



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO DE ACHISINA

RUBÉN SANTIAGO ORTEGA TOLEDO

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA

Santiago de Chile, Octubre, 2022.

A Belén, por estar siempre a mi lado.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco profundamente a mi familia y pareja, que me han apoyado para poder alcanzar mis objetivos y este logro tan importante en mi formación académica. De igual manera agradezco de forma especial a mi profesor guía Diego López-García, por su tiempo, dedicación y enseñanzas compartidas durante este trayecto, agradezco también a la Coordinadora Ejecutiva Elena Cornejo, por su constancia e interés en los estudiantes y finalmente agradezco a los docentes de la Pontificia Universidad Católica, gracias a los cuales he podido incrementar mis conocimientos, mejorando así mi desempeño en el ejercicio de mi profesión.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1 INTRODUCCIÓN.....	15
2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE ACHISINA	18
2.1 Evaluación del estado límite de Ocupación Inmediata	18
2.1.1 Sismo de Diseño (SD).....	19
2.2 Evaluación de la capacidad de Deformación Adicional.....	19
2.2.1 Sismo máximo considerado (SMC).....	20
3 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO	21
3.1 Geometría del Edificio	21
3.2 Secciones Transversales de Elementos Estructurales	23

3.2.1	Muros	23
3.2.2	Columnas	23
3.2.3	Vigas	24
3.2.4	Losa	24
3.3	Cargas.....	25
3.3.1	Carga Muerta (D).....	25
3.3.2	Carga Viva (L).....	25
3.3.3	Carga Sísmica (E).....	26
3.4	Combinaciones de Carga.....	26
3.4.1	Determinación de Masa Sísmica para Análisis Modal	26
3.4.2	Análisis Estado Límite de Ocupación Inmediata.....	27
3.4.3	Evaluación de Capacidad de Deformación Adicional	27
4	DEFINICIÓN DEL MODELO ANALÍTICO.....	28
4.1	Materiales	28
4.1.1	Hormigón Estructural	28
4.1.2	Acero de Refuerzo	28
4.2	Elementos Estructurales	28

4.2.1	Muros	28
4.2.2	Columnas	39
4.2.3	Vigas	42
4.2.4	Losa	44
4.3	CARGAS.....	44
4.3.1	Carga Muerta (D).....	44
4.3.2	Carga Viva (L).....	45
4.3.3	Carga Sísmica (E).....	47
4.4	Análisis Tiempo Historia	51
5	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS.....	52
5.1	Resultados Generales	52
5.2	Criterios de Aceptación Ocupación Inmediata.....	54
5.2.1	Criterios a Nivel de Componente.....	54
5.2.2	Criterios a Nivel Global.....	55
5.3	Criterios de Aceptación Deformación Adicional	56
5.3.1	Criterios a Nivel de Componente.....	56
5.3.2	Criterios a Nivel Global.....	58

6	CONCLUSIONES.....	60
7	BIBLIOGRAFIA	62

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 4-1 Propiedades Acero de Refuerzo.....	29
Tabla 4-2 Propiedades Hormigón No Confinado.....	31
Tabla 4-3 Propiedades Hormigón Confinado.....	33
Tabla 4-4 Reacciones Verticales en la base por Cargas Gravitacionales.....	46
Tabla 4-5 Periodos de Vibración y Porcentajes de Participación de Masa.....	47
Tabla 5-1 Resultados de Desplazamiento de Techo y Corte Basal.....	52
Tabla 5-2 Acortamiento Unitario Hormigón Confinado – OI.....	54
Tabla 5-3 Acortamiento Unitario Hormigón No Confinado – OI.....	54
Tabla 5-4 Alargamiento Unitario Acero de Refuerzo – OI.....	54
Tabla 5-5 Rotación Plástica Columnas – OI.....	55
Tabla 5-6 Rotación Plástica Vigas – OI.....	55
Tabla 5-7 Deformaciones de entrepiso Registro Papudo – OI.....	55
Tabla 5-8 Deformaciones de entrepiso Registro Stgomaipu – OI.....	56

Tabla 5-9 Deformaciones de entrepiso Registro Stgopenalolen – OI.....	56
Tabla 5-10 Acortamiento Unitario Hormigón Confinado – DA.....	56
Tabla 5-11 Acortamiento Unitario Hormigón No Confinado – DA	57
Tabla 5-12 Alargamiento Unitario Acero de Refuerzo – DA	57
Tabla 5-13 Rotación Plástica Columnas – DA.....	57
Tabla 5-14 Rotación Plástica Vigas – DA	58
Tabla 5-15 Deformaciones de entrepiso Registro Papudo – DA	58
Tabla 5-16 Deformaciones de entrepiso Registro Stgomaipu – DA.....	58
Tabla 5-17 Deformaciones de entrepiso Registro Stgopenalolen – DA	59

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 3-1 Vista en Planta Caso de Estudio.....	21
Figura 3-2 Vista en Elevación Caso de Estudio.....	22
Figura 3-3 Vista 3D Caso de Estudio.....	22
Figura 3-4 Sección Transversal Muros	23
Figura 3-5 Sección Transversal Columnas.....	24
Figura 3-6 Sección Transversal Vigas	24
Figura 4-1 Vista en Elevación Muros	29
Figura 4-2 Constitutiva del Acero de Refuerzo	30
Figura 4-3 Representación de Curva Constitutiva del Acero en Software	30
Figura 4-4 Constitutiva del Hormigón No Confinado	31
Figura 4-5 Representación Constitutiva Hormigón No Confinado en Software	32
Figura 4-6 Representación del Hormigón No Confinado en Modelo por Capas en software	32
Figura 4-7 Constitutiva del Hormigón No Confinado y del Hormigón Confinado	34

Figura 4-8 Representación de Constitutiva Hormigón Confinado en Software.....	35
Figura 4-9 Representación de Hormigón Confinado en Modelo por Capas en software ...	36
Figura 4-10 Curva Desplazamiento de Techo vs Corte Basal [cm – Tonf]	37
Figura 4-11 Tensiones en Acero de Refuerzo [Kgf/cm ²].....	38
Figura 4-12 Tensiones en Acero de Refuerzo [Kgf/cm ²].....	38
Figura 4-13 Tensiones en Hormigón Confinado [Kgf/cm ²].....	39
Figura 4-14 Representación Columnas en Software	40
Figura 4-15 Propiedades Rótulas Plásticas en Columnas	41
Figura 4-16 Curva Momento – Carga Axial en Columnas	41
Figura 4-17 Representación de Vigas en Software	42
Figura 4-18 Momento Curvatura en Vigas Acero Positivo y Negativo.....	43
Figura 4-19 Representación de Momento Curvatura para vigas en Software.....	43
Figura 4-20 Configuración de Diafragmas de Piso	44
Figura 4-21 Asignación de Carga Permanente en Vigas y Muros [Tonf/m]	45
Figura 4-22 Asignación de Carga Viva en Vigas y Muros [Tonf/m].....	45

Figura 4-23 Configuración de Masa Sísmica en Software.....	46
Figura 4-24 Definición de registros sísmicos en software	48
Figura 4-25 Espectros de Aceleraciones	49
Figura 4-26 Espectros de Desplazamiento	49
Figura 4-27 Espectro de Desplazamiento Escalado	50
Figura 4-28 Configuración de factores de escala en software	51
Figura 5-1 Corte Basal Stgopenalolen – DA.....	53
Figura 5-2 Desplazamiento de Techo Stgopenalolen DA.....	53

RESUMEN

En la actualidad es cada vez más importante el diseño sísmico basado en desempeño, aunque su aplicación todavía no es cotidiana en la actividad profesional. En este contexto, en el presente documento se evalúa, a través de un ejemplo práctico, la aplicabilidad del método de Diseño Sísmico Basado en Desempeño propuesto por ACHISINA en 2017, utilizando para este fin las herramientas de análisis convencionales disponibles en el mercado. El objetivo general consiste en determinar la factibilidad de la aplicación del método y en evaluar los resultados obtenidos.

Para esta aplicación se ha considerado una estructura teórica, la cual corresponde a un edificio de cinco pisos destinado para uso hospitalario. La estructura es un sistema dual de pórticos y muros de hormigón reforzado con una disposición simétrica en los dos ejes perpendiculares principales. Se realiza una modelación tridimensional de la estructura con énfasis especial en la correcta representación de las propiedades no lineales de los elementos estructurales.

Posteriormente se procede a realizar análisis dinámicos Tiempo-Historia considerando los estados de ocupación inmediata y deformación adicional definidos en el procedimiento de ACHSINA. Finalmente se procede a extraer e interpretar los resultados. Se encontró que es factibles representar la no linealidad de los muros con elementos tipo *Shell* por capas. También se determinó la dificultad asociada al costo computacional de los análisis Tiempo Historia. Se encontró que la estructura analizada satisface los requerimientos del procedimiento de ACHISINA en términos de demandas locales en los elementos estructurales, pero no en términos de demandas globales como las deformaciones de entrepiso.

ABSTRACT

Nowadays performance-based seismic design is becoming increasingly important, although its application is still not part of routine professional practice. In this context, this study evaluates, through a practical example, the applicability of the performance-based seismic design method proposed by ACHISINA in 2017 using conventional analysis tools available in the market. The general objective consists of determining the feasibility of the method and evaluating the results.

For this application a theoretical 5-story building intended for hospital facility was considered. The structure is a dual system made up of reinforced concrete walls combined with perimeter beam-column frames in a symmetrical arrangement along the two main perpendicular axes. A three-dimensional model is developed, with emphasis on the correct representation of nonlinear properties of the structural elements.

Subsequently, response history analyses are performed considering the 2 limit states defined in the ACHISINA document: Immediate Occupation and Additional Deformation capacity. Finally, results are extracted and interpreted. It was found that the nonlinear properties of the reinforced concrete walls can be adequately modeled using Shell/Layered-Nonlinear elements. Response history analyses were found computationally expensive. The structure analyzed was found to comply with the local demand limits defined in the ACHISINA document but not with the interstory drift limits.

1 INTRODUCCIÓN

En los países en los cuales se encuentra establecido un código de diseño sismorresistente, como es el caso de Chile y Ecuador, existe en sus normativas procedimientos que permiten estimar, de una manera simplificada, cuál será la demanda por carga sísmica a la que estadísticamente la estructura tiene probabilidades de estar sometida durante su vida útil. Los métodos más comúnmente utilizados en la práctica profesional son el Análisis Elástico Estático y el Análisis Elástico Dinámico, siendo éstos, como su nombre lo indica, análisis que miden la respuesta de la estructura en el rango lineal de comportamiento de los materiales.

En términos simples el Análisis Elástico Estático, consiste en el cálculo del cortante basal de la estructura, el cual corresponde a un porcentaje de la masa considerada para el análisis. El corte basal se distribuye a través de cargas estáticas laterales en los diferentes niveles del modelo, utilizando una distribución vertical acorde a la normativa utilizada. El segundo caso corresponde a un Análisis Elástico Dinámico, en el cual se determina primero un espectro de pseudo-aceleraciones para diferentes periodos, con valores de pseudo-aceleraciones en función de factores acorde a normativa aplicada, tales como el tipo de suelo, ubicación geográfica, importancia de la estructura, sistema estructural, etc. Después se somete la estructura a un análisis en el cual la respuesta sísmica se encuentra en función de cada uno de los periodos o modos de vibración principales, siendo estos los que involucran al menos un 90% de participación de la masa. Finalmente se combinan las respuestas de cada uno de los modos principales generalmente por metodología CQC.

