del AME) y la cortante basal estática. Además, en esta regla se observó que a medida que aumenta el periodo fundamental, la respuesta comienza a disminuir e ingresar al rango 2; por lo que, en futuros estudios se deberían considerar estructuras con periodos mayores.

Con respecto a las reglas de los porcentajes, se encontró que estas estiman la respuesta estructural de mejor manera en los edificios con menor periodo fundamental (menor altura) y con excentricidades considerables. Además, se observó también que a medida que aumenta el periodo fundamental de la estructura, la respuesta comienza a ser menor e ingresa al rango 1. Esto tiene sentido, pues al ser estas reglas antiguas tienen mejor estimación en edificios de menor altura.

Análogamente, se encontró que las reglas CQC3 y SRSS estiman la respuesta estructural de mejor manera en los edificios con menor periodo fundamental (menor altura); aunque en todos los casos del estudio ofrecieron valores menores al 90% del patrón de comparación. Cabe mencionar que también se observó que a medida que aumenta el periodo fundamental, la respuesta comienza a ser menor e ingresar al rango 1. Esto es correcto, ya que la regla SRSS al ser también una regla antigua, tienen mejor estimación en edificios de menor altura; además, al considerar el mismo espectro en las direcciones principales de la estructura, la regla CQC3 se convierte en la regla SRSS.

Con respecto a la regla del factor 1.2, al igual que con la regla a la cortante basal estática, se observó que en la mayoría de casos su estimación se encuentra en el rango 3 (68.6% de los casos). Por lo que, también podemos decir que esta regla estima bien la respuesta crítica de los elementos estructurales para las estructuras estudiadas. Además, también se

observó con esta regla que a medida que aumenta el periodo fundamental, la respuesta comienza a disminuir e ingresar al rango 2.

Análogamente, se encontró que la respuesta estructural calculada con la regla 8 se encuentra en la mayoría de los casos en el rango 3 (62.9% de los casos). Además, esta regla tiene mejor estimación en estructuras con excentricidad considerable. Esto se debe a que el factor de amplificación de esta regla depende de la excentricidad de la estructura, otorgando un mayor factor a las estructuras con mayor excentricidad. Cabe mencionar que también se observó que a medida que aumenta el periodo fundamental, la respuesta estimada comienza a ingresar al rango 2.

Tabla 4.55 Resumen de resultados de la tabla del anexo 1

Regla evaluada	Relación	
	Respuesta Regla/Patrón de comparación	
	Mínimo	Máximo
Regla 30%	73%	91%
Regla 40%	73%	95%
Regla 60%	73%	103%
Regla CQC3	73%	88%
Regla SRSS	73%	88%
Factor de amplificación 1.2	78%	104%
Escalamiento a la cortante basal estática	78%	111%
Regla 8	79%	114%

Adicionalmente, en base a la Tabla 4.55, se observó que con las reglas CQC3 y SRSS se obtuvieron las menores respuestas. Además, la respuesta calculada sólo con el AME resultó estar entre el 65% y 87% del patrón de comparación, por lo que se puede concluir que el resultado obtenido con el AME es menor que el resultado crítico obtenido con el ATH. Por otro lado, con la regla del factor 1.2, la regla del escalado a la cortante basal estática y la regla 8 se obtuvieron las mayores respuestas; por lo que se puede decir que estas últimas son más conservadoras. Finalmente, de las reglas evaluadas en el estudio, se concluye que las que mejor estiman la respuesta estructural crítica son la regla del factor 1.2, la regla del escalado a la cortante basal estática y la regla 8; siendo la regla del escalado a la cortante basal estática la que mejor estimación presentó. Cabe mencionar que al haberse empleado estructuras con muros de concreto armado en el estudio, estos

resultados podrían variar en estructuras constituidas solamente por pórticos de concreto armado.

4.12 REGLA DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL PROPUESTA

Una vez visto que los resultados críticos obtenidos con el análisis tiempo historia resultan ser mayores que los resultados obtenidos con el análisis modal espectral, se decidió proponer una regla de combinación direccional. Además, debido a que los parámetros más resaltantes de las estructuras en el estudio fueron el periodo fundamental y la excentricidad, la nueva regla propuesta toma en cuenta estos dos parámetros. Entonces, para determinar la expresión para esta regla, se analizó la relación entre los dos parámetros y el patrón de comparación.

