



**Universidad de Oriente**  
**Facultad de Construcciones**  
**Departamento de Ingeniería Civil**

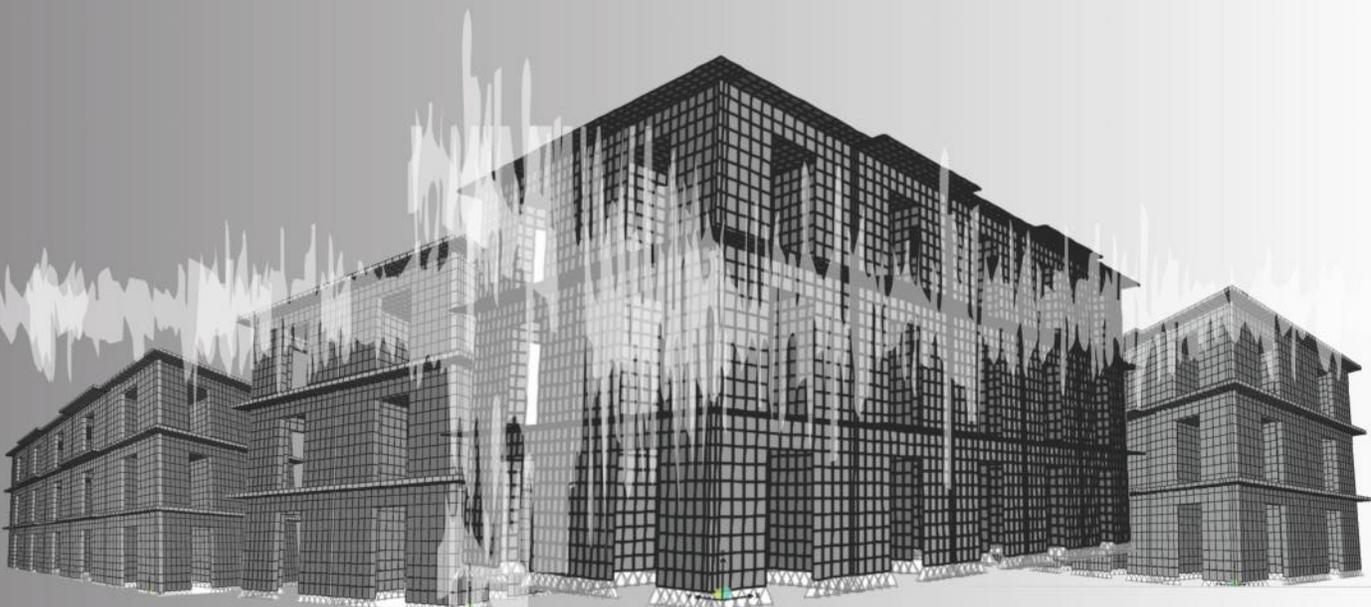


**TRABAJO EN OPCIÓN AL TÍTULO DE MÁSTER**

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE UN  
EDIFICIO DE VIVIENDA DE 3 NIVELES  
CONSTRUIDO CON MAMPOSTERÍA REFORZADA  
EN SANTIAGO DE CUBA**

**Autor: Ing. Fidel A. Lora Alonso**

**Tutor: Dr. Sc. Ing Eduardo R. Álvarez Deulofeu**



**2018**

**Universidad de Oriente  
Facultad de Construcciones  
Instituto Superior Politécnico Julio Antonio Mella  
Departamento de Ingeniería Civil**



**Evaluación del desempeño de un edificio de vivienda de 3 niveles  
construido con mampostería reforzada en Santiago de Cuba.**

Tesis presentada en opción al grado académico de Máster en “Ingeniería Civil  
en zonas sísmicas”

Mención I: Estructuras

**Autor**

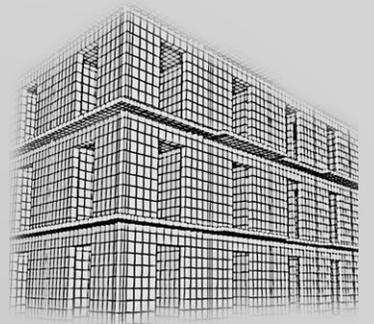
Ing. Fidel Alejandro Lora Alonso

**Tutor**

Dr.C. Ing. Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu

**Santiago de Cuba / 2018**

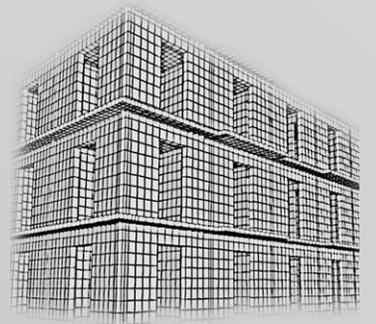
# PENSAMIENTO



*La Ingeniería Estructural es el arte de usar materiales cuyas propiedades no conocemos con precisión. Para construir estructuras que solo podemos analizar de manera aproximada. De manera que resistan cargas que solo podemos estimar. Y todo esto de tal forma que el público no se percate de nuestra ignorancia.*

*Tomado y adaptado del libro de Edward L. Wilson, Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering. 2002*

# DEDICATORIA



*Dedicatoria.*

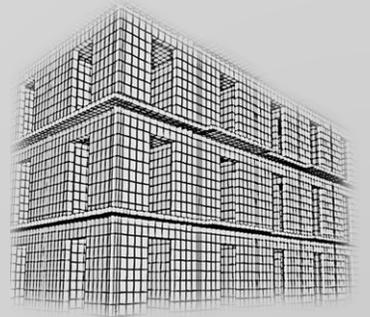
*A mis padres María y Edilberto quienes me apoyaron todo el tiempo, así como  
a mis hermanos Suzel y Raciél.*

*A mi esposa Edith quien me apoyó y alentó para continuar, cuando parecía que  
me iba a rendir.*

*A mis maestros quienes nunca desistieron al enseñarme, a ellos que  
continuaron depositando su esperanza en mí, especialmente a mi tutor y amigo  
el Dr.C Eduardo Rafael Álvarez Deulofeo.*

*A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis.  
A todos gracias*

# RESUMEN



## **Resumen**

Actualmente, Cuba está inmersa en un programa de construcción de viviendas que exige un mejor uso de las técnicas constructivas que disminuyan el impacto negativo al medio ambiente y aumenten la seguridad y sostenibilidad de las estructuras expuestas a diversos desastres naturales. Para esto se evalúa el desempeño de un edificio de viviendas de 3 niveles de mampostería reforzada interiormente construido sobre la base de suelo rígido clasificado como D, en la ciudad de Santiago de Cuba, zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba según la Norma Sísmica Cubana NC 46:2017. Se resuelve el paso 6 de la metodología ERAD que consiste en la evaluación de la seguridad sísmica. Las solicitaciones de cálculo se obtienen de modelos avanzados en elementos finitos bidimensionales multicapa (shell), aplicando la teoría de placas delgadas en un modelo creado en el software profesional SAP2000 versión 20, con los requerimientos de la norma mexicana del 2002 y el ACI-318:2008. Los elementos multicapas formados están basados en los principios de la mecánica de materiales compuestos, con comportamiento no lineal para la flexión, donde se modela cada material a través de leyes constitutivas conocidas y los modelos de los materiales. Se evalúa el desempeño estructural aplicando FEMA-440 y ATC-40. Las cargas sísmicas son obtenidas del “*Método de Espectro de Respuesta*” y el desempeño se determina haciendo uso del análisis estático no lineal Pushover descrito en el documento ATC-40 para los muros de mampostería y los elementos de hormigón armado, considerando un comportamiento cuasi-elástico de la estructura y tres niveles de demanda sísmica.

## **Palabras claves.**

Peligrosidad, solicitaciones, modelos, desempeño y comportamiento.

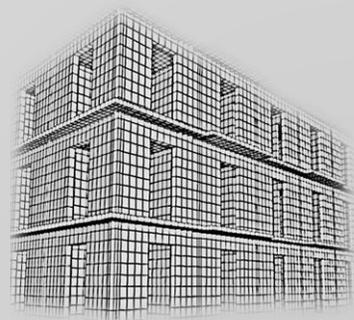
## **Summary**

Currently, Cuba is immersed in a housing construction program that requires a better use of construction techniques that reduce the negative impact on the environment and increase the safety and sustainability of structures exposed to various natural disasters. For this, a 3-story building of internally reinforced masonry built on the basis of rigid ground classified as D is evaluated in the city of Santiago de Cuba, the most seismically dangerous area in Cuba according to the Cuban Seismic Standard NC-46: 2017. Step 6 of the ERAD methodology that consists of the evaluation of seismic safety is resolved. The calculation requests are obtained from advanced two-dimensional multilayer (shell) finite element models, applying the theory of thin plates in a model created in the SAP2000 professional software version 20, with the requirements of the Mexican standard of 2002 and the ACI-318: 2008. The multilayer elements formed are based on the principles of the mechanics of composite materials, with non-linear behavior for bending, where each material is modeled through known constitutive laws. The structural performance is evaluated by applying FEMA-440 and ATC-40. The seismic loads are obtained from the "Response Spectrum Method" and the performance is determined using the non-linear static analysis Pushover described in the ATC-40 document for masonry walls and reinforced concrete elements, considering a quasi- Elastic structure and several levels of seismic demand.

## **Keywords.**

Hazards, solicitations, models, performance and behavior.

# INDICE

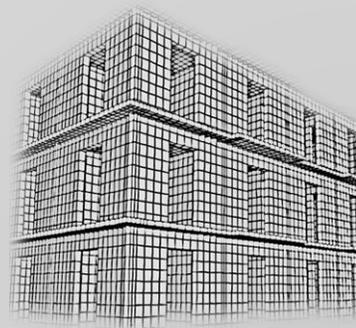


## Índice

Introducción.....	1
<b>CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL SOBRE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL BASADO EN EL DESEMPEÑO. ....</b>	<b>8</b>
1.1 Generalidades.....	8
1.2 Caracterización sismológica de la ciudad de Santiago de Cuba.....	8
1.2.1 Consideraciones para el diseño sísmico.....	11
1.3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural.....	12
1.3.1 Método de análisis lineal.....	13
1.3.2 Método de análisis no lineal.....	13
1.3.3 Método de los Elementos Finitos (MEF).....	18
1.4 Mampostería.....	23
1.4.1 Mampostería reforzada.....	25
1.5 Diseño sismorresistente de una edificación de tres niveles de mampostería reforzada. (López, 2016).....	31
1.5.1 Datos de proyecto.....	31
1.5.2 Detalles constructivos sismorresistentes de los muros de mampostería reforzada, vigas de acople y muros de escaleras de hormigón armado.....	34
1.6 Valoración Técnico – Económica de la edificación de la vivienda de tres niveles de mampostería reforzada sismorresistentes.....	38
1.7 Conclusiones parciales.....	39
<b>CAPÍTULO 2: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA VARIANTE SELECCIONADA.....</b>	<b>41</b>
2.1 Generalidades.....	41
2.2 Modelos de comportamiento de los materiales.....	41
2.2.1 Hormigón confinado y no confinado. Modelo de Mander.....	42
2.2.2 Hormigón no confinado. Modelo simple.....	43
2.2.3 Modelo experimental del acero G-40.....	44
2.3 Modelo físico de la estructura para el análisis no lineal.....	45
2.3.1. Definición de las cargas.....	46
2.3.2. Definición de las secciones tipo “Shell Layered”.....	46
2.4. Análisis estático no lineal (Pushover).....	50
2.4.1. Datos para ejecutar el Pushover (CSM).....	50

<b>2.5. Análisis de los resultados.....</b>	<b>53</b>
<b>2.6. Conclusiones parciales .....</b>	<b>62</b>
<b>Conclusiones .....</b>	<b>64</b>
<b>Recomendaciones:.....</b>	<b>65</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>66</b>

# INTRODUCCIÓN



## Introducción

Las tendencias actuales de diseño sísmico de estructuras basadas en desempeño, requieren conocer con detalle su comportamiento no lineal desde el inicio de éste, hasta niveles altos de deformación lateral. Los métodos de análisis elástico lineales, en general, no proporcionan la información necesaria para el diseño, por lo que deben ser sustituidos por técnicas y programas de análisis no lineal. Sin embargo, los ingenieros de la práctica requieren de modelos no lineales de elementos estructurales que sean suficientemente simples para su uso cotidiano, y que al mismo tiempo representen en forma realista su comportamiento.

El comportamiento de estructuras de marcos es mejor entendido que el de otros tipos de estructuras, ya que la mecánica de materiales ha proporcionado, en los elementos barra, una herramienta suficientemente precisa para su análisis tanto para comportamiento lineal como no lineal. El problema se complica, y mucho, cuando se incluyen muros en las crujías de los marcos, debido a que no existe un modelo simple, como en el caso de las barras, que represente el comportamiento de estos elementos y su relación con los que lo confinan. El problema se torna aún más complejo cuando el muro es de mampostería, ya que el comportamiento de este material es mucho menos conocido que el del acero o el del concreto. Esto es así a pesar de que la mampostería es uno de los materiales constructivos más antiguos, con más de diez mil años de historia, y a pesar de que desde hace más de 40 años se realizan investigaciones de calidad sobre su comportamiento. Entre las razones principales de lo anterior se pueden mencionar: la complejidad de su comportamiento mecánico; el gran número de variables que es necesario tomar en cuenta para su estudio; y que algunas de ellas, como las propiedades de los materiales, la calidad de la mano de obra, las condiciones de contacto entre el muro y el marco o la adherencia entre mortero y piezas, son muy difíciles de controlar y/o cuantificar.

Las principales modalidades estructurales de la mampostería son: la mampostería reforzada, muy común en países desarrollados; la mampostería simple, actualmente prácticamente en desuso para fines ingenieriles, pero que es motivo de investigación debido al interés por conservar construcciones históricas; la mampostería confinada, usada principalmente en países latinoamericanos y algunos del sur de Europa, por ejemplo en España, Italia y Grecia entre otros; y los muros diafragma o de relleno construidos en las crujías de marcos de concreto reforzado o de acero.

Es costumbre común en el diseño sísmico de edificios desprestigiar la contribución de los muros de relleno. Se argumenta que si el edificio está diseñado para resistir las acciones laterales a las que estará sujeto durante su vida útil, la presencia de los muros es una reserva de resistencia. Además, es común que estos muros sean

colocados y retirados de acuerdo con las diferentes necesidades de los ocupantes del inmueble durante su vida útil. Sin embargo, la presencia de muros de relleno debe considerarse en el diseño de la misma, ya que se ha comprobado que modifican drásticamente el comportamiento sísmico de marcos respecto al que se observaría en su ausencia. Los muros de relleno incrementan sustancialmente la rigidez lateral de los marcos, con lo que se reducen los períodos naturales de vibración, y se modifican las acciones sísmicas a las que estará sujeto. Estos muros también incrementan significativamente la resistencia a cargas laterales del marco, pueden contribuir a la disipación de energía durante un sismo, y aunque un muro de mampostería simple se comporta de manera frágil, con un buen detallado del marco se pueden obtener comportamientos dúctiles de la estructura. La interacción entre muro y marco a lo largo de las zonas de contacto modifica tanto la magnitud como la distribución de tensiones en los elementos mecánicos en traveses y columnas, al ignorar la presencia de los muros algunas secciones pueden quedar sobradas en resistencia, y otras escasas. Sin embargo, este aspecto no ha sido estudiado en detalle, la mayoría de las investigaciones se han concentrado en estudiar el comportamiento global de este tipo de estructuras. Los muros de relleno usados con un buen criterio ingenieril, pueden mejorar sustancialmente el comportamiento sísmico de edificios; sin embargo, cuando se usan en distribuciones irregulares en planta o elevación, pueden llegar a ser la causa del colapso de estructuras, por efectos de torsión o cambios bruscos de rigidez con la altura. También pueden producir problemas estructurales cuando son ignorados en el diseño, aun cuando estén distribuidos regularmente.