Con estas dos metodologías se ha conseguido estimar de manera generalmente exitosa cuál será la demanda para el sismo de diseño en la vida útil de la estructura, definiéndose sismo de diseño como aquel tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno medio de 475 años).

Sin embargo, estas metodologías tienen como limitación que estiman la respuesta de la estructura solamente para el sismo de diseño, desconociéndose así la respuesta de la estructura frente a un movimiento real del suelo representado por un acelerograma, es decir, por una secuencia de aceleraciones registradas durante un sismo real. Así también los análisis lineales estático y dinámico no permiten conocer cuál será la respuesta de la estructura cuando las deformaciones de sus elementos estructurales se encuentren dentro del rango plástico o no lineal.

En base a este contexto el objetivo de este trabajo consiste en determinar la factibilidad de aplicación de un análisis sísmico basado en desempeño, específicamente el presentado por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) denominado *Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios*, publicado en noviembre de 2017. En este procedimiento se aplica un Análisis Tiempo Historia No Lineal, es decir, un análisis que permite conocer la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo del registro sísmico. Los sismos utilizados corresponden a registros del terremoto del Maule de 2010.

Como herramientas se han utilizado aquellas comunes en la actividad profesional de diseño estructural, en este caso el software de CSI SAP2000 en su versión 19.2.1. La metodología propuesta se aplica de manera correcta a través del ingreso de los registros sísmicos con sus respectivos escalamientos, y también de las configuraciones que se deben considerar en el software, detallando paso a paso cómo representar de forma adecuada los materiales y elementos estructurales cuando están en un rango de comportamiento no lineal, utilizando rótulas plásticas en el caso de vigas y columnas y modelos por capas en el caso de los muros.

Como caso de estudio se ha utilizado un edificio diseñado previamente en otro trabajo, a través de la metodología indicada en Normativa NCh433, considerando lo dispuesto por el Decreto Supremo N°61/2011. Como resultado se han determinado las dimensiones de secciones transversales de hormigón y las cuantías de acero de refuerzo requeridas para

proporcionar la resistencia frente a las demandas impuestas y la ductilidad que demandan los códigos de diseño, en este caso ACI 318.

Finalmente, de los análisis realizados se extrae y evalúa la respuesta de los elementos estructurales como vigas, columnas y muros, para cada uno de los criterios de aceptación determinados en función de los estados límite considerados, específicamente para una Ocupación Inmediata y para una Evaluación de Capacidad de Deformación Adicional.

2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE ACHISINA

El propósito del documento de ACHISINA consiste en proporcionar un método alternativo, basado en desempeño, para el diseño sísmico de edificios. Estas disposiciones permiten identificar las demandas sísmicas más importantes sobre los edificios de manera más precisa que con los tradicionales modelos lineales.

El procedimiento contenido en el documento de ACHISINA se basa en los principios de diseño por capacidad, además de una serie de verificaciones de diseño basadas en desempeño. En primer lugar, los principios del diseño por capacidad se aplican para diseñar estructuras que tengan un mecanismo o mecanismos de fluencia dúctil adecuados bajo deformaciones laterales. Para determinar la resistencia requerida por los distintos elementos estructurales se puede utilizar el análisis lineal tradicional requerido por los códigos vigentes.

Posteriormente se deberá evaluar analíticamente el cumplimiento de dos estados límites establecidos en esta normativa: estado límite de ocupación inmediata para el sismo de diseño SD, y capacidad de deformación adicional para el sismo máximo considerado SMC.

2.1 Evaluación del estado límite de Ocupación Inmediata

El objetivo de esta evaluación consiste en verificar que los sistemas estructurales y los componentes y fijaciones no estructurales del edificio conservarán su funcionalidad general durante y después de un sismo. En caso necesario, se espera que las reparaciones sean menores y se puedan realizar sin afectar sustancialmente el uso normal y la funcionalidad de la edificación.

Para evaluar este estado límite se deben realizar una serie de análisis de respuesta dinámica no lineal con al menos tres pares apropiados de componentes horizontales de registros sísmicos. El estado de carga estático ($1.0 D + L_{exp}$) debe ser considerado como un estado inicial antes de la aplicación de SD.

Para cada análisis de respuesta dinámica no lineal se deberá calcular el parámetro de interés. Cuando se utilicen al menos siete pares de registros se podrá utilizar el valor promedio de respuesta del parámetro de interés. En caso contrario se deberá utilizar la respuesta máxima del parámetro de interés.

2.1.1 Sismo de Diseño (SD)

El sismo de diseño queda definido por una familia de mínimo tres pares de registros horizontales (reales o artificiales). Los registros deben tener magnitudes, distancias a la falla, fuentes del mecanismo del sismo y tipos de suelo que sean consistentes con aquéllos que controlan el SD.

Para cada par de registros se deben construir los espectros de pseudo-aceleración para $\beta = 0.05$ y se deben combinar según la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Los registros se deben modificar de manera que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados con SRSS para todos los pares de registros no resulte menor que 1.17 veces el espectro elástico de desplazamientos del artículo 13 del Decreto 61/2011 para $\beta = 0.05$ y un rango de períodos comprendido entre $0.5 T$ y $1.25 T$, donde T corresponde a el (los) período(s) principal(es).

2.2 Evaluación de la capacidad de Deformación Adicional

El objetivo de esta evaluación es verificar que la estructura tiene una capacidad de deformación adicional si es sometida a una demanda de deformación superior a la calculada con el SD. Se deberá verificar la estructura para el sismo máximo considerado (SMC). Se permiten dos métodos distintos para verificar este estado límite: un análisis estático no lineal (Pushover) y un análisis dinámico no lineal.

2.2.1 Sismo máximo considerado (SMC)

Se pueden utilizar los mismos registros utilizados para el SD amplificados un 30%.

Alternativamente, el SMC podrá provenir de un estudio de riesgo sísmico específico para el proyecto para un período de retorno medio de 950 años. Esta demanda no puede ser menor a un 80% de la especificada anteriormente (amplificación de 30% de los registros usados para el SD).

Adicionalmente, se permite considerar el SMC como aquél que para un análisis estático no lineal (Pushover) lleve a la estructura a un desplazamiento de techo un 40% mayor que el desplazamiento de techo obtenido para el sismo de diseño.

3 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio corresponde a uno de los edificios utilizados en el documento “Evaluación del Desempeño Sísmico de Hospitales Aislados y Convencionales a través de un Análisis de Fragilidad” realizado por Mauricio Ferj.

3.1 Geometría del Edificio

La planta del edificio es simétrica y rectangular, con dimensiones entre ejes exteriores de 37,50 m por 22,50 m. En las dos direcciones principales se disponen vanos iguales de 7,50 m. El sistema estructural es híbrido, es decir, está compuesto por una combinación de muros y pórticos a momento de hormigón reforzado. En cada dirección principal se disponen dos muros de 7,5 m de longitud, coincidiendo así con la dimensión de los vanos.

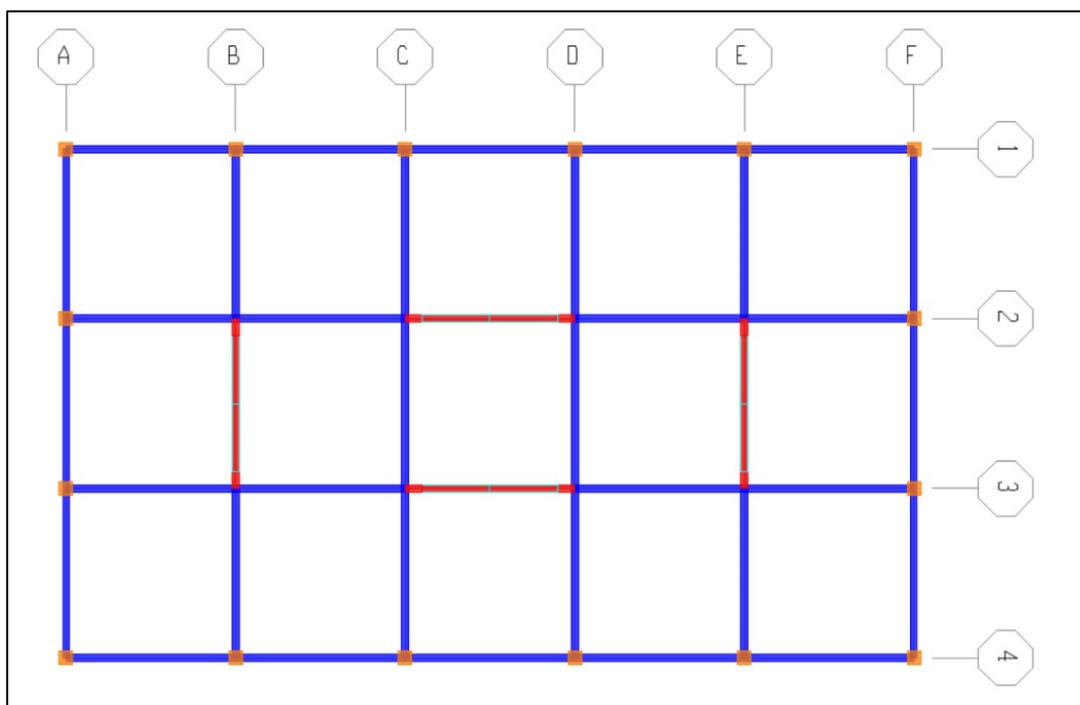


Figura 3-1 Vista en Planta Caso de Estudio

En altura el edificio tiene un total de 16,80 m, distribuida en 5 pisos de 3,20 m a excepción del primero que posee una altura de 4,00 m.

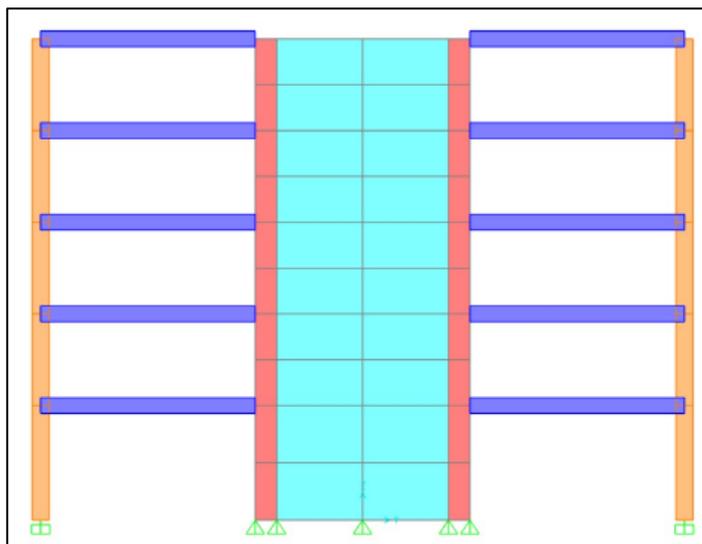


Figura 3-2 Vista en Elevación Caso de Estudio

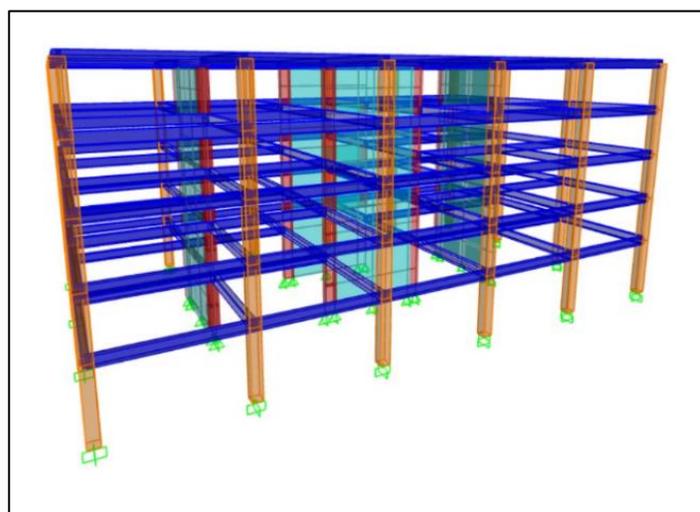


Figura 3-3 Vista 3D Caso de Estudio

3.2 Secciones Transversales de Elementos Estructurales

Se definen a continuación los elementos estructurales utilizados para el análisis, los cuales fueron obtenidos como resultado del diseño del edificio en el documento de referencia.