Para comenzar el análisis se denominó como V_1 al patrón de comparación y como V_2 a la respuesta obtenida con el AME. Entonces, lo primero que se analizó fue la relación V_1/V_2 versus el periodo fundamental de la estructura. Se escogió al periodo fundamental de la estructura puesto que las demás reglas de combinación direccional presentaron menores valores a medida que el periodo aumentaba. Después de analizar esta propiedad, se estudió también a la excentricidad de la estructura. La excentricidad fue estudiada debido a que se observó que es un parámetro que influyó en las reglas de los porcentajes y la regla 8. De esta manera, se propuso la siguiente expresión para la regla de combinación direccional.

$$R = (F_1 + F_2)R_1 \quad (4.1)$$

Donde $R_1 > R_2$.

El factor F_1 proviene del primer análisis, es decir del comportamiento de la relación V_1/V_2 versus el periodo fundamental de la estructura. En la Figura 4.136 se muestra en el eje horizontal al periodo fundamental de la estructura, y en el eje vertical a la relación V_1/V_2 . En este análisis se excluyeron los modelos 2, 5 y 8 debido a que estos presentan excentricidades mayores, los cuales son analizados para encontrar el factor F_2 .

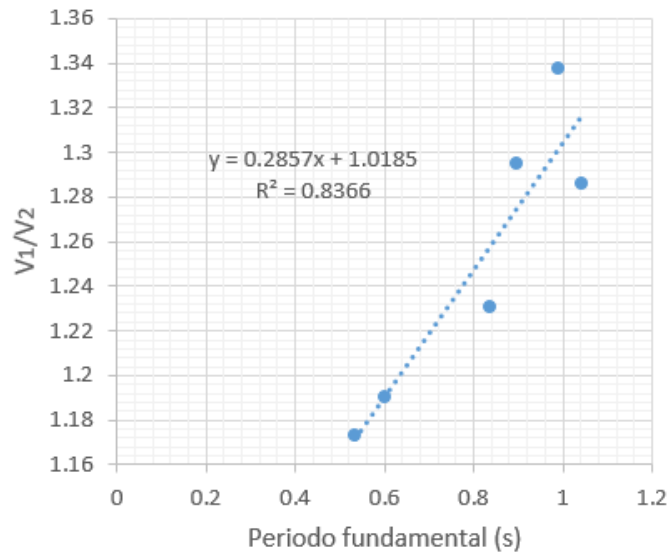


Figura 4.136 Relación AME/ATH versus el periodo fundamental

De esta manera podemos estimar al primer factor mediante la siguiente expresión:

$$F_1 = 0.29T + 1.02 \quad (4.2)$$

Luego para estimar el segundo factor se debe tener en cuenta que $\frac{R}{R_1} = \frac{V_1}{V_2}$. Entonces al despejar el segundo factor en de la ecuación (4.1) queda la siguiente expresión:

$$F_2 = \frac{V_1}{V_2} - F_1 \quad (4.3)$$

Debido a que se conoce la relación V_1/V_2 y el primer factor en cada estructura, es posible calcular el segundo factor. Para esto, en la Figura 4.137 se muestra en el eje horizontal la excentricidad relativa de la estructura, y en el eje vertical el factor F_2 calculado con la ecuación (4.3). En este análisis se excluyeron los modelos 3 y 9 debido a que son modelos con poca excentricidad, y el modelo 8 debido a que tiene una relación V_1/V_2 que está por debajo de la línea de tendencia de la Figura 4.136.