El problema de interacción marco-muro de relleno está aún lejos de ser resuelto. Existe la necesidad de contar con más resultados experimentales que difícilmente podrán obtenerse dado el alto costo involucrado en este tipo de estudios. Una salida alterna a este problema es desarrollar procedimientos analíticos que permitan simular estos experimentos, y a partir de ellos, proponer modelos de análisis menos elaborados para su uso en aplicaciones cotidianas de la ingeniería estructural. Estos modelos analíticos deben nutrirse de información experimental adecuada a sus necesidades, relativa a las propiedades mecánicas de los materiales, y deben validarse con resultados experimentales. Para lograr lo anterior es necesario incrementar la comunicación entre experimentalistas y analistas.

El desarrollo que ha tenido la computación en las últimas décadas ha permitido la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) al análisis de estructuras de formas y comportamientos complejos. Por ello es que el MEF constituye actualmente una de las herramientas fundamentales para el estudio del comportamiento de elementos y estructuras de mampostería; principalmente en el ámbito de la investigación, ya que la gran cantidad de recursos que requiere un análisis no lineal con elementos finitos hace que su uso sea inadecuado para la

práctica común de la ingeniería. Lo anterior ha sido reconocido por diversos investigadores quienes han realizado estudios con diferentes grados de refinamiento mediante el uso del MEF.

Por otro lado, el análisis no lineal dinámico de estructuras en concreto reforzado sí permite modelar el comportamiento real de una estructura ante un evento sísmico, por ejemplo, sin necesidad de asumir comportamientos que podrían no reflejar la realidad.

Sin embargo, el análisis no lineal dinámico requiere de mucho más tiempo y ocupa muchos más recursos, tanto ingenieriles como computacionales, por lo que, en la práctica, es virtualmente desechado al diseñar una estructura. Por otro lado, el análisis no lineal dinámico de estructuras en concreto reforzado sí permite modelar el comportamiento más certero de una estructura ante un evento sísmico, por ejemplo, sin necesidad de asumir comportamientos que podrían no reflejar la realidad.

### **Situación Problemática**

Actualmente, aunque Cuba está inmersa en un programa de construcción de viviendas, las técnicas constructivas son aún las convencionales u otras con alto consumo energético y con un impacto medioambiental negativo. Sin importar el tipo de tecnología, es posible un mejor uso de las mismas técnicas y mejorar el sistema constructivo, aumentando la seguridad y sostenibilidad de las estructuras expuestas a diversos desastres naturales.

Particularmente las edificaciones en la ciudad de Santiago de Cuba están propensas a movimientos sísmicos recurrentes, por lo que es importante conocer la capacidad de las estructuras para soportarlos, su funcionabilidad en el momento de que estos acontecen y su estado de servicio luego del fenómeno. La necesidad de representar explícitamente condiciones de fluencia en vigas, columnas y uniones viga-columna y mampostería de una estructura, hace que se requiera de modelos más detallados para el estudio de su desempeño ante un sismo.

Este tipo de evaluación requiere de mucho más tiempo y ocupa muchos más recursos, tanto ingenieriles como computacionales, por lo que, en la práctica, estos tipos de análisis no lineales resultan muy complejos y evadidos al diseñar una estructura por las empresas de proyectos.

Es por esto que resulta necesario aplicar métodos de análisis para simular el comportamiento de la estructura bajo los diferentes estados de carga, que permiten evaluar las edificaciones de tal forma que sean capaces de soportar sismos de diferentes magnitudes sin presentar daños estructurales y evitando el colapso.

## **Planteamiento del Problema**

Con el fin de conocer el nivel de riesgo estructural que las edificaciones representan a los usuarios se plantea el problema de la investigación siguiente:

Incertidumbres en el desempeño de soluciones estructurales de edificios de mampostería reforzada interiormente.

## **Objetivo General**

Evaluar el desempeño de una solución estructural de edificio de mampostería reforzada interiormente en zonas de alta peligrosidad sísmica, con distintos niveles de peligro sísmicas para el mismo sitio.

## **Objetivos Específicos**

Describir los conceptos básicos de análisis no lineal y las metodologías de evaluación de desempeño estructural.

Aplicar el análisis estático no lineal “Pushover” a la solución estructural propuesta para evaluar el desempeño de la solución estructural seleccionada.

## **Tareas de Investigación.**

1. Definir un modelo de edificio de viviendas de mampostería reforzada interiormente que se ajuste a las condiciones sísmicas del municipio de Santiago de Cuba.
2. Modelar el edificio seleccionado en el software profesional SAP 2000 versión 20 haciendo coincidir las dimensiones de la discretización de los elementos finitos con la unidad de mampostería.
3. Evaluar el comportamiento estructural del modelo resultante, sin llegar a la plastificación cuando es sometido a diferentes excitaciones sísmicas utilizando el método de análisis estático no lineal “Pushover”.

4. Determinar si la estructura cumple con los requerimientos mínimos de diseño y calidad, establecidos en los códigos *American Concrete Institute (ACI)*, *Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA-356)*, el *Applied Technology Council (1996): ATC-40* y Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería de México.
5. Definir la capacidad de carga de la edificación, comparando los métodos de diseños empleados en investigaciones precedentes.

**Objeto de la Investigación:**

Diseño de edificios de mampostería reforzada en zonas de peligro sísmico alto.

**Campo de Acción:**

Desempeño de edificios de tres niveles de mampostería reforzada interiormente.

**Hipótesis**

Si se dispone de los resultados del análisis estático no lineal basado en un modelo de fibra para un edificio concebido con mampostería reforzada en zonas de elevada sismicidad, a través de su modelación con el uso del SAP 2000 versión 20, se podrá evaluar su desempeño, y corroborará el comportamiento cuasi-elástico de la edificación ante la ocurrencia de un sismo ordinario, severo y extremo así como su nivel de ocupación, para tener un criterio definitivo con respecto a una propuesta de ejecución inmediata.

La investigación se hace muy necesaria en ciudades que, como Santiago de Cuba, presentan alto riesgo sísmico y mediante este análisis se aportarán cual sería el desempeño de las edificaciones de mampostería reforzada interiormente en terremotos de gran intensidad. Los resultados de este estudio brindarán alternativas de construcción en zonas sísmicas, disminuyendo el nivel de daño y el riesgo de colapso de las edificaciones de mampostería reforzadas interiormente. Esto garantiza la sostenibilidad en el tiempo de estas edificaciones y seguridad a las personas ante estos eventos naturales.

Los resultados derivados de esta investigación serán un punto de partida para los ingenieros y arquitectos para proyectar y diseñar edificaciones adaptadas a las exigencias sismorresistentes de la ciudad de Santiago de Cuba.

Este estudio da a conocer los beneficios de utilizar el análisis estático no lineal que permite un análisis estructural cada vez más cercano a como pudiera ocurrir, para así evaluar la edificación y determinar un adecuado reforzamiento que garantice la seguridad de las personas que residan en esta edificación, brindándole seguridad durante y después de un evento sísmico.

#### **Los métodos de la investigación utilizados fueron:**

- Método Histórico-lógico: Para valorar los antecedentes y las tendencias en el análisis del objeto y campo investigado
- Método Análisis y síntesis: Estudio de diferentes fuentes bibliográficas que permiten realizar el análisis y uso de la mampostería reforzada en zona sísmica, lo que es sintetizado y expuesto en cada capítulo del trabajo
- Método hipotético deductivo: Para alcanzar las conclusiones particulares a través de una hipótesis que guía el desarrollo de la investigación y finalmente alcanzar conclusiones particulares en relación al desempeño sismorresistentes de la edificación objeto de estudio
- Método de Modelación: Se utilizó en la confección del modelo físico para el análisis estructural del edificio objeto de estudio.

#### **Técnica de la investigación:**

- Revisión bibliográfica: Para el análisis de las diversas fuentes consultadas

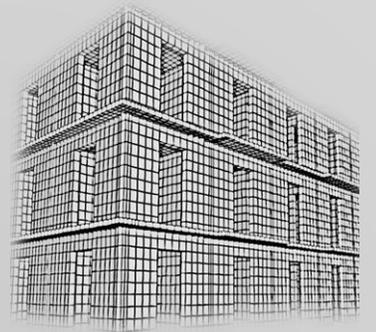
#### **Estructura de la investigación:**

En el **capítulo 1** se desarrolla el sustento teórico que fundamenta el método de análisis basado en el desempeño estructural, así como una síntesis de los métodos utilizados en la evaluación del desempeño estructural. Se caracteriza a la zona sísmica de Santiago de Cuba, así como la tecnología constructiva de la mampostería reforzada, su comportamiento no lineal y sismorresistentes. Se resumen además los resultados fundamentales de dos estudios de mampostería

reforzada realizados a la variante objeto de estudio y los resultados que los mismos arrojaron.

En el **capítulo 2** se evalúa el desempeño estructural ante acciones sísmicas del edificio objeto de estudio mediante el análisis estático no lineal, Pushover, usando como herramienta computacional el Sap2000 V20. De esta manera se determina la capacidad portante y el nivel de ocupación en que se encontrará el edificio una vez que haya sido sometido a estas acciones. Para poder llevar a cabo el análisis Pushover se necesitan definir modelos de comportamiento de los materiales y secciones transversales determinadas a partir del detallado del acero y, por ende, del grado de confinamiento que posea el hormigón que posteriormente han de ser modeladas a través de capas. El análisis Pushover se ejecuta haciendo uso de la metodología del Método del Espectro de Capacidad según el ATC-40. Empleando para ello diferentes espectros de respuesta del suelo soportante variando los sismos de diseño en ordinario, severo y extremo, los cuales poseen distintos períodos de recurrencia durante su vida útil.

# CAPITULO 1



# CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL SOBRE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL BASADO EN EL DESEMPEÑO.

## 1.1 Generalidades.

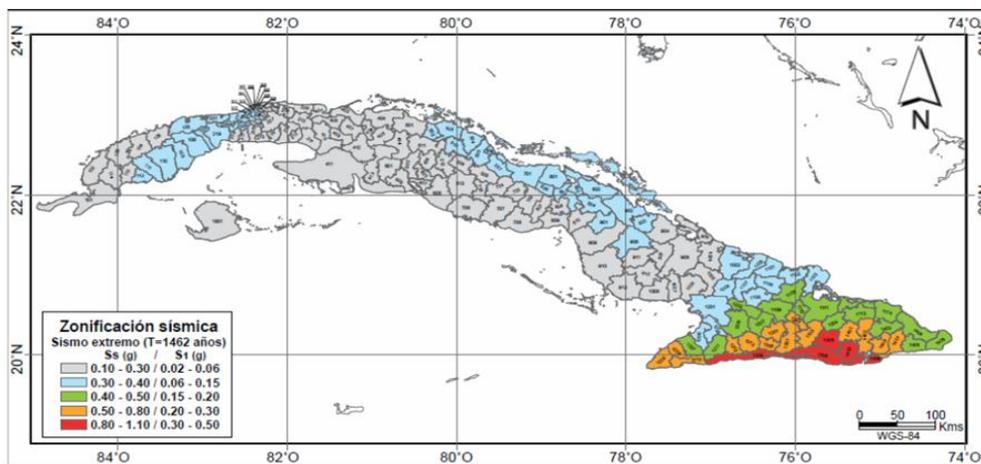
En el presente capítulo se desarrolla el sustento teórico que fundamenta el método de análisis basado en el desempeño estructural, así como una síntesis de los métodos utilizados en la evaluación del desempeño estructural, los cuales poseen la particularidad de considerar la incursión de los materiales en el rango cuasi-elástico durante los ciclos de carga experimentados en los sismos. Se caracteriza a la zona sísmica de Santiago de Cuba de acuerdo a la nueva propuesta de norma para construcciones sismorresistentes, así como la tecnología constructiva de la mampostería reforzada, su comportamiento no lineal y sismorresistentes

Se resumen además los resultados fundamentales de estudios de la mampostería reforzada realizados en la variante objeto de estudio y los resultados que los mismos revelaron, a partir de los cuales la presente investigación toma como punto de partida para la posterior modelación de la variante mediante el Software SAP 2000 Versión 20.

## 1.2 Caracterización sismológica de la ciudad de Santiago de Cuba

Desde el punto de vista de la actividad geodinámica, la provincia Santiago de Cuba, por su cercanía a la zona sismo génica Oriente (Bartlett), presenta la mayor peligrosidad sísmica del país. En ella se reportan históricamente la mayor cantidad de sismos y los de mayores magnitudes. De ellos tienen una connotación particular los del 12 de junio de 1766 a las 05:14 UTC (Magnitud estimada  $M_e = 7.6$  Richter) y del 20 de agosto de 1852 a las 14:05 UTC ( $M_e = 7.3$ ), cuyas afectaciones fueron evaluadas en 9.0 grados MSK (escala de intensidad) en una extensa área cercana al epicentro, con innumerables pérdidas para la infraestructura socioeconómica de la época (Chuy, 2011)

La ciudad de Santiago de Cuba se ubica en la región suroriental de Cuba, clasificada como la zona de mayor peligrosidad sísmica del país según la NC 46: 2017, Norma Sísmica vigente; referidas al mapa de peligrosidad sísmica de la región oriental (Fig.1.2.1).



**Figura.1.2.1.** Zonificación sísmica para la República de Cuba. (Fuente: NC 46: 2017)

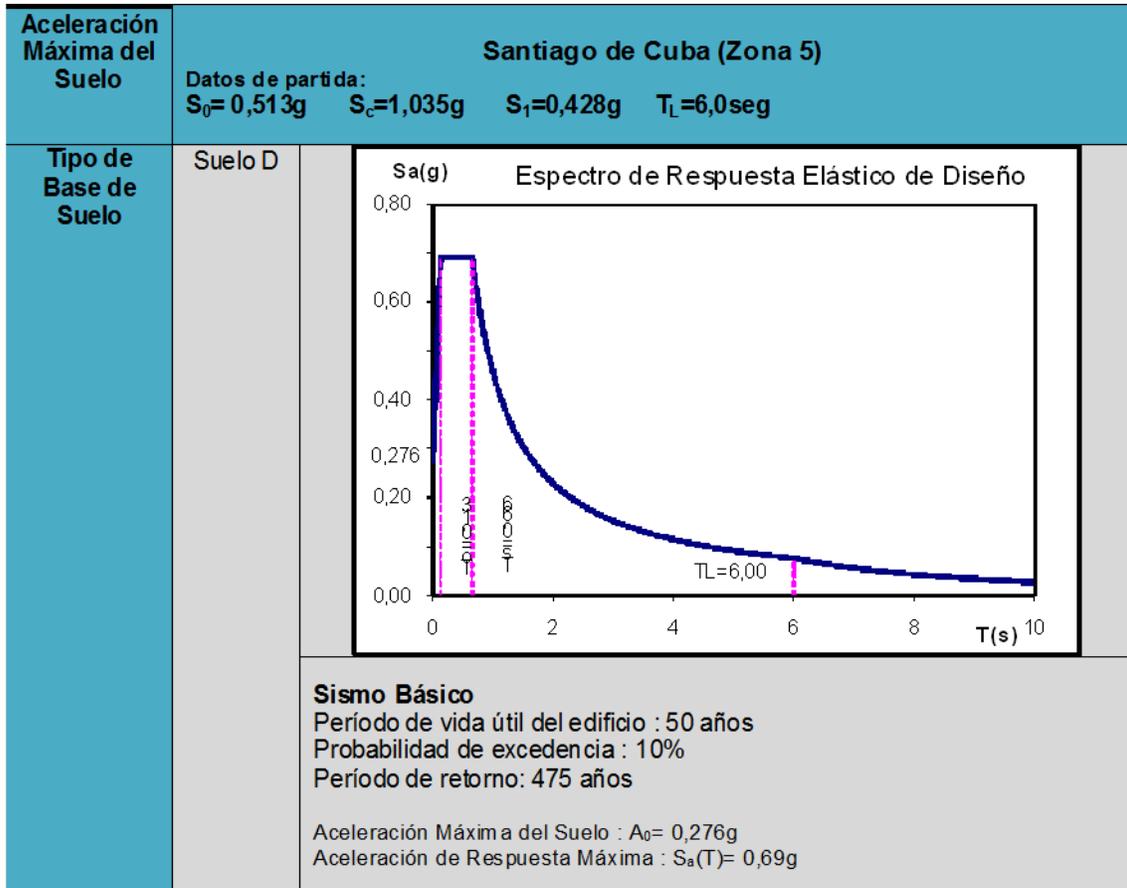
Según la NC 46: 2017 Norma Sísmica asume la ubicación de la ciudad de Santiago de Cuba en la Zona 5, “de riesgo sísmico muy alto en el territorio nacional que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. Los valores de la aceleración espectral horizontal máxima del terreno para el cálculo estarán entre 0,80 – 1,10 g para periodos cortos y entre 0,30 – 0,50 g para periodos largos.” (NC 46: 2017 norma sísmica Construcciones sismorresistentes). Requisitos básicos para el diseño y construcción, pág. 10.) La Tabla 1.2.1 muestra los parámetros más significativos para la construcción de los espectros de diseño sísmico en el municipio de Santiago de Cuba.