3.2.1 Muros

La sección transversal de los muros corresponde a 30 cm x 750 cm. El refuerzo de los muros presenta dos disposiciones distintas. En los extremos los muros presentan elementos especiales de borde con una longitud de confinamiento de 75 cm, reforzados con 12 \varnothing 28 mm. En la zona central el acero longitudinal corresponde a \varnothing 10 mm @ 20 cm.

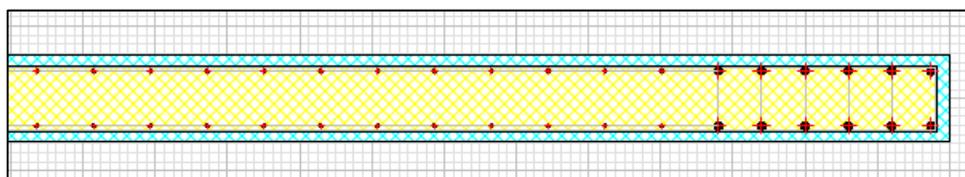


Figura 3-4 Sección Transversal Muros

3.2.2 Columnas

Las columnas son de sección transversal cuadrada, con dimensiones 60 cm x 60 cm. Presentan un refuerzo de 12 \varnothing 22 mm.

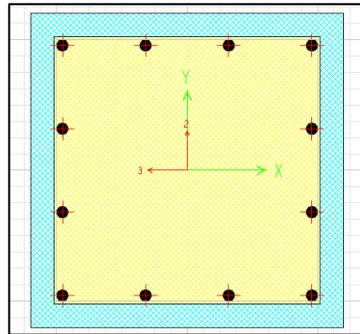


Figura 3-5 Sección Transversal Columnas

3.2.3 Vigas

Las vigas son de sección transversal rectangular, con dimensiones 30 cm x 55 cm. Presentan un refuerzo para momento negativo de $A_s^{(-)} = 4 \text{ } \varnothing 28 \text{ mm}$, y para momento positivo de $A_s^{(+)} = 3 \text{ } \varnothing 22 \text{ mm}$.

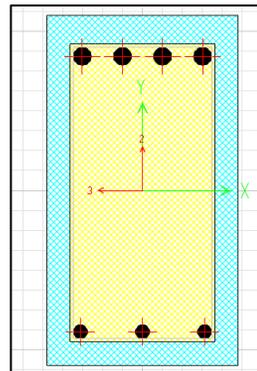


Figura 3-6 Sección Transversal Vigas

3.2.4 Losa

La losa de hormigón tiene un espesor de 20 cm. Para el alcance de este documento no resulta relevante el acero de refuerzo en la losa.

3.3 Cargas

Se han considerado las mismas cargas utilizadas en el documento de referencia, las cuales se describen a continuación:

3.3.1 Carga Muerta (D)

Corresponde a la carga que actuará de forma permanente en la edificación. En primer lugar se considera el peso correspondiente de los elementos estructurales de hormigón armado, es decir, muros, columnas, vigas y losas. Se determina su peso a través de su volumen y su densidad, considerando en este caso una densidad del hormigón reforzado de:

$$\text{Densidad } H_o = 2500 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

Se considera también una carga correspondiente a los elementos no estructurales de:

$$D = 150 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

3.3.2 Carga Viva (L)

Corresponde a la sobrecarga de operación del establecimiento, la cual se ha tomado de:

$$L = 400 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

3.3.3 Carga Sísmica (E)

De acuerdo con lo dispuesto en el documento de ACHISINA se evalúa el comportamiento frente a carga sísmica a través de un análisis tiempo historia no lineal, considerando 3 pares de registros aplicados de manera simultánea en las dos direcciones principales de la estructura. Para el análisis se han utilizado registros sísmicos correspondientes al terremoto del Maule del año 2010, los cuales han sido descargados de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC). Los sismos utilizados fueron:

- Papudo
- Stgomaipu
- Stgopenalolen

3.4 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga han sido evaluadas de acuerdo con las disposiciones del documento de ACHISINA para los siguientes casos:

3.4.1 Determinación de Masa Sísmica para Análisis Modal

$$1.0 D + L_{exp}$$

Donde:

- *D*: Carga Muerta
- *L_{exp}*: Carga Viva esperada durante el sismo (50% para Hospitales)

3.4.2 Análisis Estado Límite de Ocupación Inmediata

$$1.0 D + L_{exp} + SD$$

Donde:

- *SD: Sismo de Diseño*

3.4.3 Evaluación de Capacidad de Deformación Adicional

$$1.0 D + L_{exp} + SMC$$

Donde:

- *SMC: Sismo Máximo Considerado*

4 DEFINICIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

Para el análisis se ha utilizado el software SAP2000, en el cual se representan de manera simplificada la geometría del edificio y las secciones transversales de elementos estructurales, incorporando el respectivo comportamiento no lineal en cada caso y finalmente aplicando las condiciones de carga para los diferentes análisis.

4.1 Materiales

Los materiales considerados para el modelo son los siguientes:

4.1.1 Hormigón Estructural

- Tipo G – 25
- f_c 250 [Kgf/cm²]
- Peso 2.500 [Kgf/m³]
- Módulo de elasticidad 2.4×10^5 [Kgf/cm²]

4.1.2 Acero de Refuerzo

- Tipo A630 – 420H
- f_y 4.200 [Kgf/cm²]
- Peso 7.850 [Kgf/m³]
- Módulo de elasticidad 2.1×10^6 [Kgf/cm²]

4.2 Elementos Estructurales

4.2.1 Muros

Los muros son modelados a través de elementos Shell-Layered/Nonlinear, definiendo dos secciones distintas: Muros con Hormigón Confinado en el caso de los elementos

de borde, y Muros con Hormigón No Confinado para el caso de la sección central de los muros.

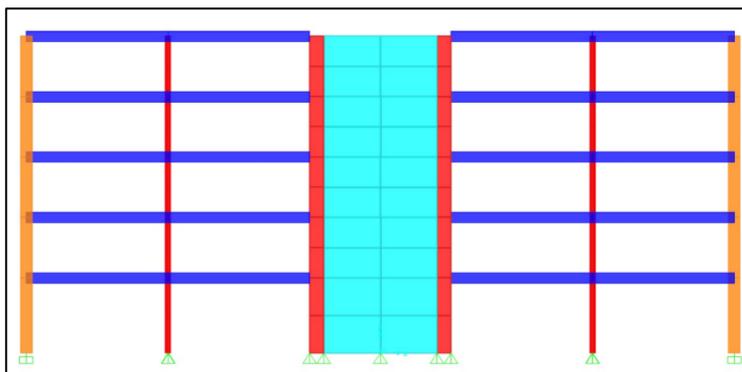


Figura 4-1 Vista en Elevación Muros

Puesto que la no linealidad en los elementos Shell-Layered/Nonlinear se representa a través del comportamiento no lineal de los materiales, se definen a continuación las curvas constitutivas para Acero de Refuerzo, Hormigón No Confinado y Hormigón Confinado.

4.2.1.1 Acero de Refuerzo

Para el acero de refuerzo se define una constitutiva simplificada con endurecimiento

Tabla 4-1 Propiedades Acero de Refuerzo

ϵ_c	f_y [Kgf/cm ²]
-0,12	-2.600
-0,1	-6.300
-0,01	-4.200
-0,002	-4.200
0	0
0,002	4.200
0,01	4.200
0,1	6.300
0,12	2.600

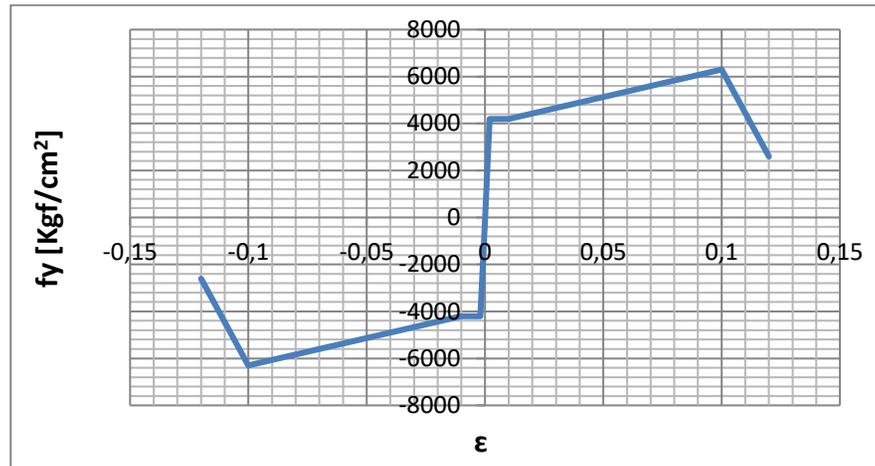


Figura 4-2 Constitutiva del Acero de Refuerzo

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Acero

Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic

Drucker-Prager Parameters:

Friction Angle:

Dilatational Angle:

Units: Tonf, cm, C

Stress-Strain Curve Definition Options:

Parametric User Defined

Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data:

Number of Points in Stress-Strain Curve: 9

	Strain	Stress	Point ID
1	-0,12	-2,6	
2	-0,1	-6,3	
3	-0,01	-4,2	
4	-2,000E-03	-4,2	
5	0,	0,	A
6	2,000E-03	4,2	
7	0,01	4,2	
8	0,1	6,3	
9	0,12	2,6	

Show Plot...