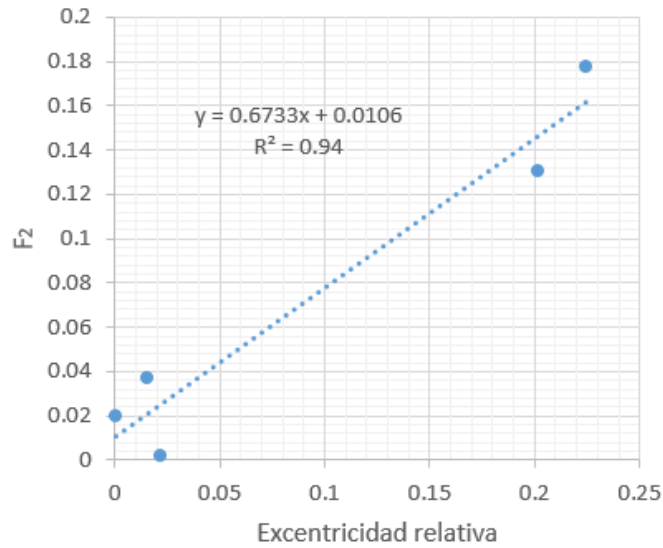


Figura 4.137 Relación AME/ATH versus el periodo fundamental

De esta manera podemos estimar al segundo factor mediante la siguiente expresión:

$$F_2 = 0.67e_r + 0.01 \quad (4.4)$$

Es así que esta regla de combinación direccional propuesta queda definida mediante las ecuaciones (4.1), (4.2) y (4.4), las que se pueden expresar de forma compacta mediante la siguiente expresión:

$$R = (0.29T + 0.67e_r + 1.03) \cdot \max \left\{ \begin{matrix} R_1 \\ R_2 \end{matrix} \right\} \quad (4.5)$$

Cabe mencionar que la excentricidad relativa (e_r) puede ser calculada de la siguiente manera: en cada entrepiso se calculan las excentricidades relativas en cada dirección principal, luego se obtiene la excentricidad relativa promedio para cada dirección, finalmente se elige como excentricidad relativa al mayor de estos promedios.

Finalmente, con esta regla de combinación direccional propuesta se llegaron a calcular valores entre el 94% al 119% del patrón de comparación; llegando a estar el 88.9% de los casos en el rango 3 definido en el ítem anterior. Los valores pertenecientes al rango 4 (valores mayores al 110% del patrón de comparación) se presentaron en el modelo 8. Esto se debió a que las respuestas evaluadas en esta estructura se encontraron por debajo de la línea de tendencia de la Figura 4.136, por lo que, la suma de los factores F_1 y F_2 terminó por amplificar la respuesta hasta dicho rango. Además, los máximos factor de amplificación ($F_1 + F_2$) calculados fueron para los modelos con mayores excentricidades,

tomando el mayor factor un valor de 1.44. Por último, se observó que esta regla no presenta una disminución de su estimación a medida que aumenta el periodo fundamental de la estructura, como sí lo presentan las demás reglas evaluadas.