**Tabla 1.2.1.** Peligro sísmico en el municipio Santiago de Cuba (Fuente: NC 46: 2017)

No.	Provincia	Municipio	c_num	S0(g)	SS(g)	S1(g)	TL(s)	Zona
155	Santiago de Cuba	Santiago de Cuba	1306	0.513	1.035	0.428	6.0	5

En esta investigación se trabajó para un Perfil de Suelo D diseñando el edificio de vivienda para un sismo básico con una probabilidad de excedencia de 10 % con un

período de vida útil de 50 años y un período de retorno de 475 años con una aceleración máxima del suelo de 0, 276g según se muestra en la Fig.1.2.2.



**Figura.1.2.2** Espectro de Respuesta Elástico de Diseño, Perfil de Suelo D (Fuente: NC 46: 2017).

A decir de la NC 46: 2017 los suelos se clasifican atendiendo a lo expuesto en la Tabla 1.2.2.

**Tabla 1.2.2.** Clasificación de los perfiles de suelos. (Fuente: NC 46:2017 Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción.)

Tipo de Perfil de Suelo	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente.	$V_s > 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de cualquier espesor.	$760 \text{ m/s} < V_s = 1500 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} < V_s = 760 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con cualquiera de los dos criterios.	$N > 50$ o $S_u = 100 \text{ kPa}$ ( $\sim 1 \text{ kgf/cm}^2$ )
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} = V_s = 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos de cualquier espesor que cumpla cualquiera de las dos condiciones.	$15 = N = 50$ $50 \text{ kPa}$ ( $\sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ) = $S_u = 100 \text{ kPa}$ ( $\sim 1 \text{ kgf/cm}^2$ )
<b>E</b>	Perfil de cualquier espesor que cumpla el criterio de velocidad la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w = 40\%$ $S_u < 25 \text{ kPa}$ ( $\sim 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ )
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1: Suelos vulnerables a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con Índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m).	

### 1.2.1 Consideraciones para el diseño sísmico.

Es necesario conocer algunas consideraciones para el diseño sísmico que aparecen en la NC 46: 2017 para una mejor comprensión del diseño sismorresistente.

El diseño de las estructuras se realizará de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Los edificios y cada una de sus partes deberán ser diseñados y construidos para resistir las solicitaciones sísmicas de cálculo, de acuerdo con el peligro sísmico de la zona, el tipo de perfil del suelo donde estén ubicados y con el tipo, uso e importancia de la obra.
- Se considerará que las fuerzas horizontales del sismo actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resulten más desfavorables.

- Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto, debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar la adecuada transmisión de las cargas hasta la cimentación. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las cargas y los movimientos sísmicos.
- Si los elementos no estructurales (arquitectónicos) pudieran afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberán ser considerados en el análisis, y detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de estos de manera concordante con esta condición.
- Los elementos estructurales y no estructurales tales como paredes de hormigón y mampostería deberán ser ancladas a todos los entre pisos y cubiertas, los cuales le proporcionan soporte lateral ante las cargas horizontales que actúan tanto en el plano de la pared como normal a este.
- En el diseño de edificios en donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría en la estabilidad del edificio el fallo de uno de los miembros o conexiones.
- Los cálculos se harán para el estado límite de resistencia, así como para otros estados que se estimen pertinentes. Su diseño debe presentar la rigidez y el arriostramiento requeridos, que garanticen su correcto comportamiento de conjunto.
- No se considerarán actuando simultáneamente las cargas debido al viento y al sismo.

### **1.3 Métodos de evaluación de la capacidad estructural**

La capacidad estructural es la habilidad que posee un edificio de soportar demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y procedimientos no lineales, los cuales se pueden aplicar considerando a un modelo estático o dinámico (Elías y otros, 2006)

Existen varios tipos de sistemas y comportamientos que en las diversas ciencias y profesiones son utilizados para poder predecir, analizar, evaluar y explicar el

universo que nos rodea. Estos sistemas relacionan ciertas variables de tal forma que una puede ser capaz de determinar o predecir la respuesta de la otra.

Existen dos metodologías de análisis sísmico que actualmente son las más utilizadas, la selección y utilización del método adecuado dependerá en gran medida de la tipología estructural de la edificación que se desea diseñar, evaluar o analizar, los cuales son: el método lineal y el método no lineal.

### **1.3.1 Método de análisis lineal.**

El análisis lineal asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes como lineal, es decir, se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo (desplazamientos y fuerzas internas resultantes) (Jaramillo y Riveros, 2008)

En general si se tienen dos variables, una de entrada y otra de salida, en el caso de un sistema lineal cualquier aumento en la variable de entrada puede provocar un aumento o disminución en la variable de salida dependiendo de la pendiente, a esto se llama “proporcionalidad” (Duarte y otro, 2017).

El análisis estático lineal, es una simplificación práctica que únicamente toma en cuenta el trabajo de la estructura en su rango elástico, dependiendo únicamente de factores que son válidos durante la ductilidad de los materiales, métodos válidos únicamente para edificaciones que posean una configuración estructural simétrica en planta y en elevación.

En muchos casos, un análisis lineal puede ser adecuado, pero en otros muchos la solución lineal producirá resultados equivocados, pues en la mayoría de estos los materiales que conforman la estructura alcanzan su estado de fluencia y su comportamiento es no lineal ya que cuando se observa un aumento en el esfuerzo, la respuesta de los desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional, en cuyo caso se deberá realizar un análisis no lineal.

### **1.3.2 Método de análisis no lineal.**

El análisis no lineal es aquel que toma en consideración la ley que rige el comportamiento tenso-deformacional “real” del material, así como la no linealidad geométrica del elemento, esto condiciona que no pueda considerarse el principio de superposición. En este tipo de análisis se pueden tomar en cuenta factores tan

esenciales como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, tales como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y, por ende, el colapso progresivo. Esto ha condicionado que en los últimos años hayan adquirido una amplia popularidad los métodos que involucran de alguna manera la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga. (Pérez, 2014)

#### **1.3.2.1 Método de análisis estático no lineal (Pushover).**

El Análisis estático no lineal Pushover, es otro tipo de metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura. A diferencia del análisis dinámico cronológico no lineal, en la metodología Pushover se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación, y no su historia en el tiempo. Los análisis inelásticos ayudan a entender como las estructuras se comportarán cuando están sujetas a una sollicitación que exceda su capacidad elástica.

Actualmente el método Pushover. posee una gran aplicación en la evaluación de estructuras, pues es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad de una edificación para resistir las cargas aplicadas, analizando los parámetros resistencia-deformación para conducir a una respuesta sísmica esperada; además, es posible identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y momento en el que fallan cada uno de los elementos que componen la estructura, ya que verifica el comportamiento de la estructura en el rango inelástico. (Duarte y otros, 2017)

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineales simplificados, requieren de la determinación de tres conceptos primordiales: capacidad, demanda y desempeño,

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de

fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido.

La capacidad puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras. Se representa por medio de una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto es generalmente válido para edificios con periodos menores a 1s, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos

La demanda sísmica, a diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico y que depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, haciendo referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste.

De manera que la demanda sísmica, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación.

Una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La verificación del desempeño comprueba que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo. (Bach, 2015)

### **1.3.2.2. Método del Espectro de Capacidad (CSM por sus siglas en inglés).**

Primeramente, se determina la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, mediante un análisis estático no lineal. La capacidad se representa a través de la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del último nivel. La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que este sea el que predomina en la respuesta.

La curva de capacidad se obtiene cargando a la estructura estáticamente con cargas gravitatorias combinadas con un conjunto de fuerzas horizontales incrementales. Este proceso de carga lateral de la estructura se lleva a cabo hasta que se alcanza el nivel de capacidad última de la edificación, ya sea por deformaciones excesivas o porque se ha alcanzado el mecanismo de fallo del sistema.

La curva se construye superponiendo cada incremento de carga y su desplazamiento correspondiente. Se asume que la estructura puede tomar un número de ciclos a lo largo de la curva de capacidad y comportarse de una manera histerética. Debe destacarse que la curva de capacidad no necesita ser exacta a fin de ser útil, unas aproximaciones razonables del límite elástico y el límite inelástico darán una idea general de cómo el edificio responderá a varias demandas sísmicas.

El diagrama Fuerza-Desplazamiento debe ser convertido en un diagrama de coordenadas espectrales para que pueda ser comparado con los espectros de respuesta de demandas sísmicas; esta conversión se lleva a cabo haciendo uso de las características dinámicas del primer modo de oscilación. La curva de demanda sísmica sobre la estructura se determina a partir del espectro de pseudo-aceleración del movimiento sísmico, escalado de acuerdo al amortiguamiento efectivo del sistema (Del Re, 2006).

El espectro de respuesta elástico y lineal, asumido para un factor de amortiguamiento de 0.05 es modificado para representar los efectos de la respuesta

inelástica, a través de la sustitución de la respuesta con amortiguamientos superiores para tomar en cuenta la respuesta histerética no lineal de la estructura. Los espectros se transforman de diagramas de  $S_a$  y  $S_d$  vs.  $T$  a un sistema  $S_a$  vs.  $S_d$  con formato ADRS (espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento por sus siglas en inglés). El período queda representado por líneas radiales desde el origen de este sistema

A partir del ploteo de los espectros de capacidad y demanda sísmica en un mismo gráfico puede definirse el Método del Espectro de Capacidad como sigue: si el espectro de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva del espectro de demanda, el edificio sobrevive al sismo. La intersección de la curva de capacidad y la curva de demanda con el amortiguamiento apropiado representa la respuesta inelástica de la estructura (punto de desempeño).

El ATC-40 presenta tres diferentes métodos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de la intercepción de los espectros de demanda y de capacidad, pero se diferencian en su implementación (Chopra et al, 1999). Estos métodos estandarizan y simplifican el proceso iterativo que ha de seguirse para determinar el punto de desempeño. En este procedimiento se asume la estructura se desplace hasta que alcance una curva de demanda elástica con un amortiguamiento que se corresponda al valor de desplazamiento estimado.

El código FEMA 307 de 1998 plantea que “este método puede ser implementado a través de la iteración sucesiva de valores de desplazamientos de respuesta. El desplazamiento inicial es estimado utilizando la rigidez inicial de la estructura y asumiendo una respuesta elástica para amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico. La intersección del desplazamiento estimado con la curva idealizada fuerza/desplazamiento determina un estimado corregido de la rigidez secante.

El amortiguamiento viscoso efectivo es modificado en base al desplazamiento estimado. Esta modificación representa el incremento del amortiguamiento efectivo

con la degradación histerética incremental. Las iteraciones continúan hasta que se obtiene una convergencia satisfactoria.” (FEMA 307, 1998)

### **1.3.3 Método de los Elementos Finitos (MEF)**

El desarrollo que ha tenido la computación en las últimas décadas ha permitido la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) al análisis de estructuras de formas y comportamientos complejos. Por ello es que el MEF constituye actualmente una de las herramientas fundamentales para el estudio del comportamiento de elementos y estructuras de mampostería; principalmente en el ámbito de la investigación, ya que la gran cantidad de recursos que requiere un análisis no lineal con elementos finitos hace que su uso sea inadecuado para la práctica común de la ingeniería.

Lo anterior ha sido reconocido por diversos investigadores quienes han realizado estudios con diferentes grados de refinamiento mediante el uso del MEF. Desgraciadamente, la mayoría de estos estudios se ha orientado a la solución de problemas elásticos, y en algunos casos los efectos no lineales se consideran de una manera gruesamente aproximada. (Orduña, 2000)

El MEF, en su concepto más general, es una técnica para obtener soluciones aproximadas, ya sea de una ecuación diferencial con condiciones de fronteras dadas y definidas sobre un cierto dominio, o de su formulación variable equivalente, si ésta existe. En los problemas de mecánica estructural siempre existe una formulación variable para cada problema, y está relacionada con alguno de los teoremas de trabajo y energía (Bathe 1982) y (Ayala 1998).

En lo que sigue se desarrollará a grandes rasgos el planteamiento del método de los desplazamientos, que resulta de la formulación variable conocida como teorema de la energía potencial mínima, el cual afirma que, de todas las configuraciones posibles, compatibles y que satisfacen las condiciones de frontera, la que minimiza la energía potencial  $\pi_p$ , es la que satisface el equilibrio y es, además, única. Para cuerpos elásticos la energía potencial se expresa como:

$$p_p = U - W_E \quad (1.3.3.1)$$

Donde  $\mathbf{U}$  es la energía de deformación y  $\mathbf{W}_E$  es el trabajo externo de las fuerzas.

En el marco del MEF el primer paso consiste en subdividir el dominio en subdominios pequeños con formas simples (triángulos o cuadriláteros para análisis planos, tetraedros, hexaedros, u otras, para análisis en el espacio) llamados elementos, y definidos por sus vértices llamados nudos. A continuación, se suponen funciones (generalmente polinómicas), llamadas de interpolación, para aproximar los desplazamientos dentro de cada elemento, expresadas en función de los valores de los desplazamientos en cada uno de los nudos del elemento, los cuales constituyen las incógnitas del problema. En un modelo de n elementos y m nudos, la función de desplazamiento en la dirección x del elemento i (de k nudos), se aproxima como

$$U_i^e = \sum_{j=1}^k N_j U_j \quad (1.3.3.2)$$

Donde  $N_j$  es la función de interpolación para el nudo j del elemento i;  $U_j$  es el desplazamiento (incógnita) en la dirección global x del mismo nudo y elemento, el superíndice  $e$  indica que se refiere a nivel de elemento. Para las otras direcciones globales, que pueden ser y, o z, se escriben ecuaciones análogas correspondientes con los desplazamientos  $\mathbf{V}_i^e$  y  $\mathbf{W}_i^e$  del mismo elemento, y juntas se pueden expresar en forma matricial como:

$$U_i^e = N_j U_j \quad (1.3.3.3)$$

Se plantean las aproximaciones de las deformaciones y de los esfuerzos:

$$e_i = B_i u_i \quad \text{deformaciones en coordenadas globales} \quad (1.3.3.4)$$

$$s_i = C_{ei} = C B_i u_i \quad \text{tensiones en coordenadas globales} \quad (1.3.3.5)$$

Donde

$B_i$ : matriz que transforma desplazamientos en deformaciones; contiene a las derivadas de las funciones de interpolación.

C: matriz constitutiva que transforma deformaciones en esfuerzos, en el caso elástico lineal, por medio de la Ley de Hooke.