Order Rows

OK Cancel

Figura 4-3 Representación de Curva Constitutiva del Acero en Software

4.2.1.2 Hormigón No Confinado

Se determina la constitutiva del Hormigón No Confinado utilizando el Modelo de Hognestad, con las siguientes propiedades:

Tabla 4-2 Propiedades Hormigón No Confinado

Modelo Hognestad		
$f'c$	225	Kgf/cm ²
ϵ_0	0,002	
$0,15 f'c$	191	Kgf/cm ²
$\epsilon_{C \max}$	0,0040	
m	-16.875	

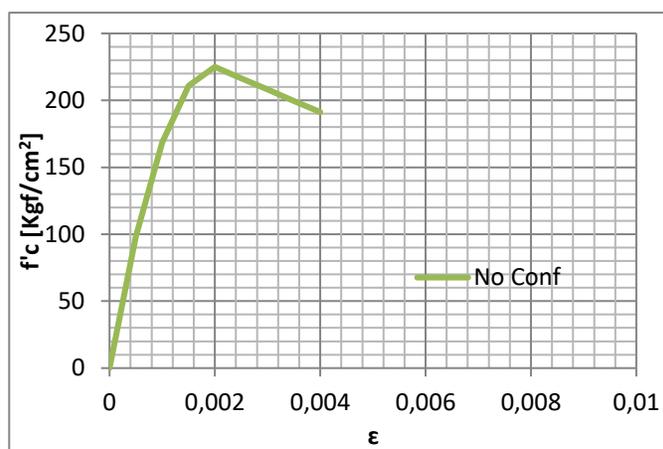


Figura 4-4 Constitutiva del Hormigón No Confinado

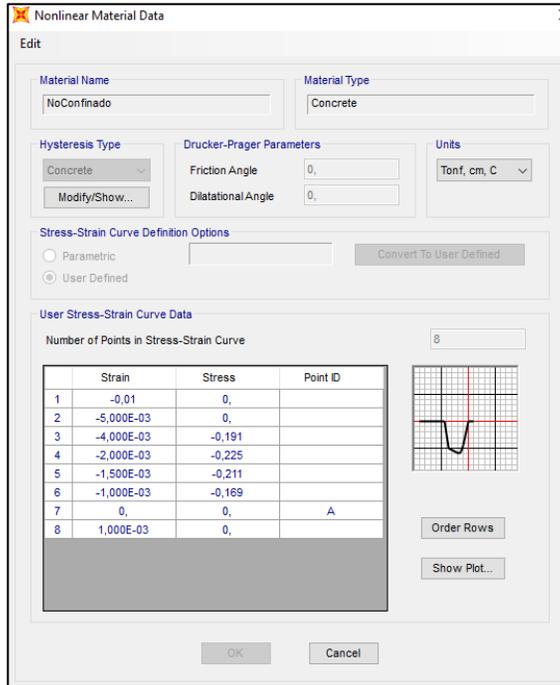


Figura 4-5 Representación Constitutiva Hormigón No Confinado en Software

Una vez creada la constitutiva del material, se configura la sección transversal del elemento con sus capas respectivas. También se incorpora el acero de refuerzo vertical.

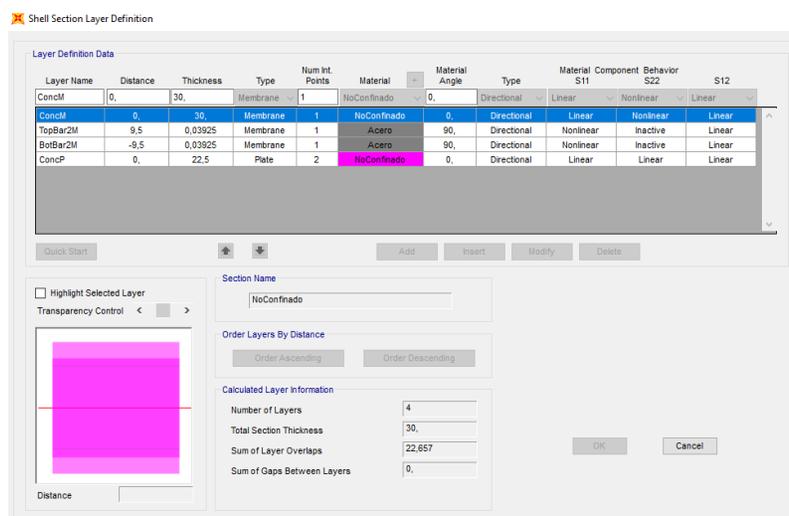


Figura 4-6 Representación del Hormigón No Confinado en Modelo por Capas en software

4.2.1.3 Hormigón Confinado

Se determina la constitutiva del Hormigón Confinado utilizando el Modelo de Mander, Park y Priestley, con las siguientes propiedades:

Tabla 4-3 Propiedades Hormigón Confinado

Modelo Mander, Park y Priestley		
b	75	cm
d	30	cm
rec	5	cm
db	2,8	cm
d estr	1	cm
S	15	cm
fy	4.200	Kgf/cm ²
f'c	250	Kgf/cm ²
Ec	238.752	Kgf/cm ²
Razón de Confinamiento		
bc	64	cm
dc	19	cm
Ac	1216	cm ²
#ØL	12	
As	73,89	cm ²
ρ _{cc}	0,061	
A _{cc}	1.142	cm ²
w1	8,44	cm
w2	12,40	cm
Ai	169,98	cm ²
Aef	588,39	cm ²
Razón Conf	0,52	
Tensión de Confinamiento		
Atr1	0,79	cm
fl1	23,15	Kgf/cm ²
fl2	20,62	Kgf/cm ²
fl1 ef	11,93	Kgf/cm ²
fl2 ef	10,62	Kgf/cm ²

Resistencia Compresión Ho Confinado		
SCSR	0,048	
LCSR	0,042	
k	1,25	gráfica
f'cc	313	Kgf/cm²
Deformación U por Resistencia Máxima		
ϵ_o	0,0020	
ϵ_{cc}	0,0045	
Deformación Unitaria Última		
$\epsilon_{c \text{ max}}$	0,0225	
Modelo Mander Confinado		
r	1,410	

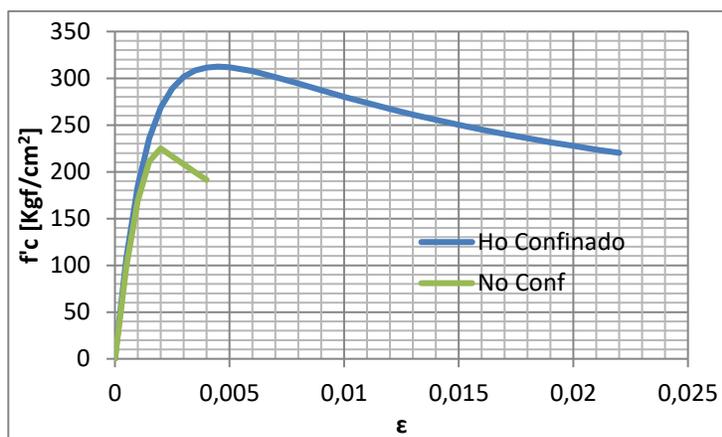


Figura 4-7 Constitutiva del Hormigón No Confinado y del Hormigón Confinado

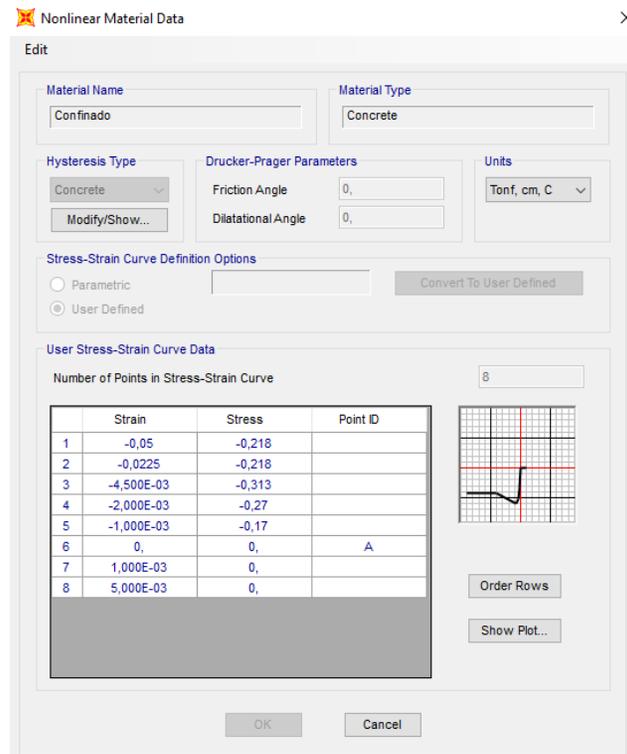


Figura 4-8 Representación de Constitutiva Hormigón Confinado en Software

Una vez creada la constitutiva del material, se configura la sección transversal del elemento con sus capas respectivas. También se incorpora el acero de refuerzo vertical.

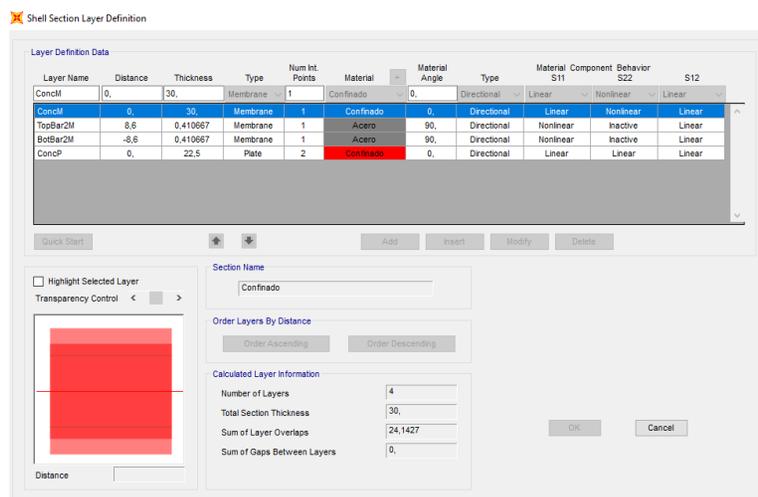


Figura 4-9 Representación de Hormigón Confinado en Modelo por Capas en software

4.2.1.4 Validación de Modelo por Capas para Muros

Posterior a la configuración de las capas correspondientes al acero de refuerzo y hormigones confinado y no confinado, se realiza una validación del modelo por capas. Para esto se realiza un ejercicio simplificado en el cual se analiza únicamente un muro del edificio, al cual se le añaden las cargas verticales para que presente una reacción vertical similar a la de los muros del edificio. Finalmente se aplica un análisis incremental no lineal (Pushover), obteniéndose los siguientes resultados:

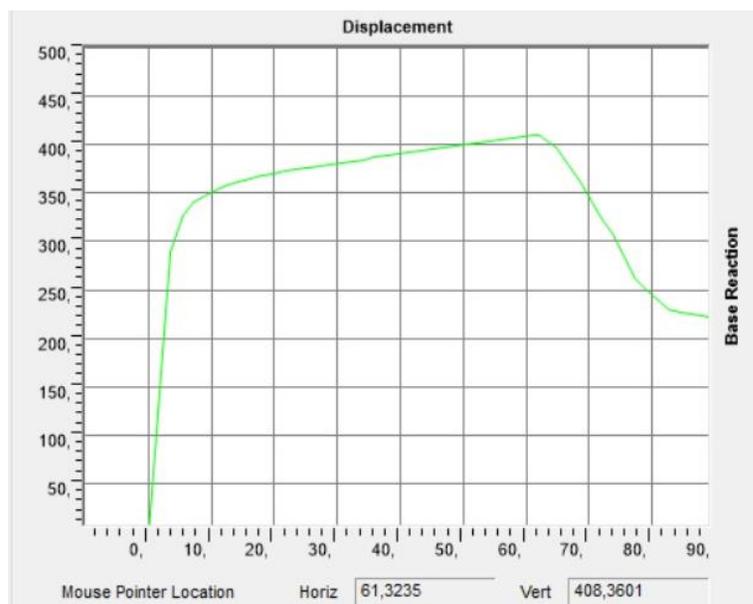


Figura 4-10 Curva Desplazamiento de Techo vs Corte Basal [cm – Tonf]

Como se muestra en la curva desplazamiento vs reacción en la base, se pueden observar dos cambios de comportamiento claramente definidos, los dos bastante relacionados con la constitutiva del acero de refuerzo. El primero se marca claramente cuando el acero traspasa su rango lineal de esfuerzos, es decir cuando sobrepasa el límite a tracción de 4.200 Kg/cm^2 . Se muestra a continuación los resultados gráficos de esfuerzos en los elementos Shell, en la capa denominada Acero de Refuerzo de los elementos de Hormigón confinado.