CONCLUSIONES

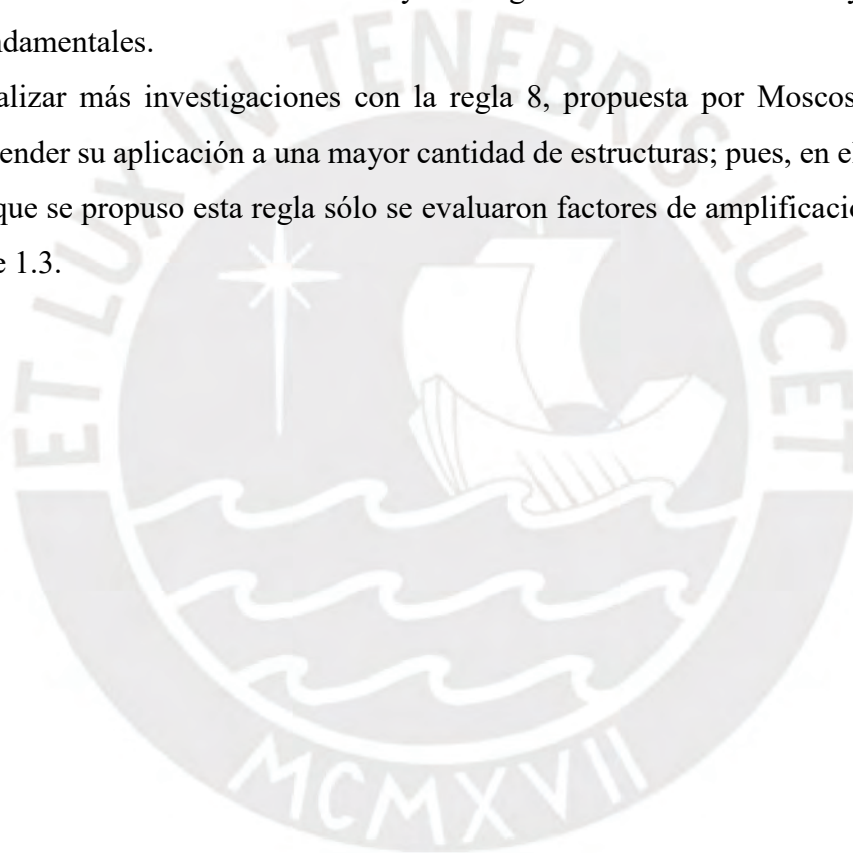
En el presente estudio se realizó un ATH con distintos ángulos de incidencia del sismo. Luego se evaluaron las reglas de combinación direccional comparando sus respuestas con el promedio más una desviación estándar de las respuestas críticas obtenidas del ATH (patrón de comparación). De esta manera se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Las respuestas estructurales obtenidas del ATH para distintos ángulos de incidencia muestran una variación que no sigue un patrón identificable, sin embargo, la variación de la respuesta de las fuerzas internas de un mismo elemento estructural presenta una misma tendencia entre ellas.
2. La respuesta obtenida con el AME, sin emplear alguna regla de combinación direccional, subestima la respuesta crítica obtenida con el ATH; pues, se tienen respuestas que varían entre el 65% al 87% del patrón de comparación.
3. No existe una regla de combinación direccional que estime mejor o peor las respuestas para determinada irregularidad estructural; más bien, sin importar el tipo de irregularidad presente, la regla del escalado a la cortante basal estática estimó de mejor manera las respuestas evaluadas en las estructuras del estudio; pues, en el 80% de los casos estudiados esta regla estimó respuestas entre el 90% al 110% del patrón de comparación.
4. Los parámetros más relevantes que afectaron en las respuestas calculadas con las reglas de combinación direccional fueron el periodo fundamental y la excentricidad; pues, las respuestas obtenidas con las distintas reglas presentaron una tendencia a disminuir su estimación, con respecto al patrón de comparación, a medida que el periodo fundamental aumentaba; así mismo, con las reglas de los porcentajes y la regla 8 se estimaron mayores respuestas en las estructuras con mayores excentricidades.
5. Se propuso una nueva regla que tomara en cuenta los parámetros de las estructuras más relevantes en el estudio, consiguiéndose así respuestas entre el 90% al 110% del patrón de comparación en el 88.9% de los casos; además, con esta regla no se presentó una disminución de su estimación a medida que aumentó el periodo fundamental.

RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este estudio se observó que el periodo fundamental y la excentricidad resultaron ser parámetros importantes en las reglas evaluadas; además, se obtuvieron factores mayores que 1.3 con la regla 8. Por lo que, se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Realizar más estudios para refinar el cálculo de los factores de la regla de combinación direccional propuesta en este estudio, para lo cual se recomienda incluir estructuras con un mayor rango de excentricidades y periodos fundamentales.
2. Realizar más investigaciones con la regla 8, propuesta por Moscoso, para así extender su aplicación a una mayor cantidad de estructuras; pues, en el estudio en el que se propuso esta regla sólo se evaluaron factores de amplificación menores que 1.3.



REFERENCIAS

- Amarloo, N., & Emami, A. R. (2019). A 3-dimensional perspective for inter-storey drift, ductility and damage distributions in plan-irregular RC buildings considering seismic orientation effect. *B Earthq Eng*, 1-28. doi: 10.1007/s10518-019-00595-3
- American Society of Civil Engineers (2016). Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, Virginia: Autor.
- Anagnostopoulos, S. A. (1981). Response spectrum techniques for three-component earthquake design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(5), 459–476. doi:10.1002/eqe.4290090505
- Athanatopoulou, A. M. (2005). Critical orientation of three correlated seismic components. *Engineering Structures*, 27(2), 301-312.
- Athanatopoulou, A. M., Tsourekas, A., & Papamanolis, G. (2005). Variation of response with incident angle under two horizontal correlated seismic components. *WIT Transactions on the Built Environment*, 81, 183-192.
- Altunişik, A. C., & Kalkan, E. (2017). Earthquake incidence angle influence on seismic performance of reinforced concrete buildings. *Sigma: Journal of Engineering & Natural Sciences*, 35(4), 609-631.
- Blanco, A. (2010) Evolución de las normas sísmicas en el Perú. *Lima, Perú: American Concrete Institute*.
- Cantagallo, C., Camata, G., Spacone, E. (2012). The effect of the earthquake incidence angle on seismic demand of reinforced concrete structures. In *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, M. (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11, 81-111.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinamica de estructuras*. Cuarta edición. México: Pearson Educacion.
- Comité Européen de Normalisation (2018). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium: Autor.
- Díaz, S., Pujades, L., Pinzón, L., & Vargas, Y. (2019). An alternative approach to consider the effect of seismic directionality. *Revista de Ingeniería de Construcción*, 33(3), 279-290. doi: 10.4067/S0718-50732018000300279
- Computers and Structures Inc (2016). ETABS Integrated building design software. Berkeley, California, USA.