Para cuerpos elástico-lineales, la energía de deformación es

$$U = \frac{1}{2} \int_V \sigma \epsilon dV \quad (1.3.3.6)$$

Y con la aproximación establecida en las ecuaciones 1.3.3.4 y 1.3.3.5 se tiene

$$U = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \int_V s_i e_i dv = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n U_i^T \left( \int_V B_i C B_i dv \right) u_i = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n U_i^T K_i u_i \quad (1.3.3.7)$$

Donde:

$$K_i = \int_V B_i C B_i dv \quad (1.3.3.8)$$

Al expresar los desplazamientos nodales como un solo vector  $U$  para todo el dominio, y sumar ordenadamente las matrices  $K_i$  resulta:

$$U = \frac{1}{2} U^T \left( \sum_{i=1}^n K_i \right) U = \frac{1}{2} U^T K U \quad (1.3.3.9)$$

Al proceso de sumar las matrices de rigideces de los elementos para formar la matriz de rigideces del sistema completo  $K$ , se le conoce como ensamble. Este proceso no es una suma matricial propiamente dicha, sino que en él se suman las componentes correspondientes con los mismos grados de libertad globales. El trabajo externo se calcula como la suma del trabajo hecho por las fuerzas de cuerpo  $f_B$ , más el realizado por las fuerzas de superficie  $f_S$

$$W_E = \int U^T f_B dv + \int U^T f_S ds \quad (1.3.3.10)$$

Aproximando  $f_B$  y  $f_S$  de la misma forma que los desplazamientos se tienen

$$f_{Bi}^e = N_i f_{Bi}$$

$$f_{Si}^e = N_i f_{Si}$$

$$W_e = \sum_{i=1}^n u_i^t \left( \int_V N_i^T N_i dV \right) f_{Bi}^e + \sum_{i=1}^n u_i^t \left( \int_V N_i^T N_i dV \right) f_{Si}^e = U^T F_B + U^T F_S \quad (1.3.3.11)$$

Las sumatorias que aparecen en la ecuación anterior representan un proceso análogo al ensamble de la matriz de rigideces, esto es, se suman las componentes de acuerdo con el grado de libertad al que corresponde cada una de ellas. Al sustituir las ecuaciones 1.3.3.9 y 1.3.3.11 en la 1.3.3.1 resulta:

$$p_p = \frac{1}{2} U^T K U - U^T F_B + U^T F_S \quad (1.3.3.12)$$

Para obtener el mínimo de la energía potencial, ésta se deriva con respecto a cada componente de U y se iguala a cero de manera condensada expresada en:

$$\frac{\partial p_p}{\partial U^T} = K U - F_B - F_S = 0$$

$$K U = F_B + F_S$$

$$K U = P \quad (1.3.3.13)$$

Esta ecuación se resuelve para U y por sustitución en las ecuaciones 1.3.3.4 y 1.3.3.5 se obtienen las aproximaciones de las deformaciones ( $e_i$ ) y de los esfuerzos ( $s_i$ ) para cada elemento. En la ecuación 1.3.3.13 se reconoce la ecuación de equilibrio característica del método de los desplazamientos. Gracias al proceso de ensamble de la matriz de rigideces y de los vectores de fuerzas, esta ecuación representa al equilibrio global de la estructura.

### 1.3.3.1 Modelos de elementos finitos para mampostería

Los muros de mampostería son elementos estructurales que tienen dos dimensiones mucho mayores que la tercera (en general), por lo que es adecuado modelarlos como elementos planos. Además, si las acciones se restringen a fuerzas en el plano del muro, los esfuerzos axiales y cortantes perpendiculares al plano y los cortantes contenidos en él serán despreciables, por lo que se produce lo que se conoce como estado plano de esfuerzos. En este caso se puede hacer un planteamiento en el que se incluyen únicamente tres componentes de esfuerzos,

las tres correspondientes de deformación, y la deformación fuera del plano. Por lo anterior es común utilizar elementos planos en esfuerzo plano para los modelos de elementos finitos de muros de mampostería.

Para análisis tridimensionales, es razonable despreciar la rigidez fuera del plano del muro, ya que es mucho menor que la rigidez en su plano. En ocasiones es necesario incluso verificar la estabilidad del muro fuera de su plano para considerar válido el análisis.

Liauw y Kwan (1982) desarrollaron modelos donde se tomaba en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales; las características no lineales de la relación esfuerzo cortante con deslizamiento en las superficies de contacto entre muro y marco; agrietamiento y aplastamiento de la mampostería.

Los citados investigadores utilizaron elementos viga-columna para modelar el pórtico, considerando además los elementos rígidos propuestos por Riddington y Stafford-Smith para unir el mismo con los elementos de "interfaz", los cuales se encargan de modelar las características de contacto-separación, deslizamiento y huecos iniciales entre muro y pórtico. Finalmente, el muro se modela con elementos triangulares con esfuerzos planos y deformaciones constantes, isotrópicas antes del agrietamiento y ortótropas después de éste. El agrietamiento se produce al alcanzarse el esfuerzo resistente en tensión

El modelo presentado por estos autores proporciona buenos resultados; sin embargo, desde un punto de vista teórico tiene una debilidad, ya que no existe compatibilidad de deformaciones en la zona de contacto entre muro y pórtico, porque el primero se deforma siguiendo tramos de líneas rectas, mientras que el pórtico se deforma en flexión siguiendo curvas cúbicas.

El modelado de estructuras con muros de mampostería, aún con el método de los elementos finitos, no es sencillo, ya que requiere tomar en cuenta muchos fenómenos que no son comúnmente incluidos en programas de análisis no lineal, tal es el caso de los elementos interfaz o modelos ortótropos de comportamiento en combinación con fracturas.

Los procedimientos de diseño estructural basados en el MEF para estructuras de mampostería reforzada, en la práctica internacional frecuentemente no son utilizados por las empresas de proyectos debido a la pertinencia de los proyectos en correspondencia con las exigencias de la economía de mercado. Normalmente no existe disponibilidad de software que ofrezcan directamente el diseño estructural de la mampostería reforzada resultando un elevado gasto de tiempo para lograr procesar los resultados ofrecidos por los softwares, cuyo alcance queda solo a nivel de un riguroso análisis estructural, para poder realizar el posterior diseño estructural frecuentemente basado en las formulaciones empíricas que aparecen en las normas de diseño. (Orduña, 2000)

#### **1.4 Mampostería**

Con diferentes modalidades en su uso y con materiales distintos, la construcción de mampostería permanece hasta nuestros días como uno de los sistemas constructivos más empleados en países con antigua historia, o con desarrollo tecnológico moderado o bajo.

En el pasado la construcción de edificios de mampostería se hizo mediante el método de prueba y error, es decir, en donde la experiencia de éxitos y fracasos, sirvió para establecer las reglas y costumbres en la edificación. Más recientemente se adoptó el esquema de diseño elástico, en el que se limitan los esfuerzos de trabajo a valores menores que ciertos valores admisibles. Sólo hasta hace algunas décadas que comenzó a usarse el diseño por resistencia última en la mampostería. En éste se pretende aprovechar la resistencia de los materiales y establecer factores de seguridad conocidos para varios estados límite. (Orduña y Ayala)

La mampostería es un material de construcción elaborado con piezas, que pueden ser de distintos materiales y tipos, unidas entre sí por medio de juntas de mortero. Las piezas y el mortero tienen propiedades mecánicas distintas, además, las superficies de unión entre ellos presentan características que influyen de una manera muy importante en el comportamiento mecánico del conjunto. Esto hace a la mampostería un material compuesto. Aunque la mampostería es un material no

homogéneo, para muros que contienen un gran número de piezas, y desde un punto de vista macroscópico, se puede considerar como homogénea.

La forma rectangular y prismática de las piezas, su colocación en patrones generalmente regulares, y la presencia de las juntas de mortero que actúan como planos de debilidad en direcciones bien definidas, sugieren que la mampostería es un material ortótropo con direcciones principales normal y paralela a las juntas horizontales. (Orduña y Ayala)

El desempeño de la mampostería, en particular cuando debe resistir acciones horizontales y verticales simultáneas, puede mejorarse con la inclusión de acero de refuerzo. Así, atendiendo a la cuantía y disposición de este acero, la mampostería se puede clasificar según (Tomazevic, 1996):

- Simple, en la cual no se coloca refuerzo alguno.
- Confinada, en la cual los muros de mampostería son rodeados (o confinados) por elementos de concreto reforzado de pequeña sección transversal; los muros pueden estar reforzados horizontalmente en las hiladas o no
- Reforzada, en la cual se coloca refuerzo interior en el muro, horizontal y vertical.

En términos generales, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dadas (vigas que se encuentran en la parte superior de los muros a lo largo de toda su extensión, evitando la concentración de las fuerzas cortantes en los extremos) y castillos (elementos que presentan las mismas función de las columnas, solo que difieren en su estructuras ya que estos están compuestos los bloques, acero de refuerzo y el mortero de amasado) de concreto reforzado, o bien una cantidad insuficiente o detallado inadecuado del refuerzo en los elementos confinantes se han detectado cuatro tipos de patrones de agrietamiento y causas de daño en los muros de mampostería confinada:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzo de corte.

- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro: originado por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura.
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y volteo de la estructura.

Mientras que la mampostería simple exhibe un comportamiento frágil ante las acciones laterales cíclicas (como las inducidas por los sismos), la confinada y la reforzada tienen una mejor capacidad, medida en una superior resistencia y mayor deformabilidad (definida como la capacidad de mantener carga a grandes deformaciones). (Alcocer,1997)

Las normativas técnicas para diseño y construcción de estructuras de mampostería contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estas edificaciones. Se incluyen también regulaciones para la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería. En el caso particular de países con zonas de alta peligrosidad sísmica, las mismas son más exigentes y deben de cumplirse regulaciones especiales, sobretodo en cuanto a la calidad de los materiales de construcción y detallado constructivo de los muros, así como otros criterios muy relacionados al desempeño sísmico como la regularidad en planta y elevación de estas edificaciones y el régimen de trabajo de los muros de mampostería reforzada.

Todo lo mencionado anteriormente limita sus posibilidades de crecimiento en altura en zonas de alta peligrosidad sísmica, por lo que comúnmente estas normativas limitan el número de pisos de estas edificaciones.

#### **1.4.1 Mampostería reforzada**

La mampostería es la unión de bloques, ladrillos de arcilla o de concreto con un mortero de pega para conformar sistemas monolíticos tipo muro, generalmente elaborado con cemento Portland y, en otros casos, además se utiliza una “argamasa” de relleno o macizado que no es más que el mortero de refuerzo, que pueden resistir acciones producidas por las cargas de gravedad o las acciones de sismo o viento. Por otra parte, la mampostería reforzada es aquella con refuerzo de barras o alambres corrugados de acero embebidos en celdas rellenas. Tiene

refuerzo horizontal y vertical cada cierto número de hiladas colocados, además de en las celdas del mampuesto, en ductos o juntas creadas previamente para la colocación del acero de refuerzo que se distribuirá a lo alto y largo del muro. El refuerzo se usa para resistir la totalidad de las fuerzas de tensión y ocasionalmente, para resistir los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple.

La mampostería reforzada interiormente, como sistema constructivo, a pesar de ser muy usada en otros países como México, E.U.A y otros con buen desempeño sísmico, resulta algo novedosa en nuestro país.

Debido a la gran necesidad de nuevas alternativas de construcciones racionales, duraderas y de bajo riesgo sísmico, además de un bajo consumo energético, se pretende dar una propuesta que garantice solucionar al menos las principales problemáticas de los sistemas tradicionales.

La mampostería armada de bloques de hormigón presenta en comparación con la tecnología prefabricada grandes ventajas, que consisten básicamente en los mismos materiales que el hormigón armado y presenta similares propiedades físicas y estructurales, sin embargo, la mampostería estructural tiene algunas ventajas diferentes:

- Eliminación de encofrados: se eliminan los encofrados al no tener que construir vigas y columnas.
- Velocidad: al no existir esperas para el desencofrado se logra una continuidad en el ritmo de trabajo que agiliza notablemente la obra, mejorando el rendimiento de los albañiles.
- Un solo rubro de mano de obra: debido a que la mampostería construye la base del edificio, no existe la necesidad de carpinteros, oficiales armadores u otros rubros de mano de obra especializada.
- Disminución del hormigón empleado: al cumplir la mampostería también con la función estructural, es mínimo el volumen de hormigón necesario para reforzarla. Esta disminución puede llegar a más del 50 %, dependiendo del proyecto.

- Aceleración de los trabajos: ya que al levantarse la mampostería se van realizando las instalaciones, al techar cada planta ésta queda lista para los trabajos de terminaciones, agilizándose el plan de obra.
- Eliminación de terminaciones: la posibilidad de dejar los muros visto por el empleo de bloques texturados elimina una serie de tareas que en general son lentas y costosas, como son los revoques y terminaciones especiales.
- Armaduras: simplifica las armaduras, evitando doblados y ataduras, facilitando su puesta en obra.

El comportamiento de la mampostería reforzada es comparable al de muros estructurales de concreto reforzado. Sin embargo, el éxito de esta solución radica en buena parte en que su ejecución sea adecuada. Sólo países como Estados Unidos de América, Nueva Zelanda y Japón, con un mayor nivel tecnológico en la industria de la construcción, y con una preparación más amplia de los obreros, pueden adoptar este sistema. En él, los huecos, verticales y horizontales, de los bloques alojan el refuerzo y son rellenados con mortero con consistencia de lechada. Se tienen prácticas ya bien establecidas para su eficiente y confiable construcción. (Alcocer,1997)

En este trabajo se propone el uso de una mampostería reforzada híbrida, que combina la mampostería con refuerzo interior vertical y horizontal con castillos de confinamiento dispuestos en los extremos del muro, donde al menos uno de ellos es una columna de hormigón armado que conforma pórticos con las vigas inferiores y superiores, fundidas integralmente con las losas planas de hormigón armado de los pisos.

#### **1.4.1.2 Comportamiento estructural sísmico de la mampostería reforzada**

A lo largo de estos años, las estructuras de mampostería han sufrido el embate del intemperismo y las acciones de fenómenos naturales. Los sismos han sido, probablemente, los responsables del mayor número de fallas, entendidas como colapsos o derrumbes, de estructuras de mampostería.

Especialmente sensibles han sido las fallas de viviendas y residencias, que han causado un gran número de muertes. Desastres como éstos han llevado a países,

como el Japón, por ejemplo, a abandonar, e incluso prohibir, la construcción con mampostería. Así, la mampostería ha cedido el paso a materiales como el concreto reforzado y el acero estructural. En contraste, en otros países se han adoptado soluciones de refuerzo y confinamiento que han mejorado la capacidad sismorresistente de la mampostería, haciéndola un material apto para ser empleado en zonas sísmicas. El buen desempeño de estructuras de mampostería ante sismos en Europa y América Latina constituye un ejemplo que robustece la afirmación anterior. (Alcocer,1997)

Este sistema constructivo, de mampostería reforzada, consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Se utiliza un mortero con elevada fluidez y se refuerza con elevadas cuantías de acero horizontal y vertical creando prácticamente un muro monolítico con lo cual se obtiene un incremento en la resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento lateral con respecto a la mampostería sin refuerzo interior o confinado.

Las edificaciones de mampostería con refuerzo interior son aquellas en que se han empleado muros construidos con piezas huecas reforzados interiormente mediante varillas de diámetro pequeño, verticales y horizontales, o bien, barras de acero de alta resistencia o escalerillas colocadas en la junta horizontal del mortero cuando se emplean piezas macizas. Las dificultades constructivas, la falta de un control de calidad adecuado y el arraigo de la mampostería confinada han limitado el uso de la mampostería con refuerzo interior en edificaciones para uso habitacional.

Los sismos de 1985 en la ciudad de México indicaron que las construcciones de mampostería confinada, principalmente, tuvieron una respuesta satisfactoria cuando en su concepción se adoptaron los requisitos normativos vigentes desde 1976. En términos generales, los daños observados en muros de mampostería se debieron al deterioro de los materiales débiles (adobe y mampostería sin refuerzo), al intemperismo filtraciones, y a hundimientos diferenciales. Los efectos sísmicos dañaron estructuras con muros de relleno, por la incompatibilidad de deformaciones con el marco confinante, y con baja densidad de muros en la dirección resistente. Fue por esto que no se realizaron cambios radicales en las especificaciones para

estructuras de mampostería. Sólo se reorganizó su formato, se simplificaron los métodos y se ajustaron los valores de diseño en los materiales. (López, S.,2016)

Con el fin de evaluar el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada, se realizó un estudio detallado del comportamiento de edificaciones de mampostería de hasta cuatro niveles localizadas en la zona de mayor densidad de daño en la ciudad de México (Berrón, 1987). El estudio evidenció que en el 56% de la muestra, el agrietamiento se originó por la presencia de hundimientos diferenciales, el empleo de materiales pobres o deteriorados por la humedad y el intemperismo, así como la ausencia de elementos de confinamiento (dadas y castillos) suficientes. En el 44% restante el daño se atribuyó a una distribución asimétrica de los mismos que originó torsiones importantes en planta.