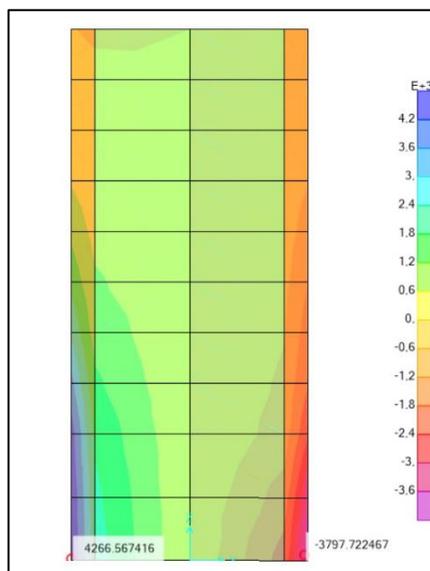


Figura 4-11 Tensiones en Acero de Refuerzo [Kgf/cm^2]

El segundo cambio se presenta cuando el acero termina su rango de endurecimiento, es decir en 6.300 Kgf/cm^2 .

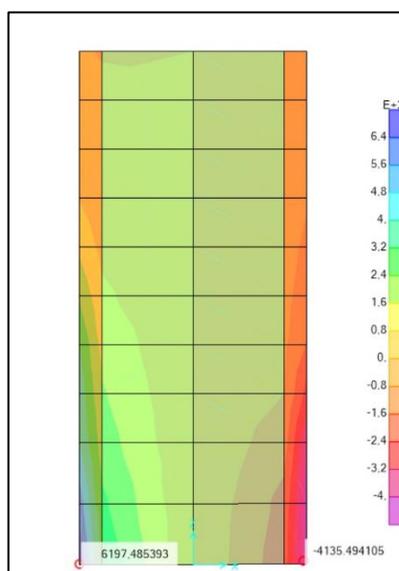


Figura 4-12 Tensiones en Acero de Refuerzo [Kgf/cm^2]

Se muestran a continuación los esfuerzos en la capa denominada Hormigón confinado. Como se puede ver de manera simultánea en un extremo el hormigón alcanza su resistencia máxima a compresión y en el otro el esfuerzo es cero, puesto que la configuración no permite que el hormigón tome esfuerzos de tracción.

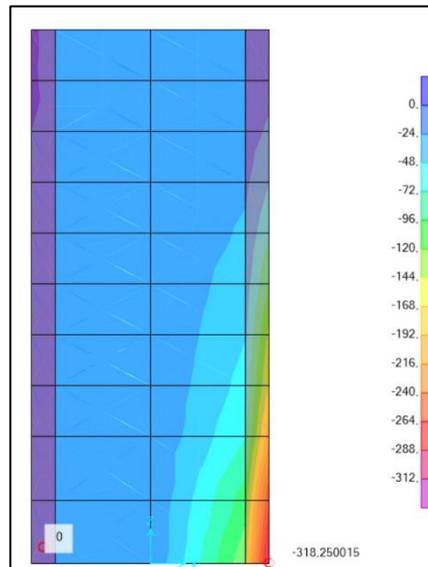


Figura 4-13 Tensiones en Hormigón Confinado [Kg/cm²]

4.2.2 Columnas

Las columnas se representan a través de elementos “Frame”, con la sección indicada en 3.2.2, para lo cual se asigna su sección como se indica a continuación:

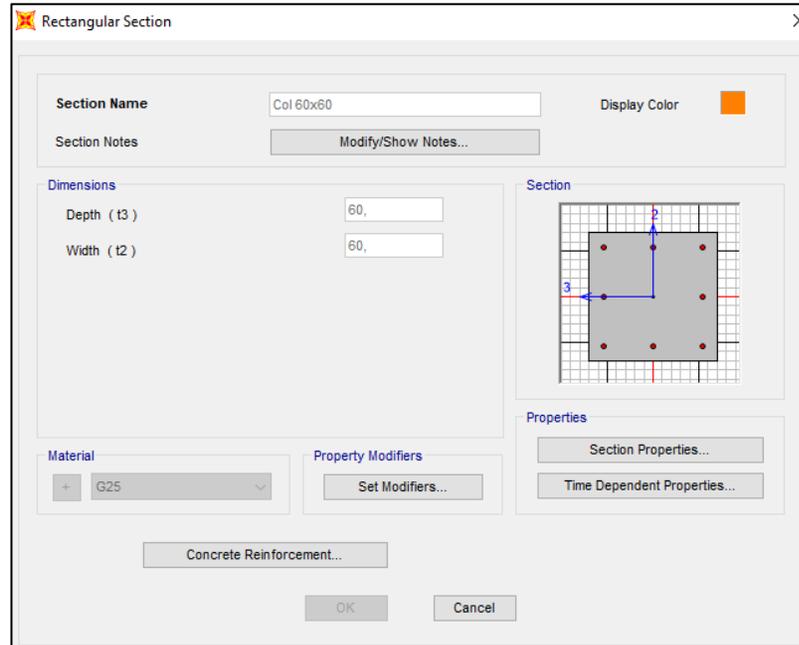


Figura 4-14 Representación Columnas en Software

Para la modelación del comportamiento no lineal de columnas se ha asignado Rótulas Plásticas a los elementos Frame en sus dos extremos. Las rótulas plásticas se han configurado a través de la herramienta del software considerando el diagrama momento curvatura y el diagrama de interacción, de acuerdo con los siguientes parámetros:

Hinge Property Data for a Parametric Concrete P-M2-M3 Hinge (Columnas)

Hinge Specification Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature Relative Hinge Length Hinge Length

Force Scale Factors

Use Yield Forces

Tension	<input type="text" value="192,36"/> tonf
Compression	<input type="text" value="1067,615"/> tonf
Bending, Axis 2	<input type="text" value="9075,4"/> tonf-cm
Bending, Axis 3	<input type="text" value="9075,4"/> tonf-cm

Deformation Scale Factors

Tension	<input type="text" value="0,803"/> cm
Compression	<input type="text" value="0,452"/> cm
Bending, Axis 2	<input type="text" value="0,0004"/> rad/cm
Bending, Axis 3	<input type="text" value="0,0004"/> rad/cm

Modify/Show Yield Surface Shape Parameters...

Modify/Show Force-Deformation Relationship...

OK Cancel

Figura 4-15 Propiedades Rótulas Plásticas en Columnas

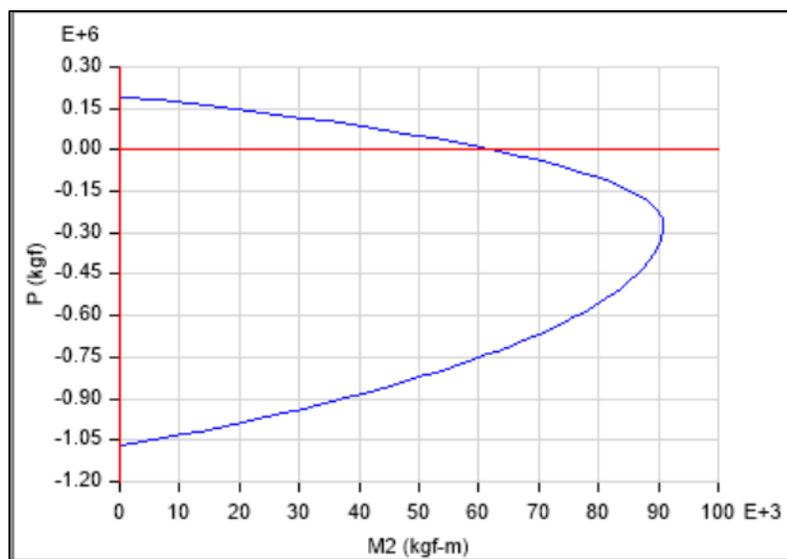


Figura 4-16 Curva Momento – Carga Axial en Columnas

4.2.3 Vigas

Las vigas se representan a través de elementos “Frame”, con la sección indicada en 3.2.3, para lo cual se asigna su sección como se indica a continuación:

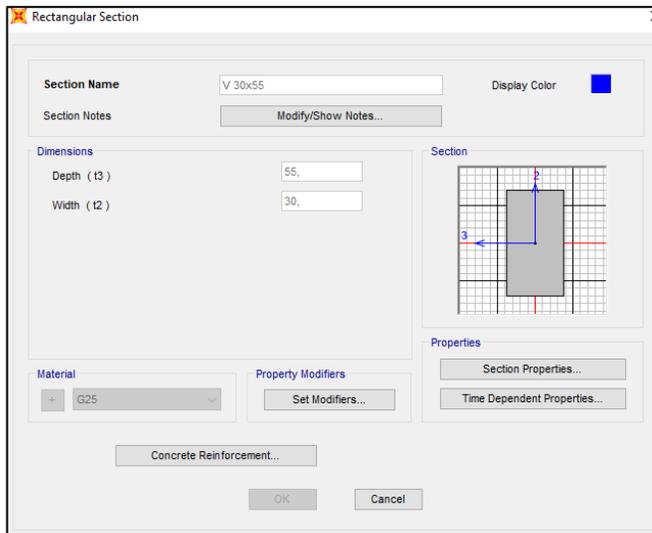


Figura 4-17 Representación de Vigas en Software

Para la modelación del comportamiento no lineal de vigas se ha asignado Rótulas Plásticas a los elementos Frame en sus dos extremos. Las rótulas plásticas se han configurado a través de la herramienta del software considerando el diagrama momento curvatura, el cual es de características asimétricas debido a la diferencia entre la cantidad de acero positivo y negativo en vigas.

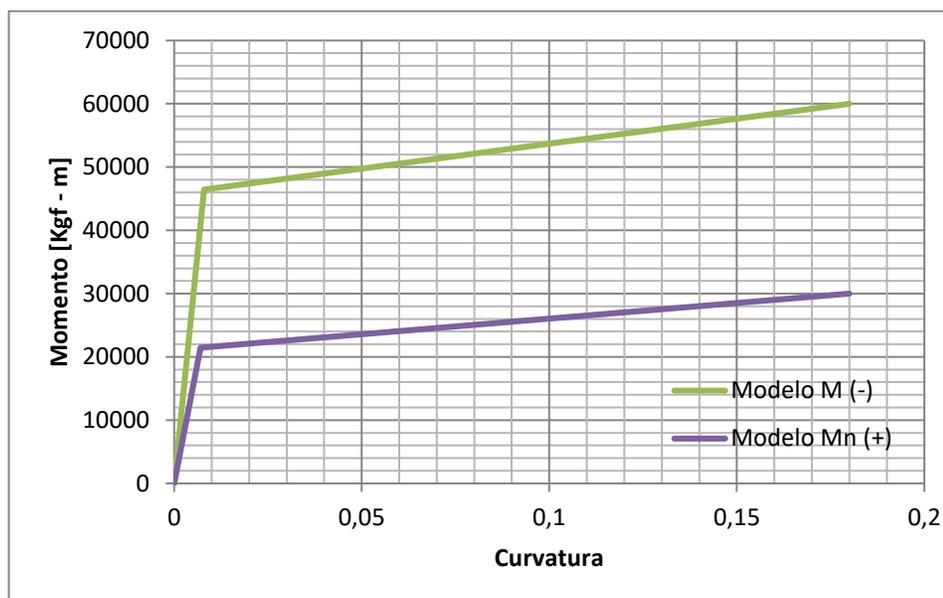


Figura 4-18 Momento Curvatura en Vigas Acero Positivo y Negativo

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-1,102	-6,
D-	-1,085	-5,
C-	-1,068	-4,
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,048	4,
D	1,06	5,
E	1,072	6,