- Fernández-Dávila, V. I., Cominetti, S., & Cruz, E. F. (2000). Considering the bi-directional effects and the seismic angle variations in building design. In *12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Feb.*
- Fernández-Dávila, V. I., & Cruz, E. F. (2006). Study of the combination rules to estimate the inelastic response of in-plan asymmetry multi-story buildings subjected to bi-directional seismic motions. In *8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, Apr.*
- Fernández-Dávila, V. I., Ceballos, P. & Cruz, E. F. (2008). Efectos de la asimetría en planta sobre el ángulo de incidencia sísmico en modelos de edificios de un piso. En *XXXIII Jornada Sudamericana de Ingeniería Estructural, Santiago, Chile, May.*
- Florez, A. (2012). *Respuesta no-lineal de estructuras de concreto armado de un piso sometidas a solicitaciones sísmicas bi-direccionales con ángulos de incidencia variables* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Freeman, S. A. (2008). Response spectra as a useful design and analysis tool for practicing structural engineers. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 44(475), 25-37.
- Hernández, J. J., & López, O. A. (2002). Evaluación de las reglas de combinación ante dos componentes sísmicos horizontales y vertical. *Boletín Técnico*, 40(3), 1-18.
- Iervolino, I., Galasso, C., Paolucci, R., & Pacor, F. (2011). Engineering ground motion record selection in the Italian ACcelerometric Archive. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(6), 1761–1778. doi:10.1007/s10518-011-9300-4
- Instituto Geofísico del Perú (IGP). Conceptos Básicos. Recuperado el 29 de septiembre de 2019, de <https://portal.igp.gob.pe/conceptos-basicos>
- Janampa, J. & Fernández-Dávila, V. I. (2018). Efectos de la irregularidad vertical de piso blando sobre la respuesta no-lineal de estructuras aporticadas. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estructural*, Passo Fundo, 15(2), 01-18.
- Kostinakis, K. G., Manoukas, G. E., & Athanatopoulou, A. M. (2018). Influence of seismic incident angle on response of symmetric in plan buildings. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 22(2), 725-735. doi: 10.1007/s12205-017-1279-1
- Lobos, D. & Fernández-Dávila, V. I. (2002). Combination rules to estimate the maximum seismic response in buildings. En *7th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, Boston, USA, Jul.*
- López, A., & Fernández-Dávila, V. I. (2018). Análisis paramétrico no lineal de edificios de concreto armado sometidos a sismos bidireccionales con ángulo de incidencia variable. En *XXXVIII Jornada Sudamericana de Ingeniería Estructural, Lima, Perú, Oct.*