#### **1.4.2.3 Comportamiento no lineal de la mampostería reforzada**

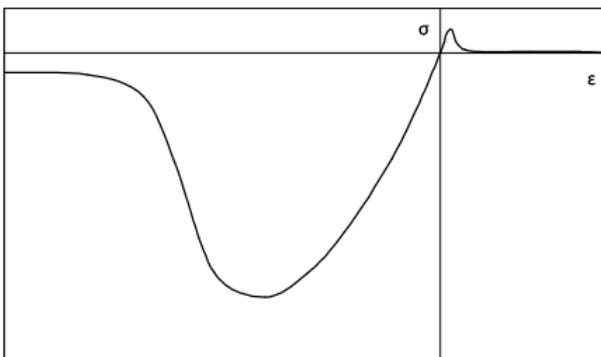
El análisis del comportamiento de estructuras de la mampostería se torna difícil ya que el comportamiento de este material es mucho menos conocido que el del acero o el del concreto. Esto es así a pesar de que la mampostería es uno de los materiales constructivos más antiguos, con más de diez mil años de historia, y a pesar de que desde hace más de 40 años se realizan investigaciones de calidad sobre su comportamiento.

Entre las razones principales de lo anterior se pueden mencionar: la complejidad de su comportamiento mecánico; el gran número de variables que es necesario tomar en cuenta para su estudio; y que algunas de ellas, como las propiedades de los materiales, la calidad de la mano de obra, las condiciones de contacto entre el muro y el marco o la adherencia entre mortero y piezas, son muy difíciles de controlar y/o cuantificar. (Orduña 2000)

El comportamiento no lineal de la mampostería reforzada como material proviene de dos fuentes principales. La primera es el comportamiento no lineal que presentan todos los materiales a partir de cierto nivel de deformaciones, esta característica se hereda a los elementos estructurales y a las estructuras.

Los comportamientos no lineales de las piezas y del mortero en la mampostería reforzada, son cualitativamente similares a los del concreto que en tracción uniaxial tiene una resistencia muy baja, comportamiento prácticamente lineal hasta el esfuerzo máximo y falla frágil o casi frágil (figura 2.1.1).

Por otro lado, en la mampostería reforzada, en la compresión uniaxial la resistencia es mucho mayor, el comportamiento es marcadamente no lineal con esfuerzos crecientes con la deformación hasta un máximo, y luego disminuyendo hasta un valor residual constante. Sin embargo, cuantitativamente las propiedades mecánicas tanto lineales como no lineales de las piezas, pueden ser muy distintas a las del mortero.



**Figura 2.1.1.** Gráfica esfuerzo deformación uniaxial característica de los materiales constituyentes de la mampostería. (Orduña, 2000)

La segunda fuente de no linealidad es el comportamiento de la superficie de unión entre piezas y mortero, donde ocurre agrietamiento por tensión de tracción (o separación) y deslizamiento debido a esfuerzos tangenciales. En muros que fallan por cortante este aspecto determina en forma muy significativa el comportamiento global del elemento estructural.

Las resistencias de la interfaz al agrietamiento y al deslizamiento de la mampostería reforzada están determinadas por la adherencia entre pieza y mortero, la cual a su vez depende de las características de absorción de humedad de las piezas, y del grado de saturación con el que fueron colocadas, así como de la laborabilidad del mortero al momento de la construcción de la mampostería.

### 1.5 Diseño sismorresistente de una edificación de tres niveles de mampostería reforzada. (López, 2016)

La tesis en opción al título de ingeniera civil de López, evaluó variantes de edificios de viviendas de 3 y 4 niveles de mampostería reforzada interiormente para su construcción en la ciudad de Santiago de Cuba, zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba según la nueva Norma Sísmica Cubana NC 46:2017. Los edificios serán construidos en suelo rígido clasificado como D. Se resolvieron los 5 pasos de la metodología Evaluación Rápida de Análisis Dinámico (ERAD) que consiste en la revisión de los estados límites de resistencia de cada uno de los elementos de rigidización a cargas horizontales (López, 2016).

Las cargas sísmicas resultan de la aplicación del “Método Estático Equivalente” y “Método de Espectro de Respuesta”, considerando un comportamiento cuasi-elástico de la estructura. Las cargas sísmicas para el “Método Estático Equivalente”, consideran las excentricidades accidentales de los centros de masas respecto a los centros de rigideces de los pisos. La evaluación del diseño estructural de las variantes permitió confirmar aquella que pudiera ser construida en la zona sísmica objeto de estudio. Se realizó la racionalización del acero de la variante aprobada con vista a ofrecer un proyecto futuro que sea sustentable. Además, se corroboran los resultados aplicando el “Método de Análisis Lineal en el Tiempo” utilizando acelerogramas sintéticos escalados a partir de un sismo débil registrado en la ciudad de Santiago de Cuba el 17 de enero del 2016.

#### 1.5.1 Datos de proyecto

En la Tabla 1.5.1.1 se hace un resumen de los datos del proyecto, referentes a la geometría de todos los elementos estructurales, materiales y cargas muertas y de utilización en la cubierta y los entresijos, utilizados en la variante de edificios objeto de estudio. Mientras en la Figura 1.5.1.1 se muestra la planta de arquitectura única de la edificación.

**Tabla 1.5.1.1** Datos de proyecto

A – Datos Relativos a la Geometría de las Variantes de Edificios		
1	Número de Pisos	3 Constante

2	<b>Modulación en Planta</b>	3,30 x 3,90 m			Constante
3	<b>Crecimiento Vertical</b>	2,70 m			Constante
<b>B- Caracterización de los Materiales de Construcción</b>					
1	<b>Acero G-40</b>	Todos	$R_{ak} = 300 \text{ MPa}$ $E_a = 210000 \text{ MPa}$		Constante
2	<b>Hormigón</b>	Losa	$R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ $E_b = 33466 \text{ MPa}$		Constante
		Viga Cerramiento	$R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ $E_b = 33466 \text{ MPa}$		Constante
		Columna	$R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ $E_b = 33466 \text{ MPa}$		Constante
		Muro de Escalera	$R'_{bk} = 30 \text{ MPa}$ $E_b = 33466 \text{ MPa}$		Constante
3	<b>Mampostería Reforzada</b>	Paredes	$R'_{bk} = 5,0 \text{ MPa}$ $E_m = 6256 \text{ MPa}$		Constante
<b>C – Cargas Permanentes</b>					
<b>Peso Propio</b>					
1	<b>Elementos Estructurales</b>	Losa	Espesor: 12 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	Constante
		Viga cerramiento	Sección Transversal: 20x50 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	Constante
		Columna	Sección Transversal: 20x20 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	Constante
		Muro de Escalera	Espesor: 15 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	Constante
		Losa de Escalera	Espesor: 12 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	Constante
		Paredes	Espesor: 20 cm	21 kN/m <sup>3</sup>	Constante
<b>Revestimientos de Pisos e Impermeabilización</b>					
1	<b>Entrepisos</b>	Pesada	Mosaico (2.5 cm), Mortero (2.5cm), Atesado (5 cm)	1,71 kN/m <sup>2</sup>	Constante
2	<b>Cubierta</b>	Pesada	Rasilla (1 cm), Mortero (2 cm), Atesado (7 cm)	1,86 kN/m <sup>2</sup>	Constante
<b>D - Cargas Temporales</b>					
1	<b>Entrepisos</b>	Carga Temporal	Vivienda	1,5 kN/m <sup>2</sup>	Constante
2	<b>Cubierta</b>	Corta Duración	Acceso solo para Mantenimiento	0,8 kN/m <sup>2</sup>	Constante*

(\*) No se combina con las cargas sísmicas, solo con las restantes cargas gravitatorias

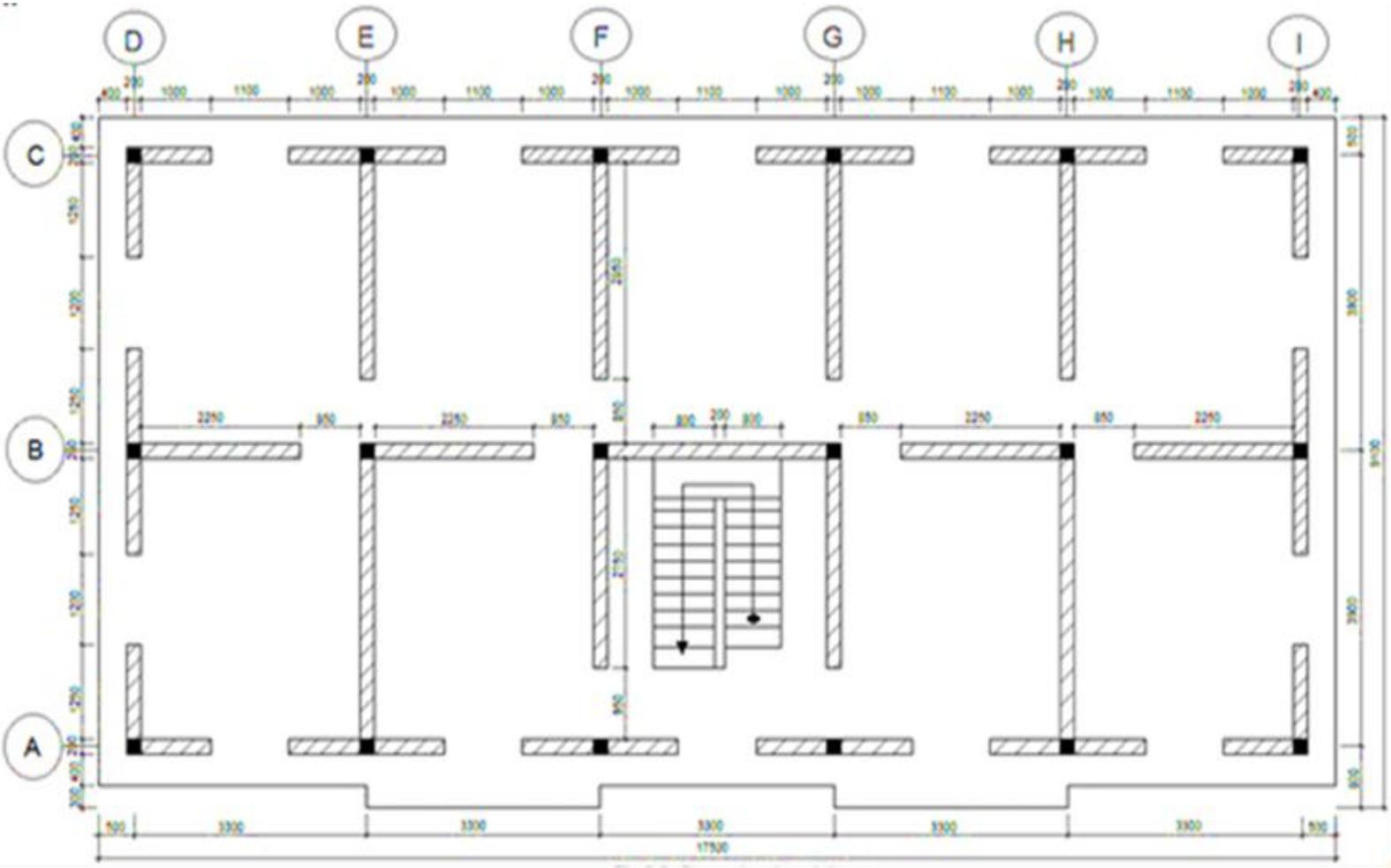


Figura. 1.5.1.1 Planta de Arquitectura.

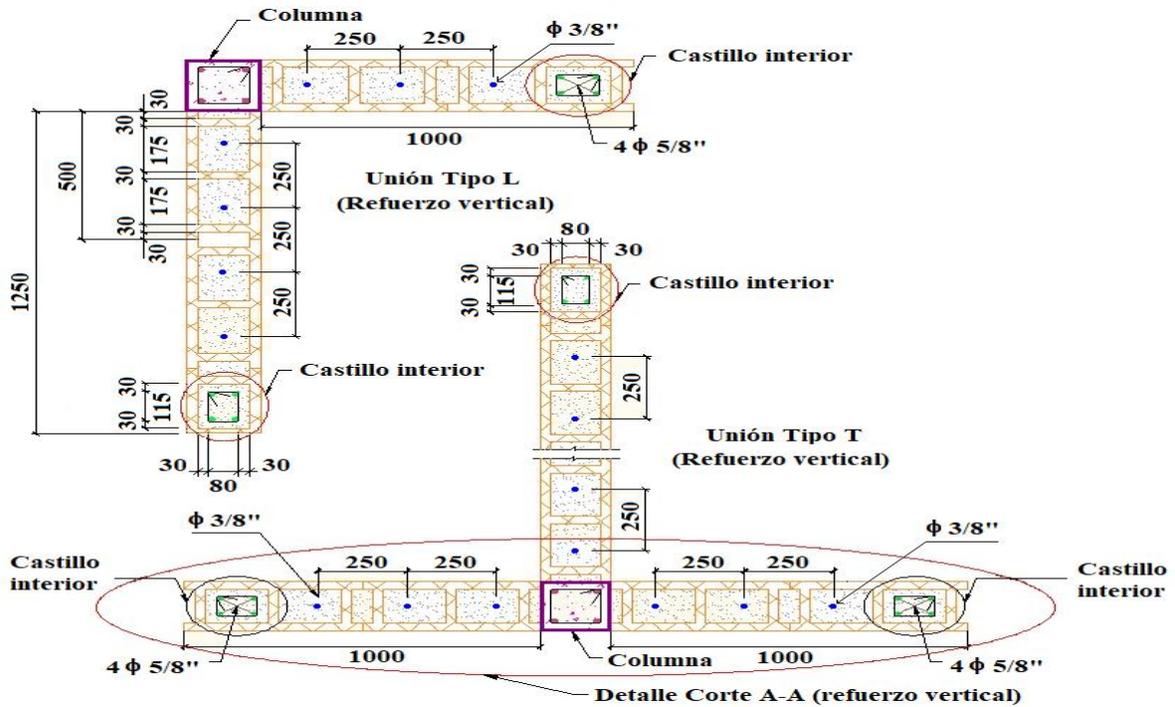
### 1.5.2 Detalles constructivos sismorresistentes de los muros de mampostería reforzada, vigas de acople y muros de escaleras de hormigón armado.