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment Moment SF Positive: 2144,4 Negative: 4645,5

Use Yield Curvature Curvature SF Positive: 7,000E-05 Negative: 8,000E-05
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	1,	-1,
Life Safety	2,	-2,
Collapse Prevention	3,	-3,

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length: 0,1

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Figura 4-19 Representación de Momento Curvatura para vigas en Software

4.2.4 Losa

Para reducir la demanda computacional, y puesto que para el objetivo de este estudio no es relevante el análisis del comportamiento de la losa, se ha representado este elemento a través de la carga equivalente con la sección definida en 3.2.4, la cual se suma a la carga permanente (D) y actúa de forma distribuida en los elementos que la soportan, es decir vigas y muros. Sin embargo, para representar la rigidez que las losas brindan a cada piso se asignó a los nodos de cada nivel un diafragma como se muestra a continuación:

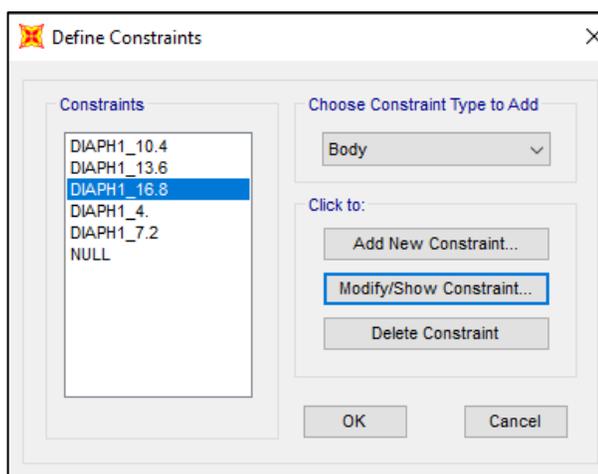


Figura 4-20 Configuración de Diafragmas de Piso

4.3 CARGAS

4.3.1 Carga Muerta (D)

Por lo tanto, la carga permanente total es:

$$D = 150 \text{ Kg}/\text{m}^2 + D_{Losa}$$

$$D_{Losa} = 500 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$D = 650 \text{ Kg/m}^2$$

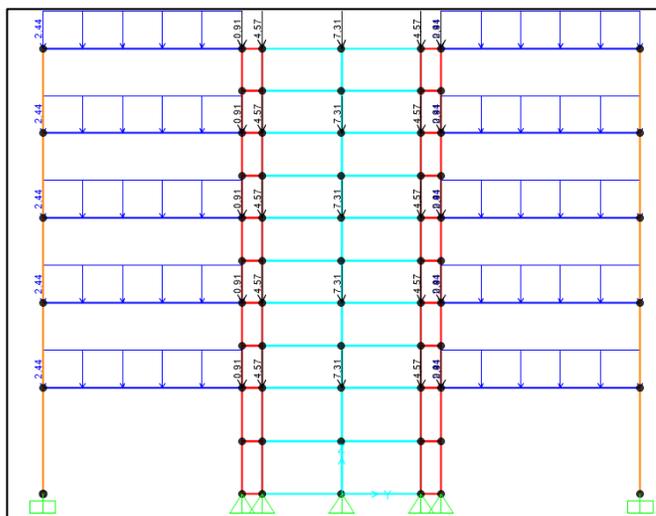


Figura 4-21 Asignación de Carga Permanente en Vigas y Muros [Tonf/m]

4.3.2 Carga Viva (L)

Se asigna de igual manera la carga viva:

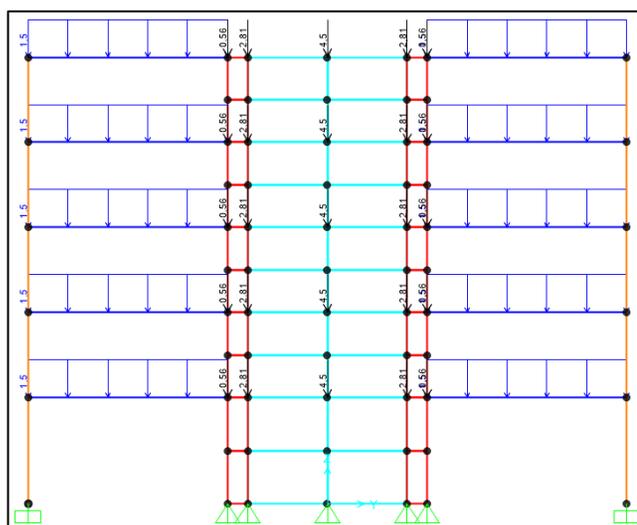


Figura 4-22 Asignación de Carga Viva en Vigas y Muros [Tonf/m]

Se realiza una verificación de acuerdo con la carga aplicada por metro cuadrado y las reacciones en la base obtenidas del análisis de la estructura:

$$LIVE = (5) \left(400 \frac{Kgf}{m^2} \right) (37,5 m) (22,5 m)$$

$$LIVE = 1688 Kgf$$

Tabla 4-4 Reacciones Verticales en la base por Cargas Gravitacionales

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
DEAD	LinStatic	0	0	3.888
LIVE	LinStatic	0	0	1.688
GRAV_NL	NonStatic	0	0	4.732

También se modela la masa sísmica en el software de manera de considerar como masa sísmica la carga permanente y el porcentaje de carga viva definido en 3.4.1:

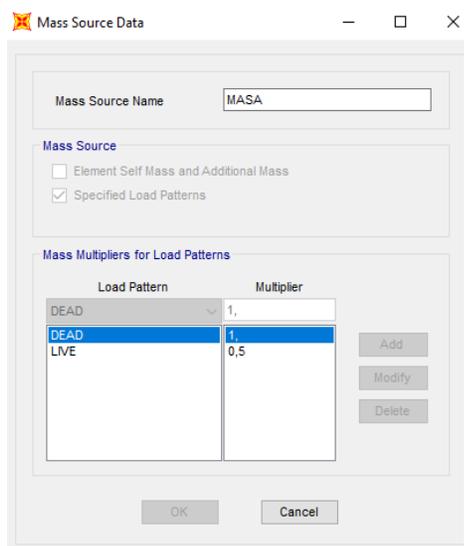


Figura 4-23 Configuración de Masa Sísmica en Software

Se presentan a continuación los resultados correspondientes al análisis Modal, del cual se determinan los periodos principales con su respectivo porcentaje de participación de masa. Como se muestra en la siguiente tabla, los periodos principales de la estructura son los 2 y 3 con los valores indicados a continuación:

Tabla 4-5 Periodos de Vibración y Porcentajes de Participación de Masa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,519	0%	0%
MODAL	Mode	2	0,499	0%	71%
MODAL	Mode	3	0,497	71%	0%
MODAL	Mode	4	0,125	0%	0%
MODAL	Mode	5	0,116	0%	22%
MODAL	Mode	6	0,116	22%	0%
MODAL	Mode	7	0,079	0%	0%
MODAL	Mode	8	0,079	0%	0%
MODAL	Mode	9	0,078	0%	0%
MODAL	Mode	10	0,078	0%	0%
MODAL	Mode	11	0,078	0%	0%
MODAL	Mode	12	0,078	0%	0%

4.3.3 Carga Sísmica (E)

Los registros son definidos como funciones en el software, generando así la sucesión de puntos que conforman el registro sísmico con los valores correspondientes al tiempo y valor de aceleración respectiva en cada punto, en sus dos componentes perpendiculares. A continuación se muestra la definición de las funciones para el sismo de Stgopenalolen, en sus dos componentes perpendiculares:

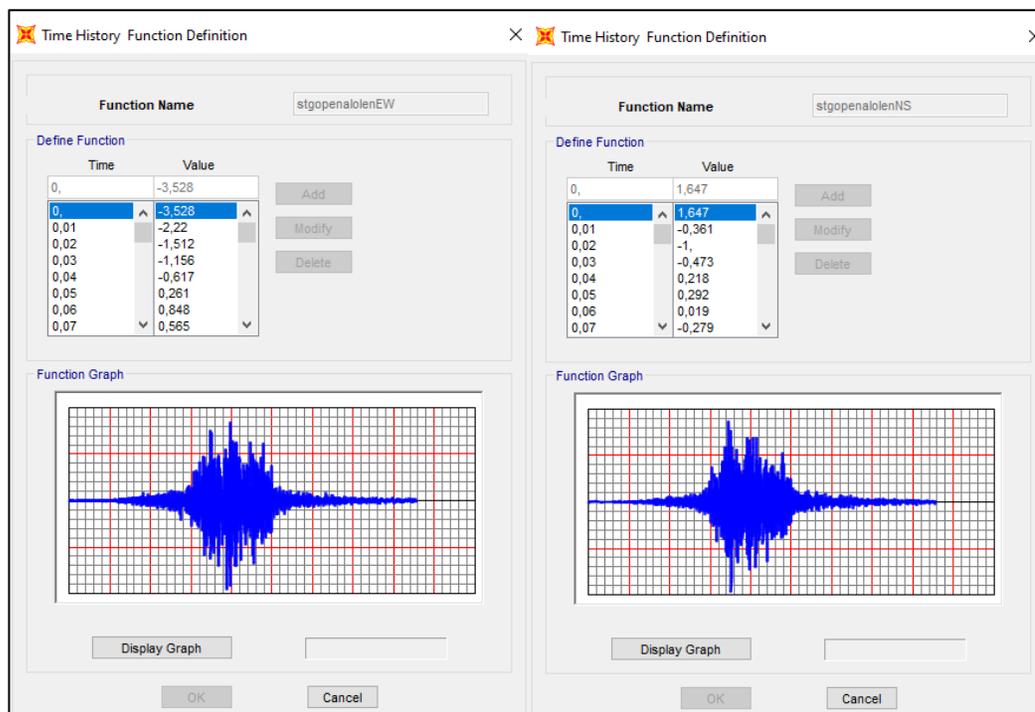


Figura 4-24 Definición de registros sísmicos en software

Para definir los factores de escalamiento de los registros se considera lo indicado en el documento de ACHISINA, es decir, el promedio de los espectros combinados de desplazamiento no puede ser menor a 1,17 veces el registro de la norma NCh433, dentro del rango de periodos de interés.

El rango de periodos de interés se define de la siguiente manera:

$$0,5 T - 1,25 T$$

Puesto que los periodos principales de la estructura son en promedio iguales 0,498 s, se determina el rango de interés con los siguientes valores:

$$0,249 s - 0,623 s$$

Se utilizaron las componentes horizontales NS y EW para obtener los espectros de aceleración y desplazamiento, y finalmente se combinaron por el método SRSS.

Se presenta a continuación una gráfica con los tres espectros combinados de aceleraciones y el promedio del espectro de desplazamiento, conjuntamente con el espectro de diseño de la Norma NCh 433.