- López, O. A., & Hernández, J. J. (2001). Combination criteria for responses to two seismic components. *Rev Téc Ing Univ Zulia*, 24(3), 169-178.
- Mamani, E. (2017). *Respuesta sísmica de tanques de concreto armado para almacenamiento de agua apoyados sobre un sistema de aislación del tipo péndulo friccional* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Merchant, H. C., & Hudson, D. E. (1962). Mode superposition in multi-degree of freedom systems using earthquake response spectrum data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 52(2), 405-416.
- Moscoso, E. (2018). *Efecto de la bidireccionalidad y ángulo de incidencia del sismo en la respuesta de estructuras de concreto armado* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Marinilli, A. & López, O. A. (2010). Evaluación de respuestas y ángulos de incidencia críticos obtenidos por métodos espectrales. *Revista de la Facultad de Ingeniería*, 25(4), 73-80.
- Menun & Der Kiureghian (1998). A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 14(1), 153-163.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma técnica E.030 diseño sismorresistente. Lima, Perú: Autor.
- Newmark, N. M. (1975, June). Seismic design criteria for structures and facilities, Trans-Alaska pipeline system. In *Proceedings of the US National Conference on Earthquake Engineering* (pp. 94-103). Earthquake Engineering Institute.
- Otani, S. (2004). Earthquake resistant design of reinforced concrete buildings. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(1), 3-24.
- Oviedo, J. & Duque, M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, (6), 105-120. Recuperado en 14 de septiembre de 2019, de http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372006000200010&lng=en&tlng=pt.
- Oyarzo, C. (2009). Métodos de selección y escalamiento de registros sísmicos para análisis de respuesta en el tiempo. *Obras y proyectos: revista de ingeniería civil*, (5), 18-25.
- Peláez, J. A. (2011). Sobre las escalas de magnitud. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 19(3), 267-275.
- Sadhu, A. & Gupta, V. K., (2012). A novel modal combination rule under multi-component ground motion. In *Topics in Modal Analysis II, Volume 6* (pp. 551-563). Springer, New York, NY.

- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2013). *Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú*, Lima, Perú: Autor.
- Smeby, W. & Der Kiureghian (1985). Modal combinations rules for multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 1-12.
- Sobrado, V. H., Yaranga, R., & Orihuela, J. D. (2020). Analysis of seismic bidirectionality on response of reinforced concrete structures with irregularities of I-shaped plan and soft story. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 910(1). doi:10.1088/1757-899X/910/1/012001
- Song, B., Pan, J. S., & Liu, Q. (2008). Study on critical angle to the seismic response of curved bridges based on pushover method. In *14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China, Oct.*
- Soto, J., Alva, J. & Ortiz, C. (2018). Evaluación de espectros de respuesta mediante el análisis unidimensional de respuesta de sitio en la ciudad de Lima. En XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Bahía, Brasil, Ago.
- Standards New Zealand (2004). NZS 1170.5:2004 – Structural design actions. Earthquake actions. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Valenzuela, F., Reyes, A., De León, D., Bojórquez, E., & López, A. (2015). Reglas de combinación de los efectos de las tres componentes de terremotos y respuesta crítica. *Ingeniería sísmica*, (92), 65-94.
- Varadharajan, S., Sehgal, V. K., & Saini, B. (2012). Review of different structural irregularities in buildings. *Journal of Structural Engineering*, 39(5), 538-563.
- Velásquez, J. (2006). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analítica* (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Wilson, E. L., & Button, M. R. (1982). Three-dimensional dynamic analysis for multi-component earthquake spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), 471–476. doi:10.1002/eqe.4290100309
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. P. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187–192. doi:10.1002/eqe.4290090207



ANEXO 1

VARIACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL OBTENIDA CON LAS REGLAS DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL ESTUDIADAS