Se realizó la racionalización del diseño estructural de cada uno de los elementos por separado y se procede a la unificación del mismo, con vistas a lograr facilidades constructivas que conduzcan a un futuro proyecto ejecutivo. Basándonos en lo anterior, la racionalización del acero para la variante de 3 pisos quedó dispuesta como se muestra en la Tabla 1.5.2.1

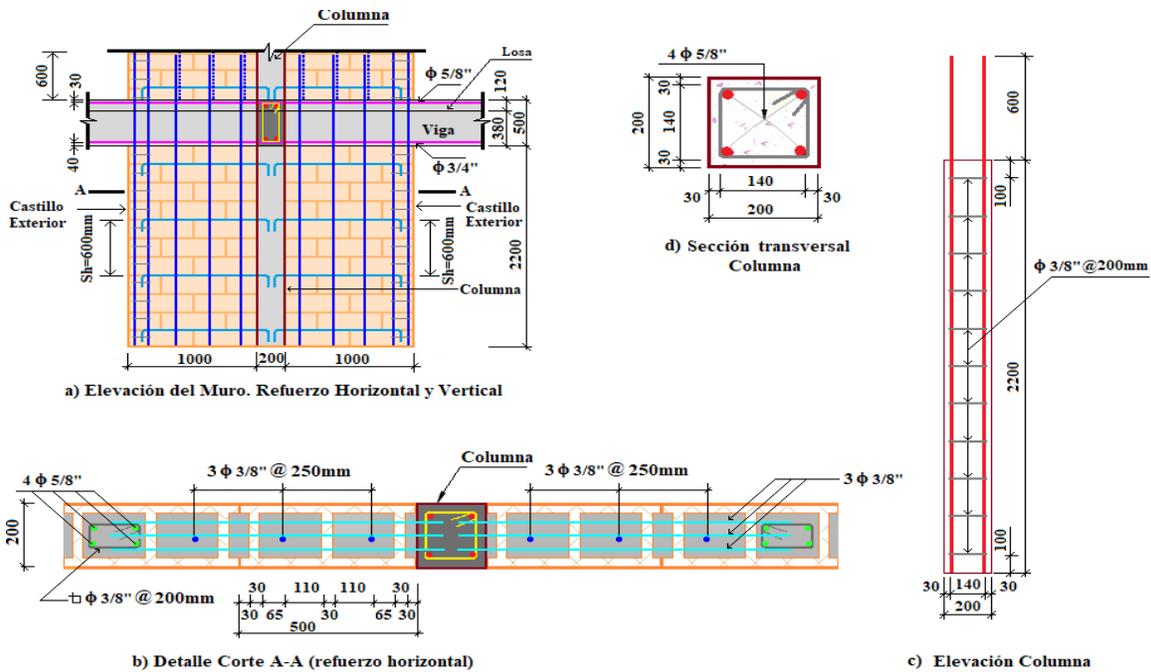
**Tabla 1.5.2.1.** Resumen de la racionalización realizada al edificio de 3 pisos

Muros	Descripción	Piso	Racionalización del Acero de Refuerzo			
			Refuerzo Interior del Muro		Castillo	
			Refuerzo Horizontal	Refuerzo Vertical	Refuerzo Longitudinal	Cercos
A1-A6 C1-C6	Muros de esquina en pórticos longitudinales	1	3 Ø 3/8"	1 Ø 3/8" @ 250mm	4 Ø 5/8"	1 Ø 3/8" @ 200mm
		2	@ 600mm			
		3	2 Ø 3/8" @ 600mm			
F1-G1	Muros transversales que se conectan con el de escalera	1	2 Ø 1/2" @ 600mm	1 Ø 3/8" @ 250mm	4 Ø 5/8"	1 Ø 3/8" @ 200mm
		2	2 Ø 3/8"			
		3	@ 600mm			
Restantes Muros		1	3 Ø 3/8« @ Ø 0mm	1 Ø 3/8« @ 250mm	4 Ø 5/8"	1 Ø 3/8" @ 200mm
		2	2 Ø 3/8"			
		3	@ 600mm			

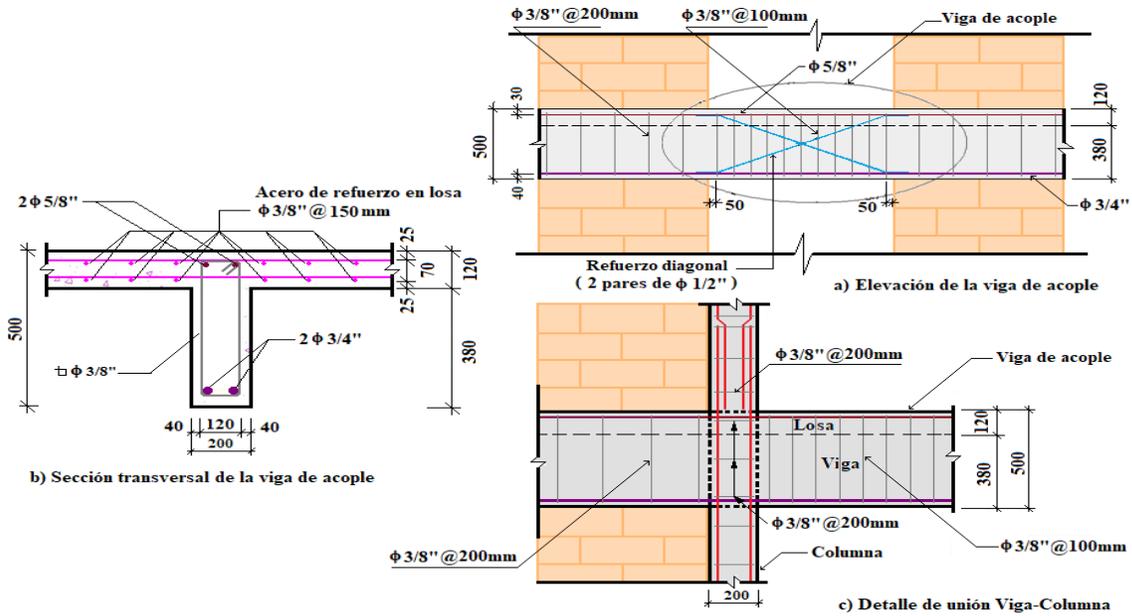
En las figuras 1.5.2.1 hasta la 1.5.2.4 se muestran los detalles de los planos de construcción del refuerzo, en el caso de los muros de mampostería reforzada y sus uniones, así como del muro de escalera de hormigón armado. Se recomienda que toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas, en el caso de la mampostería reforzada interiormente



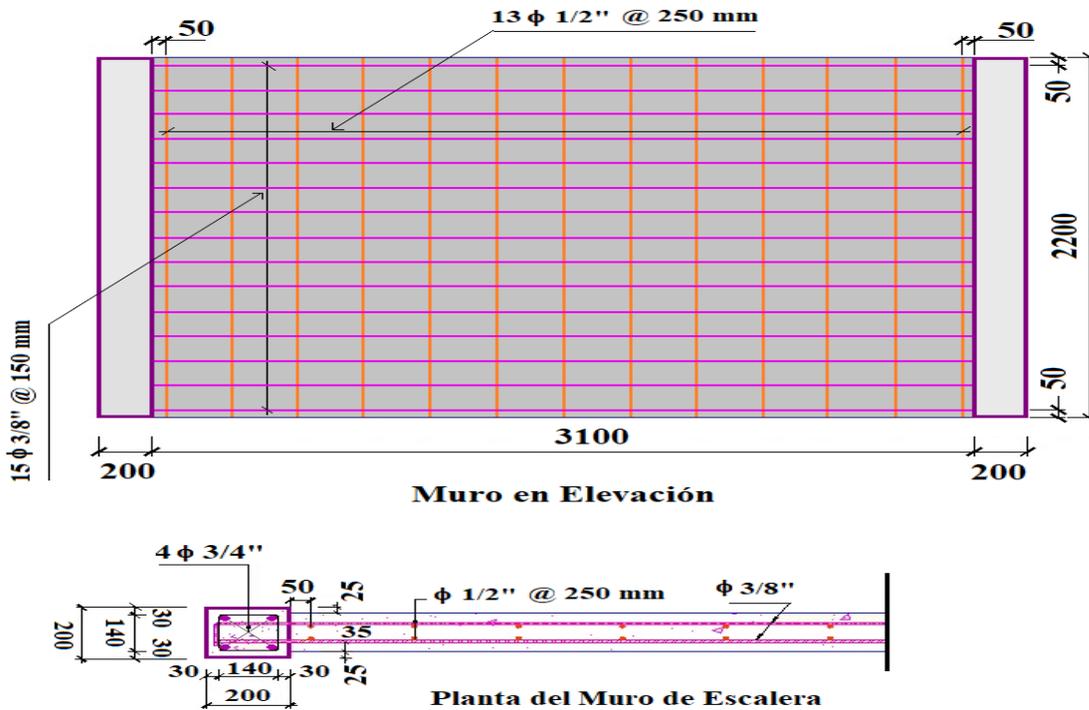
**Figura. 1.5.2.1** Detalles del acero de refuerzo vertical en los muros de mampostería reforzada primer piso.



**Figura. 1.5.2.2** Detalles del acero de refuerzo transversal y longitudinal de los muros de mampostería reforzada y columnas en el primer piso.



**Figura. 1.5.2.3** Detalles del acero de refuerzo transversal y longitudinal de las vigas de acople y dalas y acero de refuerzo transversal en la unión viga - columna del primer piso.



**Figura. 1.5.2.4** Detalles del acero de refuerzo transversal y longitudinal del muro de soporte de escaleras de hormigón armado del primer piso.

Esta investigación (López, 2016) se llegó a las siguientes conclusiones:

- La revisión estructural de los muros de mampostería reforzada muestra al Estado Límite Último de cortante como dominante con respecto al estado de flexión compuesta, siendo los muros interiores en la dirección transversal los críticos y mostrándose la descarga de los muros debido a las cargas sísmicas como el criterio dominante en la evaluación del desempeño de los mismos.
- Construir variantes de edificios de hasta 3 niveles racionalizando el acero de refuerzo que asegure a su vez un comportamiento elástico ante las acciones sísmicas de diseño, lo cual garantizaría la ocurrencia de daños mínimos en los elementos estructurales.
- La construcción de variantes de edificios de hasta 3 Niveles estará condicionada con la producción de un bloque de concreto de un espesor de 20 cm que alcance una resistencia bruta característica a compresión de por los menos 10 MPa.
- Las resistencias características a compresión del mortero de pega y de relleno alcanzarán al menos 12,5 MPa y 15MPa respectivamente.
- El muro de soporte de la escalera debe construirse de hormigón armado con doble malla con columnas de hormigón armado a ambos extremos, las cuales deben fundirse integralmente con el muro.
- Deben disponerse columnas de hormigón armado de 20 x 20 cm como elementos confinantes al menos en las intersecciones de cada uno de los ejes longitudinales y transversales, que definen los módulos de la edificación.
- El “Método de Análisis Lineal en el Tiempo” haciendo uso de acelerogramas sintéticos escalados a partir de un sismo débil registrado en la ciudad de Santiago de Cuba el 17 de enero del 2016 corroboró el buen desempeño de los muros de mampostería reforzada de la variante de 3 niveles.

## 1.6 Valoración Técnico – Económica de la edificación de la vivienda de tres niveles de mampostería reforzada sismorresistentes (Antúnez, 2016)

La tesis en opción al título de ingeniera civil de Antúnez realizó una valoración técnico – económica del edificio sismorresistentes de mampostería reforzada de tres pisos mediante la evaluación de los costos directos de construcción haciendo una comparación con los costos de un edificio de pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado con igual planta de arquitectura y puntales. El análisis de los costos partió de las actividades necesarias a realizar y volúmenes de materiales para cada variante, utilizando el software profesional Preswin 7.4 establecido por el Ministerio de la Construcción de Cuba (MICONS). (Antúnez, 2016)

Los costos directos totales se ofrecieron para las variantes siguientes:

- 1) Pórtico espacial dúctil con el vertido de hormigón manual.
- 2) Pórtico espacial dúctil con el vertido de hormigón con grúa y cubo.
- 3) Mampostería reforzada con el vertido de hormigón manual.

En la comparación no se incluyen los costos de la cimentación ni los costos de las losas de pisos y escaleras por ser iguales para ambas variantes.

Se muestran en la Tabla 1.6.1 las cantidades de material para cada una de las variantes en la etapa estructura.

**Tabla 1.6.1** Resumen de Indicadores “Etapa Estructura” por variante analizada.

Indicadores Etapa de Estructura	Unidad	Pórtico Espacial Dúctil		Mampostería Reforzada
		Hormigón (Vertido Manual)	Hormigón (Vertido con Grúa y Cubo)	Hormigón (Vertido Manual)
Cantidad de Acero	t	9,06	9,06	8,57
Volumen de Hormigón (15 MPa)	m <sup>3</sup>	0,00	0,00	45,09
Volumen de Hormigón	m <sup>3</sup>	46,75	46,75	35,00

<b>(30 MPa)</b>				
<b>Encofrado</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>507,47</b>	<b>507,47</b>	<b>336,40</b>
<b>Muros</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>458,16</b>	<b>458,16</b>	<b>431,42</b>
<b>Costo Total por área construida</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>	<b>61,69</b>	<b>61,42</b>	<b>84,17</b>
<b>Índice de Acero por m<sup>3</sup> de Hormigón</b>	<b>t/m<sup>3</sup></b>	<b>0,19</b>	<b>0,19</b>	<b>0,11</b>

La mampostería reforzada aventaja a los pórticos en costos de acero, encofrado y hormigón de 30MPa y demanda mayores gastos en los muros con gastos adicionales en hormigón de macizado (15MPa).

El análisis de los costos directos de construcción confirma que ambas variantes pueden ejecutarse en la ciudad de Santiago de Cuba, resultando menos costosa la variante de pórticos dúctiles de hormigón armado.

La relativa desventaja de la mampostería reforzada, en cuanto a costos directos de construcción, en relación con los pórticos dúctiles de hormigón armado, se compensa con la demanda de menores costos por reparación de daños sísmicos debido a su comportamiento cuasi elástico. Se conoce que el comportamiento dúctil de los pórticos de hormigón armado se verifica a expensas de los significativos daños en las zonas plásticas, con elevados costos de reparación y complejas soluciones técnicas para restituir la capacidad resistente de la estructura. En muchos casos el elevado costo de reparación determina la demolición de la edificación.

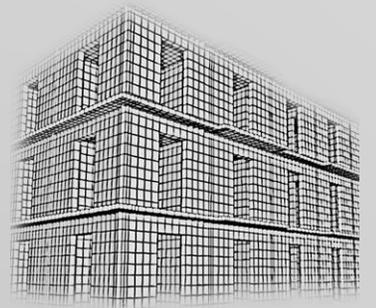
### **1.7 Conclusiones parciales**

- La mampostería reforzada como tecnología constructiva posee una serie de características técnicas constructivas que la convierten en una alternativa adecuada para construir en zonas de alta peligrosidad sísmica.
- La mampostería reforzada presenta un comportamiento no lineal ya que cuando se observa un aumento en el esfuerzo, la respuesta de los desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional, de igual manera el

comportamiento de los materiales que la componen no es lineal, en cuyo caso se deberá realizar un análisis no lineal.

- La metodología de análisis estático no lineal Pushover, resulta una alternativa adecuada para llevar a cabo el análisis estático no lineal en edificios considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo.
- Las investigaciones anteriores corroboraron el buen desempeño de los muros de mampostería reforzada de la variante de edificios de 3 Niveles racionalizando el acero de refuerzo.

# CAPITULO 2



## **CAPÍTULO 2: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE LA VARIANTE SELECCIONADA.**

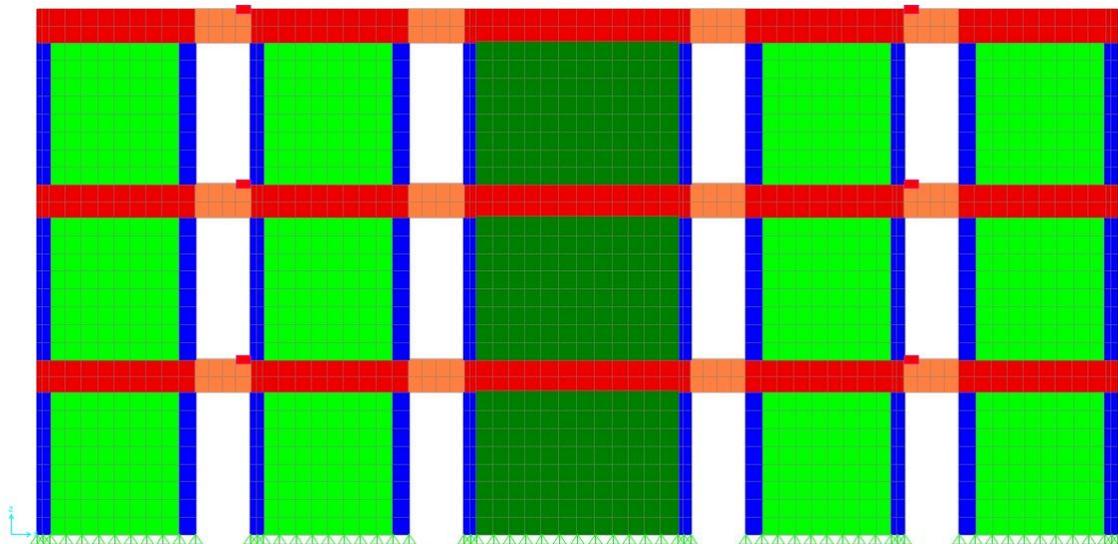
### **2.1 Generalidades.**

En el presente capítulo se evalúa el desempeño estructural ante acciones sísmicas del edificio objeto de estudio mediante el análisis estático no lineal, Pushover, usando como herramienta computacional el Sap2000 V20. De esta manera se determina la capacidad portante y el nivel de desempeño en que se encontrará el edificio una vez que haya sido sometido a acciones sísmicas fuertes propuestas en la NC46-2017. Para poder llevar a cabo el análisis Pushover se necesitan definir modelos de comportamiento de los materiales y secciones transversales determinadas a partir del detallado del acero y, por ende, del grado de confinamiento que posea el hormigón que posteriormente han de ser modeladas a través de capas. El análisis Pushover se ejecuta haciendo uso de la metodología del Método del Espectro de Capacidad (CSM siglas en inglés) según el ATC-40.