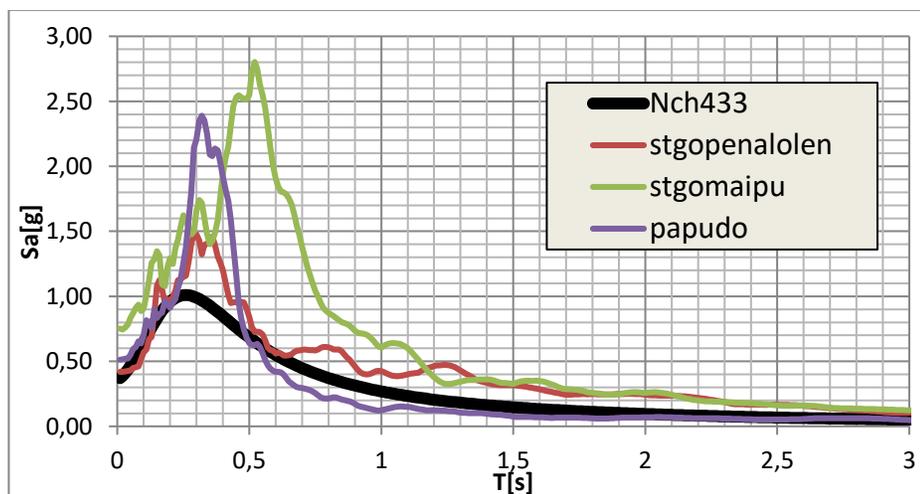


Figura 4-25 Espectros de Aceleraciones

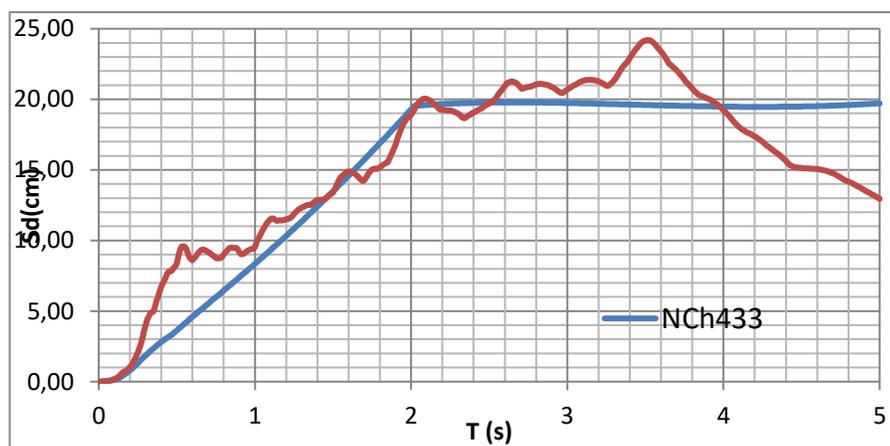


Figura 4-26 Espectros de Desplazamiento

Como se muestra en la gráfica, en el rango de interés de periodos, el promedio de espectros muestra una demanda mayor a la del espectro de normativa, por lo cual se determinan los factores para reducir la demanda de los espectros que generan este comportamiento.

Se determinan los siguientes factores:

- Papudo: 0,8028
- Stgomaipu: 0,4459
- Stgopenalolen: 1,2054

Se presenta a continuación el espectro promedio de desplazamientos escalado, conjuntamente con el espectro de desplazamientos de NCH 433 factorado por 1,17 de acuerdo a lo solicitado por ACHISINA, en el rango de periodos de interés.

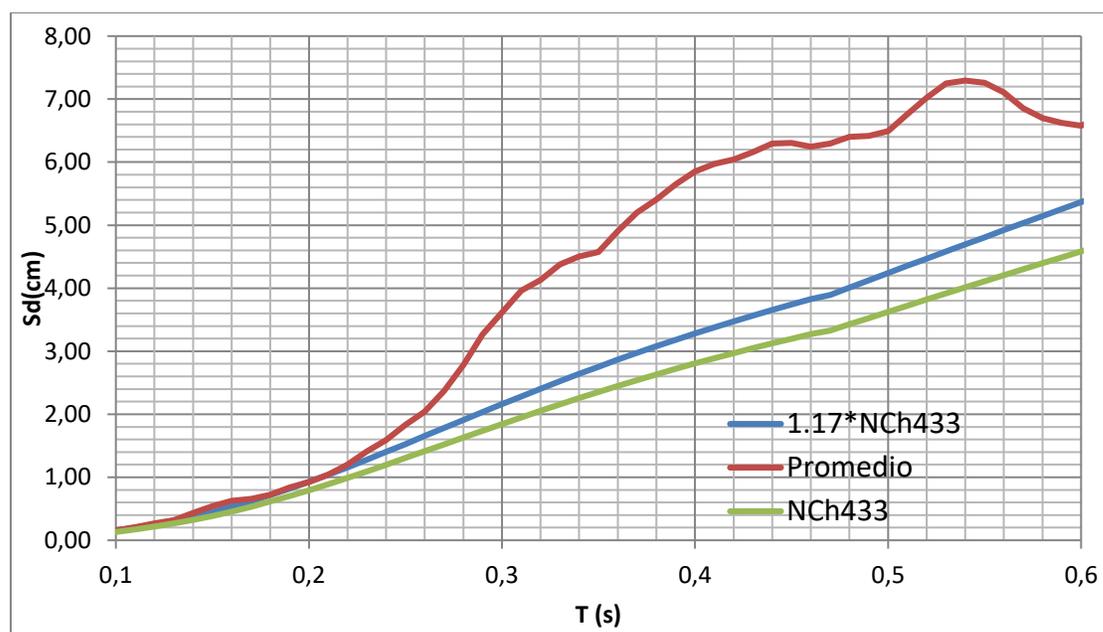


Figura 4-27 Espectro de Desplazamiento Escalado

4.4 Análisis Tiempo Historia

Se realizan seis análisis tiempo historia. Los tres primeros se realizan para el estado de Ocupación Inmediata, considerando los factores determinados en el punto anterior. Posteriormente se realizan los tres análisis correspondientes a la evaluación de capacidad de deformación adicional, para los cuales se utilizan los tres pares de registros denominados como Sismo Máximo considerado, es decir, los sismos de diseño multiplicados por un factor de 1,3.

El análisis tiempo Historia no lineal se configura en el software como se indica a continuación. Se configura cada uno de los registros como componentes de aceleración en las dos direcciones principales, y se toma como estado inicial de carga la combinación de carga permanente y carga viva tal como se definió en 3.4.1.

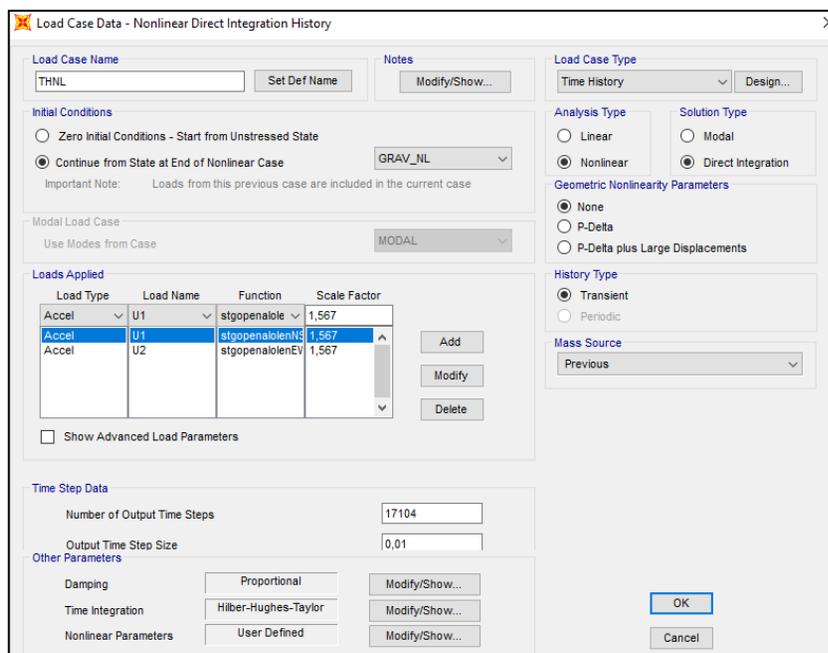


Figura 4-28 Configuración de factores de escala en software

5 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS

5.1 Resultados Generales

Se presentan a continuación los resultados correspondientes a desplazamiento de techo y cortante basal para los 3 registros, en sus análisis de ocupación inmediata y deformación adicional. Se incluye también el porcentaje que corresponde al cociente entre el cortante basal obtenido y el peso sísmico considerado, es decir 4.732 Tonf.

Tabla 5-1 Resultados de Desplazamiento de Techo y Corte Basal

Registro	ESTADO LÍMITE	FACTOR	Desplazamiento de Techo		Cortante Basal			
			UX [cm]	UY [cm]	FX [Tonf]	%FX	FY [Tonf]	%FY
Papudo	OI	0,8028	2,32	3,91	916	19%	776	16%
Stgomaipu	OI	0,4459	6,24	6,75	1.068	23%	1.272	27%
Stgopenalolen	OI	1,2054	9,07	8,41	1.575	33%	1.726	36%
Papudo	DA	1,0436	2,86	5,23	976	21%	935	20%
Stgomaipu	DA	0,5797	6,50	8,10	1.260	27%	1.380	29%
Stgopenalolen	DA	1,5670	11,01	12,09	1.939	41%	1.925	41%

Se presenta a continuación la respuesta en el tiempo para el caso más desfavorable, es decir, el estado límite de Deformación adicional para el registro Stgopenalolen:

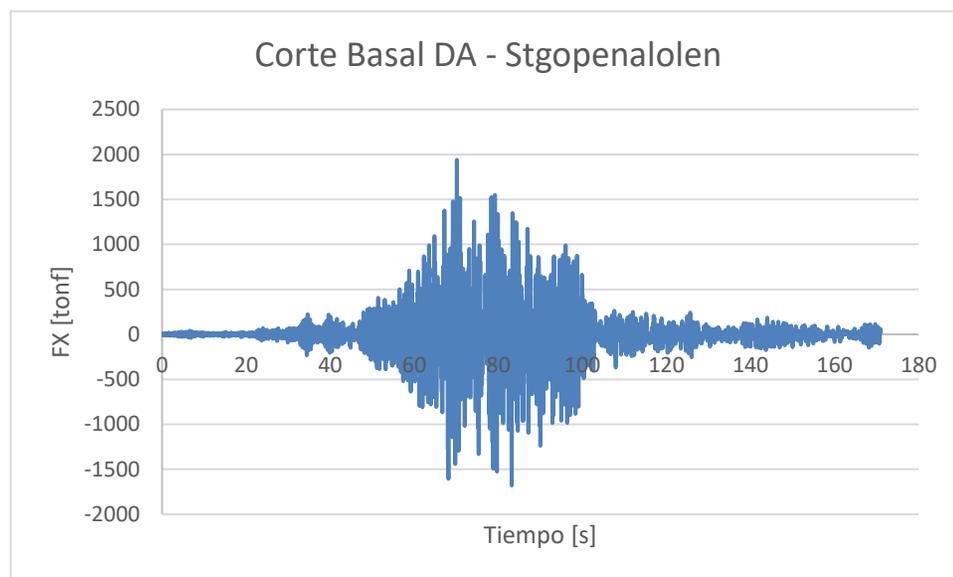


Figura 5-1 Corte Basal Stgopenalolen – DA

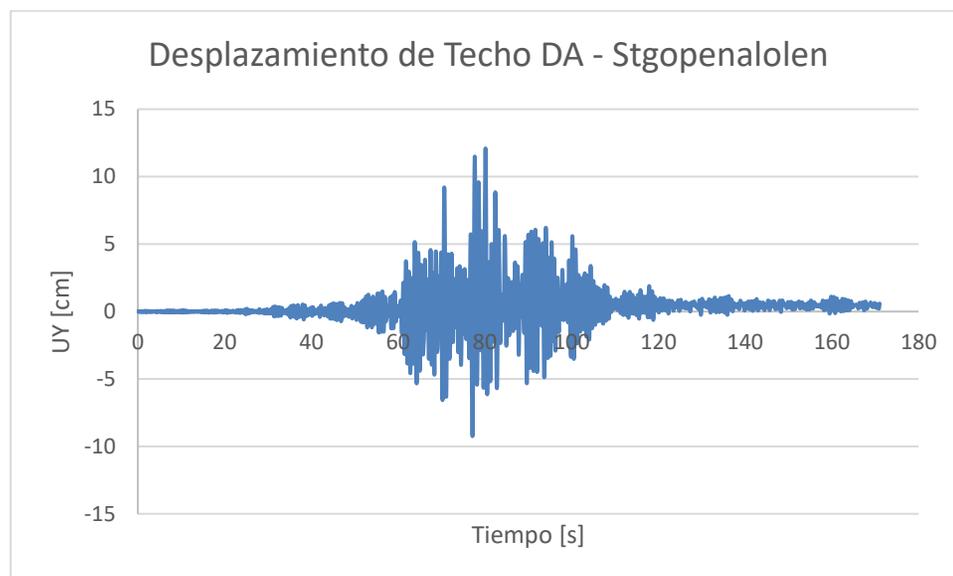


Figura 5-2 Desplazamiento de Techo Stgopenalolen DA

5.2 Criterios de Aceptación Ocupación Inmediata

5.2.1 Criterios a Nivel de Componente

5.2.1.1 Muros

5.2.1.1.1 Acortamiento unitario en el hormigón confinado

Tabla 5-2 Acortamiento Unitario Hormigón Confinado – OI

Registro	ESTADO LÍMITE	ACORT. UNITARIO Ho CONFINADO	
		U3	LÍM
Papudo	OI	0,0012	0,008
Stgomaipu	OI	0,0021	0,008
Stgopenalolen	OI	0,0027	0,008

5.2.1.1.2 Acortamiento unitario en el hormigón no confinado

Tabla 5-3 Acortamiento Unitario Hormigón No Confinado – OI

Registro	ESTADO LÍMITE	ACORT. UNITARIO HO NO CONFINADO	
		U3	LÍM
Papudo	OI	0,0008	0,003
Stgomaipu	OI	0,0011	0,003
Stgopenalolen	OI	0,0014	0,003

5.2.1.1.3 Alargamiento unitario en el acero de refuerzo

Tabla 5-4 Alargamiento Unitario Acero de Refuerzo – OI

Registro	ESTADO LÍMITE	ALARG. UNITARIO ACERO	
		U3	LÍM
Papudo	OI	0,0023	0,03
Stgomaipu	OI	0,0084	0,03
Stgopenalolen	OI	0,0117	0,03

5.2.1.2 Columnas de marco HA

5.2.1.2.1 Rotación plástica

Tabla 5-5 Rotación Plástica Columnas – OI

Registro	ESTADO LÍMITE	ROTACIÓN PLASTICA COLUMNAS		
		R2 [rad]	R3 [rad]	LÍM
Papudo	OI	0,0000	0,0000	0,005
Stgomaipu	OI	0,0000	0,0000	0,005
Stgopenalolen	OI	0,0000	0,0001	0,005

5.2.1.3 Vigas de marco HA

5.2.1.3.1 Rotación plástica

Tabla 5-6 Rotación Plástica Vigas – OI

Registro	ESTADO LÍMITE	ROTACIÓN PLASTICA VIGAS	
		R3 [rad]	LÍM
Papudo	OI	0,0000	0,01
Stgomaipu	OI	0,0011	0,01
Stgopenalolen	OI	0,0027	0,01

5.2.2 Criterios a Nivel Global

5.2.2.1 Deformaciones de entrepiso

Tabla 5-7 Deformaciones de entrepiso Registro Papudo – OI

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{\text{máx}}$
5	3,2	0,964	0,0030	0,005
4	3,2	0,966	0,0030	0,005
3	3,2	0,896	0,0028	0,005
2	3,2	0,707	0,0022	0,005
1	4,0	0,394	0,0010	0,005

Tabla 5-8 Deformaciones de entrepiso Registro Stgomaipu – OI

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{\text{máx}}$
5	3,2	1,578	0,0049	0,005
4	3,2	1,563	0,0049	0,005
3	3,2	1,483	0,0046	0,005
2	3,2	1,320	0,0041	0,005
1	4,0	0,983	0,0025	0,005

Tabla 5-9 Deformaciones de entrepiso Registro Stgopenalolen – OI

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{\text{máx}}$
5	3,2	1,807	0,0056	0,005
4	3,2	1,836	0,0057	0,005
3	3,2	1,808	0,0057	0,005
2	3,2	1,670	0,0052	0,005
1	4,0	1,308	0,0033	0,005

5.3 Criterios de Aceptación Deformación Adicional

5.3.1 Criterios a Nivel de Componente

5.3.1.1 Muros

5.3.1.1.1 Acortamiento unitario en el hormigón confinado

Tabla 5-10 Acortamiento Unitario Hormigón Confinado – DA

Registro	ESTADO LÍMITE	ACORT. UNITARIO Ho CONFINADO	
		U3	LÍM
Papudo	DA	0,0015	0,015
Stgomaipu	DA	0,0025	0,015
Stgopenalolen	DA	0,0027	0,015

5.3.1.1.2 Acortamiento unitario en el hormigón no confinado

Tabla 5-11 Acortamiento Unitario Hormigón No Confinado – DA

Registro	ESTADO LÍMITE	ACORT. UNITARIO HO NO CONFINADO	
		U3	LÍM
Papudo	DA	0,0010	0,003
Stgomaipu	DA	0,0013	0,003
Stgopenalolen	DA	0,0021	0,003

5.3.1.1.3 Alargamiento unitario en el acero de refuerzo

Tabla 5-12 Alargamiento Unitario Acero de Refuerzo – DA

Registro	ESTADO LÍMITE	ALARG. UNITARIO ACERO	
		U3	LÍM
Papudo	DA	0,0037	0,05
Stgomaipu	DA	0,0110	0,05
Stgopenalolen	DA	0,0155	0,05

5.3.1.2 Columnas de marco HA

5.3.1.2.1 Rotación plástica

Tabla 5-13 Rotación Plástica Columnas – DA

Registro	ESTADO LÍMITE	ROTACIÓN PLASTICA COLUMNAS		
		R2 [rad]	R3 [rad]	LÍM
Papudo	DA	0,0000	0,0000	0,025
Stgomaipu	DA	0,0006	0,0004	0,025
Stgopenalolen	DA	0,0051	0,0032	0,025

5.3.1.3 Vigas de marco HA

5.3.1.3.1 Rotación plástica

Tabla 5-14 Rotación Plástica Vigas – DA

Registro	ESTADO LÍMITE	ROTACIÓN PLASTICA VIGAS	
		R3 [rad]	LÍM
Papudo	DA	0,0000	0,02
Stgomaipu	DA	0,0022	0,02
Stgopenalolen	DA	0,0087	0,02

5.3.2 Criterios a Nivel Global

5.3.2.1 Deformaciones de Entrepiso

Tabla 5-15 Deformaciones de entrepiso Registro Papudo – DA

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$
5	3,2	1,302	0,0041	0,005
4	3,2	1,298	0,0041	0,005
3	3,2	1,184	0,0037	0,005
2	3,2	0,921	0,0029	0,005
1	4,0	0,531	0,0013	0,005

Tabla 5-16 Deformaciones de entrepiso Registro Stgomaipu – DA

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$
5	3,2	1,841	0,0058	0,005
4	3,2	1,849	0,0058	0,005
3	3,2	1,771	0,0055	0,005
2	3,2	1,605	0,0050	0,005
1	4,0	1,237	0,0031	0,005

Tabla 5-17 Deformaciones de entrepiso Registro Stgopenalolen – DA

# Piso	H [m]	Deformación [cm]	Δ	$\Delta_{\text{máx}}$
5	3,2	2,629	0,0082	0,005
4	3,2	2,652	0,0083	0,005
3	3,2	2,583	0,0081	0,005
2	3,2	2,366	0,0074	0,005
1	4,0	1,892	0,0047	0,005

6 CONCLUSIONES

Se ha podido verificar que el edificio cumple satisfactoriamente los criterios de aceptación a nivel de componente, tanto para el análisis de Ocupación Inmediata, como para el de deformación adicional. Sin embargo, en cuanto a los criterios de aceptación a nivel global de la estructura, se determina que la estructura supera el límite de deformación de entrepiso en un 14% para el registro Stgopenalolen en el análisis de ocupación inmediata. En el caso de evaluación de deformación adicional se supera el límite para los registros de Stgomaipu en un 16%, y en un 67% en el caso de Stgopenalolen. Con lo cual se puede concluir, de acuerdo con los criterios establecidos en documento ACHISINA, que los elementos estructurales del caso de estudio soportarán adecuadamente las demandas del Sismo de Diseño y el Sismo Máximo Considerado. Sin embargo, al no cumplir la deformación de entrepiso se infiere que pueden sufrir daño importante los elementos no estructurales, lo cual es de vital importancia para mantener la operatividad de estructuras consideradas de carácter esencial como son las hospitalarias. Frente a esto adquiere gran relevancia la incorporación de dispositivos de aislamiento o de disipación sísmica, los cuales puedan mejorar el comportamiento de las estructuras frente a estos eventos sísmicos.

Con respecto a la factibilidad de aplicación del método, se concluye que la metodología propuesta por ACHISINA es en general de aplicación relativamente simple y factible de realizar con las herramientas actualmente disponibles en el mercado. Sin embargo, se presentan las siguientes dificultades. En primer lugar se debe proveer de una metodología que permita escoger adecuadamente los registros sísmicos para que las demandas de desplazamiento se encuentren cercanas a la del espectro de la normativa. En este estudio los sismos escogidos de Papudo y Stgomaipu presentan un peak de desplazamientos que no resultó fácil de ajustar al espectro de la normativa. Adicionalmente, puesto que se trabaja con registros sísmicos que no necesariamente representan el sismo futuro al cual se verá enfrentada la estructura, se deben realizar varios análisis, lo cual sumado al tiempo computacional que conlleva la realización de cada uno de los análisis es un factor que

dificulta la aplicación del método. Sin embargo, mediante la utilización de rótulas plásticas para columnas y vigas, y de elementos Shell por capas para el caso de los muros, se puede representar de manera relativamente simple el comportamiento no lineal de la estructura. Es necesaria alguna herramienta que permita de manera más rápida y eficiente identificar los resultados críticos que se producen en cada uno de los elementos, ya que al momento, a través de la interfaz gráfica y extracción de tablas de resultados, aún resulta altamente minucioso el trabajo de análisis de datos que se debe realizar para extraer los resultados.

7 BIBLIOGRAFIA

BONELLI, Patricio, CARVALLO, Jorge, DELPORTE, Cristián, HOLMBERG, Augusto, KÜPFER, Marianne, LAFONTAINE, Mario, LAGOS, René, LEIVA, Gilberto, LÜDERS, Carl, MASSONE, Leonardo, RETAMALES, Rodrigo, ROJAS, Fabián, YAÑEZ, Fernando. Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Un Procedimiento Alternativo para el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica (2017).

FERJ, Mauricio, Evaluación del Desempeño Sísmico de Hospitales Aislados y Convencionales a través de un Análisis de Fragilidad. Tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile (2016).

INN. Diseño Sísmico de Edificios (NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009). Instituto Nacional de Normalización (2009).

MINVU. Decreto Supremo 61, Diseño Sísmico de Edificios. Ministerio de Vivienda, Gobierno de Chile (2011).