		AME/ATH				Rango			
		Columnas	Vigas	Muros	Global	Columnas	Vigas	Muros	Global
1	AME	87%	84%	87%	83%	2	2	2	2
	AME escalado	105%	102%	106%	100%	3	3	3	3
	Regla 100-30	88%	84%	88%	83%	2	2	2	2
	Regla 100-40	88%	84%	89%	83%	2	2	2	2
	Regla 100-60	89%	85%	89%	83%	2	2	2	2
	Regla CQC3	87%	84%	87%	83%	2	2	2	2
	Regla SRSS	87%	84%	87%	83%	2	2	2	2
	Factor 1.2	104%	101%	104%	99%	3	3	3	3
	Regla 8	97%	94%	97%	93%	3	3	3	3
2	AME	78%	71%	69%	72%	1	1	1	1
	AME escalado	111%	89%	86%	97%	4	2	2	3
	Regla 100-30	91%	81%	81%	82%	3	2	2	2
	Regla 100-40	95%	84%	85%	86%	3	2	2	2
	Regla 100-60	103%	91%	94%	93%	3	3	3	3
	Regla CQC3	88%	78%	80%	80%	2	1	2	2
	Regla SRSS	88%	78%	80%	80%	2	1	2	2
	Factor 1.2	94%	85%	82%	87%	3	2	2	2
	Regla 8	114%	104%	100%	106%	4	3	3	3
3	AME	86%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	AME escalado	109%	104%	109%	103%	3	3	3	3
	Regla 100-30	86%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	Regla 100-40	86%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	Regla 100-60	87%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	Regla CQC3	86%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	Regla SRSS	86%	82%	86%	82%	2	2	2	2
	Factor 1.2	104%	98%	103%	98%	3	3	3	3
	Regla 8	95%	90%	95%	90%	3	3	3	3
4	AME	83%	80%	83%	79%	2	2	2	1
	AME escalado	98%	95%	99%	94%	3	3	3	3
	Regla 100-30	84%	80%	84%	79%	2	2	2	1
	Regla 100-40	84%	80%	84%	79%	2	2	2	1
	Regla 100-60	84%	81%	85%	79%	2	2	2	1
	Regla CQC3	83%	80%	83%	79%	2	2	2	1
	Regla SRSS	83%	80%	83%	79%	2	2	2	1
	Factor 1.2	99%	96%	100%	94%	3	3	3	3
	Regla 8	92%	89%	92%	87%	3	2	3	2
5	AME	72%	72%	65%	72%	1	1	1	1
	AME escalado	95%	94%	78%	91%	3	3	1	3

	Regla 100-30	82%	81%	77%	81%	2	2	1	2
	Regla 100-40	85%	84%	80%	84%	2	2	2	2
	Regla 100-60	91%	90%	88%	89%	3	3	2	2
	Regla CQC3	79%	78%	75%	78%	1	1	1	1
	Regla SRSS	79%	78%	75%	78%	1	1	1	1
	Factor 1.2	87%	86%	78%	87%	2	2	1	2
	Regla 8	103%	102%	93%	103%	3	3	3	3
6	AME	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	AME escalado	97%	94%	89%	93%	3	3	2	3
	Regla 100-30	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	Regla 100-40	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	Regla 100-60	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	Regla CQC3	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	Regla SRSS	80%	78%	74%	77%	2	1	1	1
	Factor 1.2	96%	94%	88%	92%	3	3	2	3
	Regla 8	88%	86%	81%	85%	2	2	2	2
7	AME	79%	71%	76%	73%	1	1	1	1
	AME escalado	93%	84%	90%	87%	3	2	3	2
	Regla 100-30	80%	79%	77%	74%	2	1	1	1
	Regla 100-40	80%	81%	77%	74%	2	2	1	1
	Regla 100-60	81%	87%	78%	74%	2	2	1	1
	Regla CQC3	79%	76%	76%	73%	1	1	1	1
	Regla SRSS	79%	76%	76%	73%	1	1	1	1
	Factor 1.2	94%	85%	91%	88%	3	2	3	2
	Regla 8	87%	79%	85%	81%	2	1	2	2
8	AME	83%	79%	77%	74%	2	1	1	1
	AME escalado	105%	100%	90%	91%	3	3	3	3
	Regla 100-30	88%	84%	87%	79%	2	2	2	1
	Regla 100-40	90%	85%	91%	80%	3	2	3	2
	Regla 100-60	94%	89%	98%	83%	3	2	3	2
	Regla CQC3	85%	81%	84%	76%	2	2	2	1
	Regla SRSS	85%	81%	84%	76%	2	2	2	1
	Factor 1.2	99%	94%	92%	89%	3	3	3	2
	Regla 8	104%	99%	97%	94%	3	3	3	3
9	AME	83%	76%	73%	79%	2	1	1	1
	AME escalado	101%	93%	89%	96%	3	3	2	3
	Regla 100-30	83%	82%	73%	79%	2	2	1	1
	Regla 100-40	83%	84%	73%	79%	2	2	1	1
	Regla 100-60	83%	88%	73%	79%	2	2	1	1
	Regla CQC3	83%	79%	73%	79%	2	1	1	1
	Regla SRSS	83%	79%	73%	79%	2	1	1	1
	Factor 1.2	100%	91%	87%	94%	3	3	2	3
	Regla 8	91%	84%	80%	87%	3	2	2	2

* Cuatro rangos cuyos intervalos son definidos en el ítem 4.11