### **2.2 Modelos de comportamiento de los materiales.**

Para realizar el análisis no lineal es preciso definir modelos de comportamiento para los materiales. En este caso se utilizaron los modelos de Mander para hormigón confinado, presente en los elementos como la columna, los castillos y las vigas, no confinado para los muros de mampostería y de hormigón armado donde se usó un modelo simple

Para el acero G-40 se usó el modelo de comportamiento referido en la investigación de (Frómeta, 2009) en su tesis en opción al título de Dra. C. en Ciencias Técnicas. En la Figura 2.2 se ve reflejado la definición de los materiales y su uso en el modelo y la Tabla 2.2 hace un resumen de las características de cada material usado.



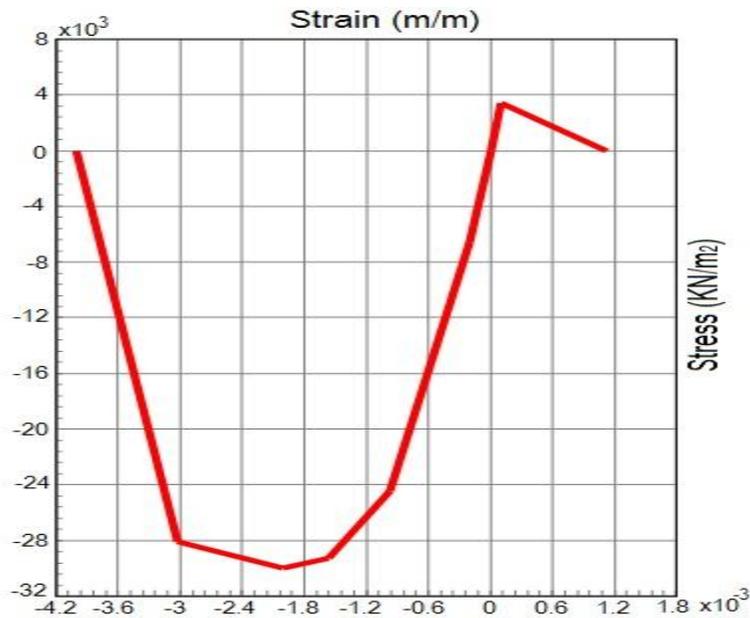
**Figura. 2.2** Definición de los materiales por colores en el modelo.

**Tabla 2.2** Materiales y sus características

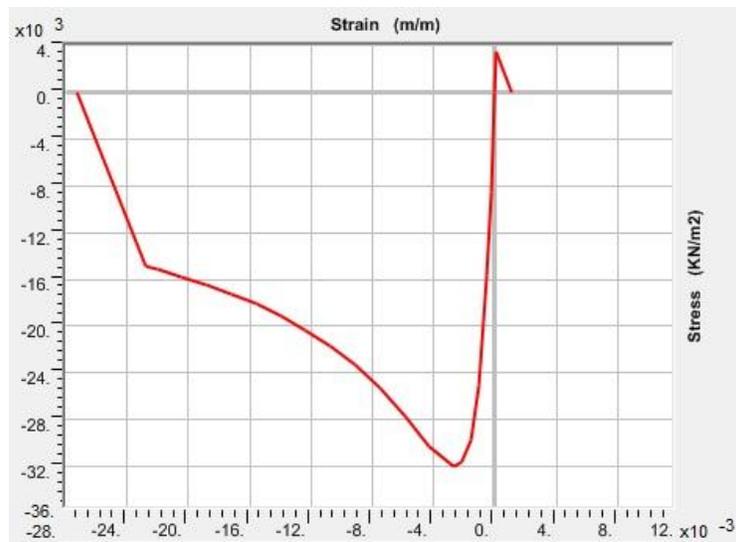
Color	Materiales	Tipo	Simetría direccional	Peso KN/m <sup>3</sup>	Masa KN-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	E1 KN/m <sup>2</sup>	A1 1/C
Verde	H30columna	Concreto	Isotrópico	24	2,45	33466000	0,0000117
Verde	Mampostería reforzada	Concreto	Isotrópico	21	2,14	6256000	0,0000099
Rojo	H30 viga-dala	Concreto	Isotrópico	24	2,45	33466000	0,0000117
Naranja	H30 viga-acople	Concreto	Isotrópico	24	2,45	33466000	0,0000117
Azul oscuro	H30muro de escalera	Concreto	Isotrópico	24	2,45	33466000	0,0000117
Rojo	H30cubierta	Concreto	Isotrópico	24	2,45	33466000	0,0000117
	Acero_G-40	Acero	Uniaxial	78.5	7,85	199947979	1,17E-05

### 2.2.1 Hormigón confinado y no confinado. Modelo de Mander

El modelo de hormigón confinado se basa en una ecuación y parámetros dados por Mander para valores entre cero y la deformación al aplastamiento. Se asume que cuando la deformación al aplastamiento se alcanza, la sección falla y termina el análisis (Mander,1988). En la Figura 2.2.1 se hace referencia al modelo de Mander para hormigón confinado generado por el Sap2000 V20



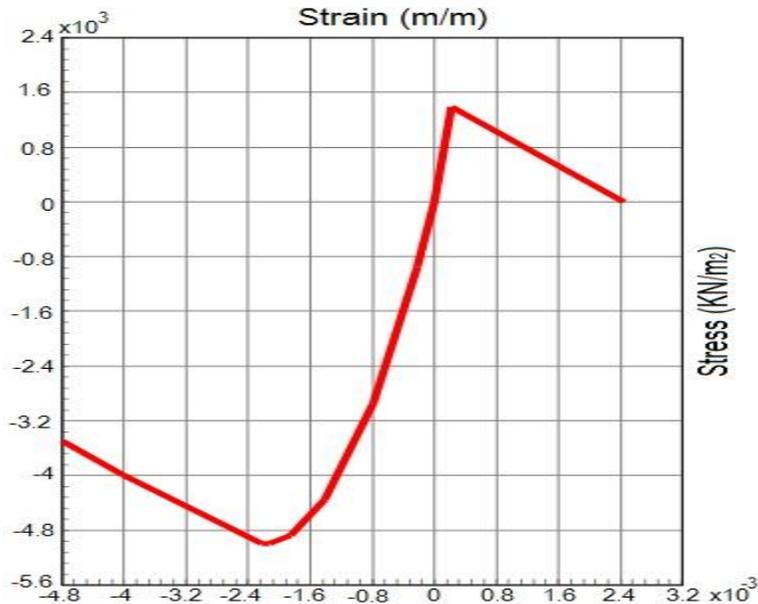
**Figura. 2.2.1** Modelo de Mander para hormigón no confinado.



**Figura. 2.2.1.1** Modelo de Mander para hormigón confinado.

### 2.2.2 Hormigón no confinado. Modelo simple

El modelo se basa en una ecuación y parámetros dados para valores entre cero y la deformación al aplastamiento. Después que la deformación al aplastamiento se alcanza, la degradación de la resistencia se asume como una línea recta hasta la máxima resistencia al aplastamiento. En la figura 2.2.2 se puede apreciar este modelo.

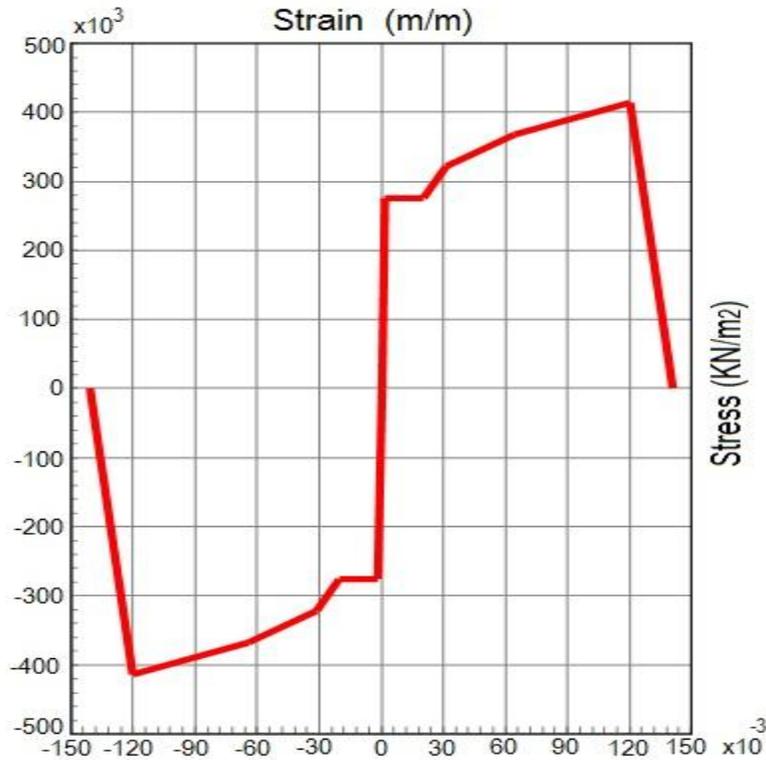


**Figura. 2.2.2** Modelo simple para hormigón no confinado

### 2.2.3 Modelo experimental del acero G-40

El acero G-40 (ver figura 2.2.3) ha sido caracterizado por (Frómeta, 2009); el modelo experimental utilizado en este caso refleja el comportamiento de los aceros de producción nacional, siendo sus principales parámetros los que a continuación se muestran (Frómeta, 2009).

- Tensión de fluencia ( $f_y$ ): 365.8MPa
- Tensión última ( $f_u$ ): 431.84MPa
- Tensión máxima registrada ( $f_{m\acute{a}x}$ ): 543MPa
- Deformación en el inicio de la fluencia ( $\epsilon_y$ ): 0.0018
- Deformación bajo la tensión última ( $\epsilon_u$ ): 0.2482
- Deformación en la tensión máxima ( $\epsilon_{m\acute{a}x}$ ): 0.1736
- Deformación en el inicio del endurecimiento ( $\epsilon_{end}$ ): 0.039
- Elongación permanente porcentual ( $\delta$ ): 22.14%



**Figura. 2.2.3** Modelo del Acero G-40

### 2.3 Modelo físico de la estructura para el análisis no lineal.

Luego de definir los materiales estructurales es necesario llevar a cabo una discretización en elementos finitos del modelo de cálculo. La discretización toma como referencia las dimensiones del bloque de hormigón usado en la mampostería y el acero vertical dispuesto en el mismo, y su ubicación en las distintas zonas de la estructura. Este criterio condiciona la discretización de la losa la cual presenta, además de elementos rectangulares, elementos triangulares y trapezoidales.

Las columnas se dividieron en dos verticalmente, debido a que se modeló de eje a eje y así estas quedaban conectadas en esta dirección.

Las vigas presentan un refuerzo horizontal diferente en la parte superior e inferior, lo que condicionó a que se discretizará en dos horizontalmente y en la dirección vertical la discretización de los bloques.

### 2.3.1. Definición de las cargas.

Las cargas fueron definidas y justificadas durante el diseño de la edificación realizado por López en su tesis de diploma, utilizando el Método Estático Equivalente (López, 2016). Los valores de estas cargas están reflejados en la Tabla 1.5.1.1

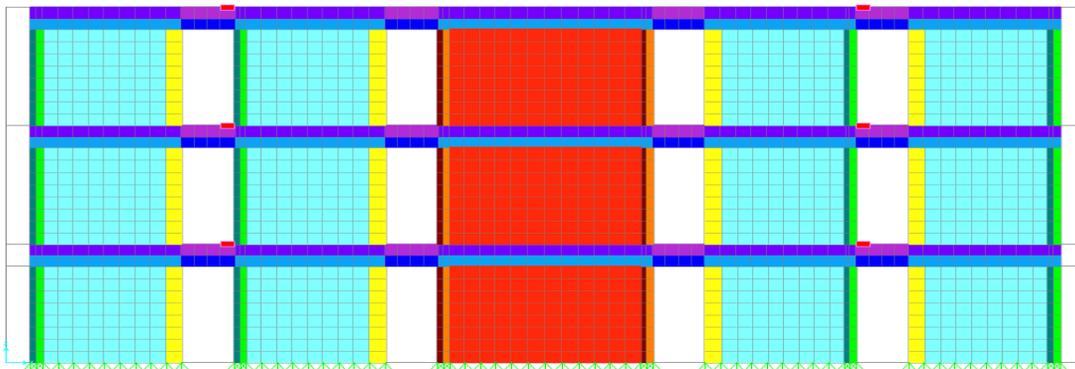
### 2.3.2. Definición de las secciones tipo “Shell Layered”.

La sección tipo “Shell Layered” es la herramienta que ofrece el SAP 2000 para el análisis no lineal de elementos bidimensionales en capas; por tanto, todas las secciones de muro del modelo se definirán haciendo uso de esta potencialidad, así como los castillos, columnas y vigas.

La losa se definió por una sección tipo “Shell thick”, la cual no se consideró para su modelación el acero de refuerzo.

A partir de la información que ofrecen los planos estructurales del proyecto, referidos en el capítulo anterior (Fig. 1.5.1.1 y Fig. 1.5.2.1 hasta la Fig.1.5.2.4), se definen los tipos de secciones presentes en el modelo físico.

La discretización del modelo de cálculo se muestra en el plano XZ, donde se muestran todas las secciones definidas en el modelo en la figura 2.3.2.



**Figura. 2.3.2** Discretización en secciones “Shell Layered” mostrada en gamas de colores.

Se han definido doce secciones para los distintos casos de armado estructural presentes, reflejados en la Tabla 2.3.2

**Tabla 2.3.2** Definición de las secciones

Color	Sección	Materiales		Tipo	Thick-ness (m)	Bend Thick (m)
		Concreto	Acero			
	Castillo	H30 columna hormigón confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Columna derecha de escalera	H30 columna hormigón confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Columna izquierda de escalera	H30 columna hormigón confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Columna derecha	H30 columna hormigón confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Columna izquierda	H30 columna hormigón confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Muro de la escalera	H30 muro de escalera hormigón no confinado	G-40	Shell-Layered	0,15	0,15
	Losa	H30 cubierta hormigón no confinado	G-40	Shell-Thick	0,12	0,12
	Mampostería	Mampostería reforzada hormigón no confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Viga inferior de acople	H30 viga acople confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Viga superior de acople	H30 viga acople confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Viga inferior de dala	H30 viga dala confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2
	Viga inferior de dala	H30 viga dala confinado	G-40	Shell-Layered	0,2	0,2

Una vez definidas las secciones del modelo se procede a asignar a cada una de las características en específico.

Para definir un elemento como “Shell Layered” deben introducirse ciertos datos que permitan caracterizar en detalle el elemento.

- Nombre de las capas.
- Distancia entre el centro de la capa de hormigón y el centro de las otras capas.
- Espesor de la capa.
- Tipo de capa (Membrane, Plate y Shell).
- Número de puntos de integración en la dirección del espesor de la capa.
- Material de la capa.
- Ángulo del material (medido en sentido antihorario del eje local 1 del objeto “Shell” al eje local 1 del material).

- Comportamiento de las componentes del material (S11, S22 y S12).

A pesar de que los datos anteriores pueden ser introducidos directamente en el programa para cada una de las secciones existentes, el SAP 2000 ofrece una opción (Quick Start) que permite crear con mayor comodidad y rapidez secciones de hormigón armado. Para utilizarla es preciso definir aspectos tales como:

- Capas de refuerzo.
- Tipos de materiales asignados al hormigón y al refuerzo.
- Espesor del hormigón.
- Comportamiento de las componentes del elemento dentro del plano (Lineal o No Lineal).
- Comportamiento de las componentes del elemento fuera del plano (Igual a dentro del plano o Lineal).
- Tamaño, espaciamiento y recubrimiento neto del refuerzo.

Es necesario esclarecer que se desea evaluar el comportamiento no lineal dentro del plano en la dirección vertical (S22) para la flexión compuesta, para las columnas, muros y castillos. Exceptuando, los elementos de las vigas que se tomará en consideración la no linealidad en la dirección horizontal (S11), por estar colocado el refuerzo longitudinal en esta dirección. El comportamiento en el plano S12 (cortante) se consideró como no lineal fuera de esto se considera lineal. Es válido recordar que la disposición de estos ejes locales se establece por el programa. Teniendo en cuenta la regla de la mano derecha, para el eje 3 y los ejes 1 y 2 ortogonales dentro del plano del elemento representan los ejes globales a los que son paralelos.

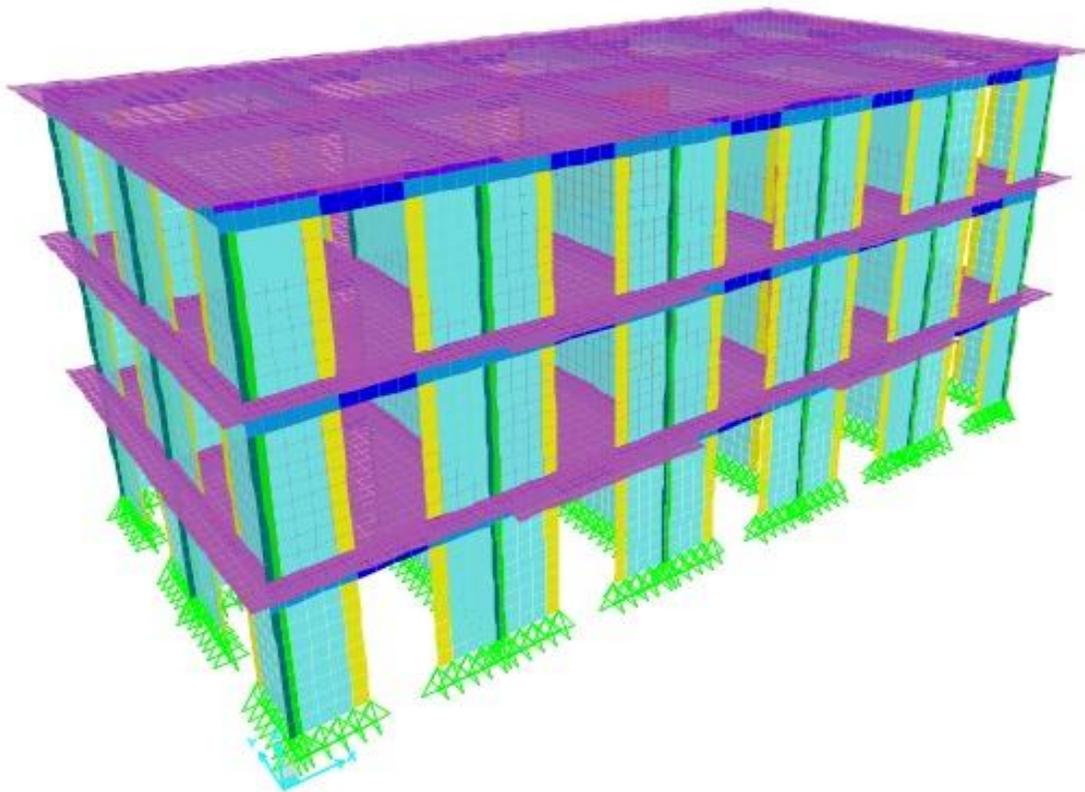
Se tomaron en cuenta parámetros modificadores de la rigidez, recomendados por la ATC-40 para el análisis no lineal de los elementos de hormigón armado y no para los muros de mampostería reforzada. Estos parámetros toman en consideración el estado fisurado de la estructura.

Factores modificadores de la rigidez (Stiffness Modifiers for Analysis)

•Membrane f11 Modifier	1
•Membrane f22 Modifier	1
•Membrane f12 Modifier	1
•Bending m11 Modifier	0,7

•Bending m11 Modifier	0,7
•Bending m22 Modifier	0,7
•Bending m12 Modifier	0,7
•Shear v13 Modifier	0,4
•Shear v23 Modifier	0,4
•Mass Modifier	0,9711
•Weight Modifier 0	0,9711

Después de haber definido la geometría, las cargas gravitatorias, los materiales y las secciones con sus respectivas propiedades, y hacer la discretización del modelo podemos mostrar el modelo físico matemático del edificio para el análisis estático no lineal en la Figura 2.3.3. y la Tabla 2.3.3



**Figura. 2.3.3.** Modelo del edificio para el análisis estático no lineal.

**Tabla 2.3.3** Datos del modelo del edificio para el análisis estático no lineal

Modelo Multimasas	Áreas	Nudos
3 Pisos	194990	19615

#### 2.4. Análisis estático no lineal (Pushover).

En este trabajo se definieron tres casos de cargas estáticas no lineales:

1. Cargas gravitatorias sobre la estructura (Gravity)
2. Carga horizontal en la dirección del eje X (PushoverX)
3. Carga horizontal en la dirección del eje Y (PushoverY)

Siendo X e Y las direcciones principales del edificio. La opción definida por el usuario para el análisis Pushover de establecer un desplazamiento total límite en el último piso  $\Delta R$ , para una distribución vertical de las cargas horizontales, definidas por el Método Estático Equivalente, está en correspondencia con el procedimiento estandarizado en el código sísmico cubano.

##### 2.4.1. Datos para ejecutar el Pushover (CSM).

Para ejecutar el Pushover el programa parte de un punto de monitoreo (17840) que se toma ubicado en la cubierta y el centro del edificio y de un análisis no lineal previo de las cargas gravitatorias (Gravity). Para el PushoverX y el PushoverY se consideró una magnitud de desplazamiento de 12cm. El programa salvará únicamente los incrementos positivos. Se considera parámetro de no linealidad geométrica. En las tablas 2.4.1 y 2.4.2 se muestran los parámetros que se tuvieron en cuenta para definir los casos de análisis no lineal.

**Tabla 2.4.1** Los parámetros a definir para los casos de análisis no lineal.

Casos de cargas	Gravity	PushoverX	PushoverY
Tipo de análisis	nonlinear	Nonlinear	nonlinear
Parámetro de no linealidad geométrica	None	P-Delta	P-Delta
Resultados Salvados	Multiple States	Multiple States	Multiple States
Mínimo # de resultados salvados	10	10	10
Máximo # de resultados salvados	50	50	50
Máximo total de pasos por etapa	80	80	80
Máximo nulo de pasos por etapa	20	20	20
Tolerancia de eventos	0.01	0.01	0.01
Máxima iteración negativa por pasos	10	10	10
Máxima iteración positiva por pasos	5	5	5

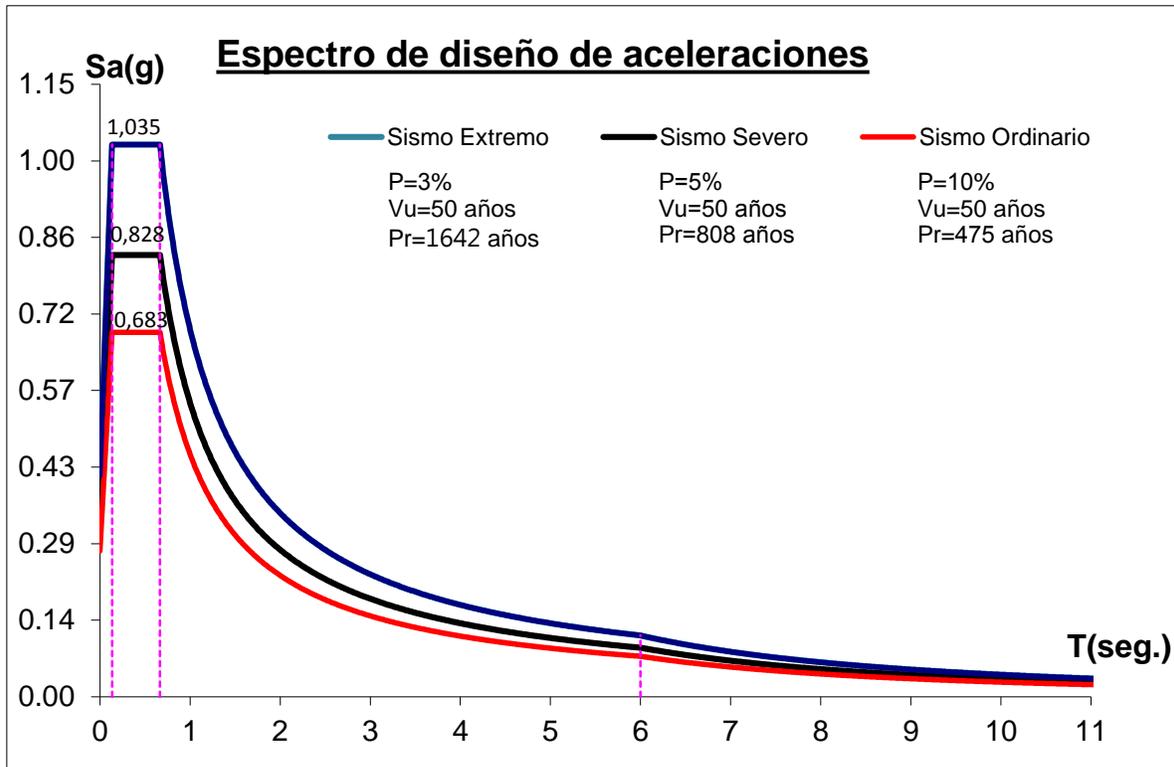
<b>Convergencia tolerante en la iteración</b>	0.1	0.1	0.1
<b>Máxima iteración por etapa</b>	10	10	10
<b>Tolerancia en la convergencia</b>	0.01	0.01	0.01
<b>Factor de aceleración</b>	1	1	1

**Tabla 2.4.2** Los parámetros a definir para los casos de análisis no lineal. Monitoreo del desplazamiento.

<b>Casos de cargas</b>	<b>Gravity</b>	<b>PushoverX</b>	<b>PushoverY</b>
<b>Caso de aplicación</b>	Full Load	Displ Ctrl	Displ Ctrl
<b>Tipo de desplazamiento</b>	-	Monitored	Monitored
<b>Magnitud del desplazamiento (m)</b>	-	0,12	0,12
<b>Monitoreo DOF</b>	U3	U1	U2
<b>Punto de monitoreo</b>	17840	17840	17840

Para el Método del Espectro de Capacidad (CSM), según el ATC-40, se procedió a importar el espectro de respuesta para la ciudad de Santiago de Cuba, para un tipo de suelo D, para un sismo ordinario, severo y extremo, según la NC46-2017, generados por una plantilla de cálculo EXCEL creada en este sentido para el cálculo del espectro de diseño.

Con la opción "Parameters for ATC-40 Capacity Spectrum", se selecciona si el Espectro de Demanda estará definido a través de una función o de coeficientes introducidos por el usuario. En este caso se seleccionó la opción "function", por contarse con la función ya predeterminada que define el espectro de demanda sísmica para la ciudad de Santiago de Cuba, con un tipo de suelo D, para un sismo ordinario, severo y extremo, según la NC46-2017, generado por una plantilla de cálculo EXCEL e importado al programa SAP 2000 V20, ver figura 2.4.1.



**Figura. 2.4.1** Espectros de demandas de aceleraciones.

El área de “Damping Parameters Definition” permite incrementar los amortiguamientos de respuesta de la estructura y con ello modificar los espectros de demanda sísmica. Por último, esta opción permite seleccionar el tipo de comportamiento estructural, en este caso definido como A (ver tabla 2.4.3)

**Tabla 2.4.3.** Tipos de comportamiento estructural

Tiempo de duración de la fase fuerte <sup>1</sup>	Edificaciones prácticamente nuevas <sup>2</sup>	Edificaciones existentes frecuentes <sup>3</sup>	Edificaciones en malas condiciones <sup>4</sup>
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

1. La duración de oscilación de la fase fuerte puede analizarse según dos escenarios, un primer escenario es cuando el sismo ocurre en zonas cercanas a la falla, en tal caso la duración es corta y muy fuerte el movimiento debido a la proximidad a la falla. El segundo escenario es para sitios lejanos a la falla, en

estos casos la duración puede ser más larga que el nivel de respuesta descrito por el espectro del suelo, y no tan fuertes.

2. Edificios cuyos elementos principales conforman un sistema de rigidización a cargas horizontales prácticamente nuevo y los elementos secundarios contribuyen poco a la resistencia o rigidez del edificio.
3. Edificios en los cuales los elementos principales que conforman el sistema de rigidización a cargas horizontales son combinaciones de elementos nuevos con los ya existentes o edificios mejores que los edificios existentes frecuentes.
4. Edificios en los cuales los elementos principales que conforman el sistema de rigidización a cargas horizontales poseen un pobre o no confiable.

Parámetros usados para el Método del Espectro de Capacidad (CSM) según el ATC-40:

• Nombre del parámetro	Ordinario, Severo, Extremo		
• ejes	Sa-Sd		
• Demanda	ATC-40		
• Función	Santiago ordinario SueloD Santiago severo SueloD Santiago extremo SueloD		
• SF( m/sec <sup>2</sup> )	9,81		
• Amortiguamiento	0.05		
• Tipo de estructura	A		
• Razón de amortiguamiento	0.05	0.1	0.2

## 2.5. Análisis de los resultados.

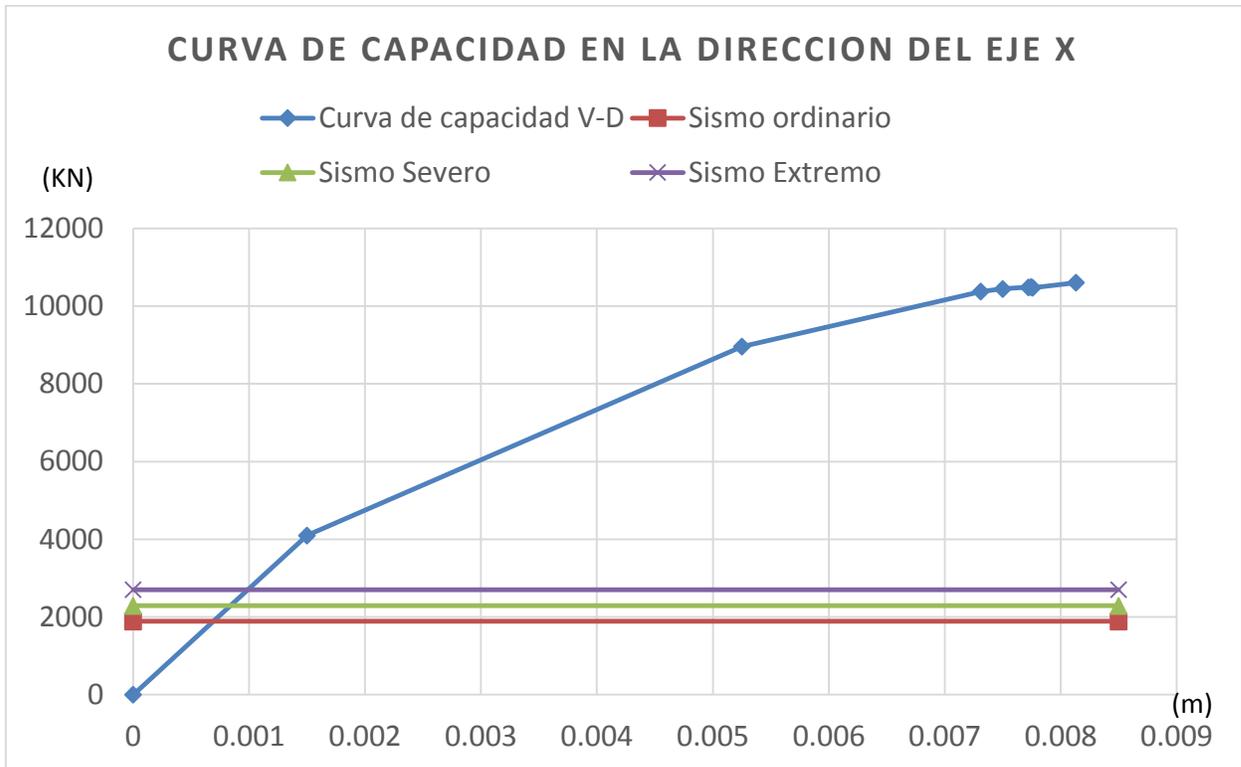
Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico. Así, por ejemplo, se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles a los desplazamientos, mientras que los componentes

no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Por lo tanto, es preciso establecer intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño considerados.

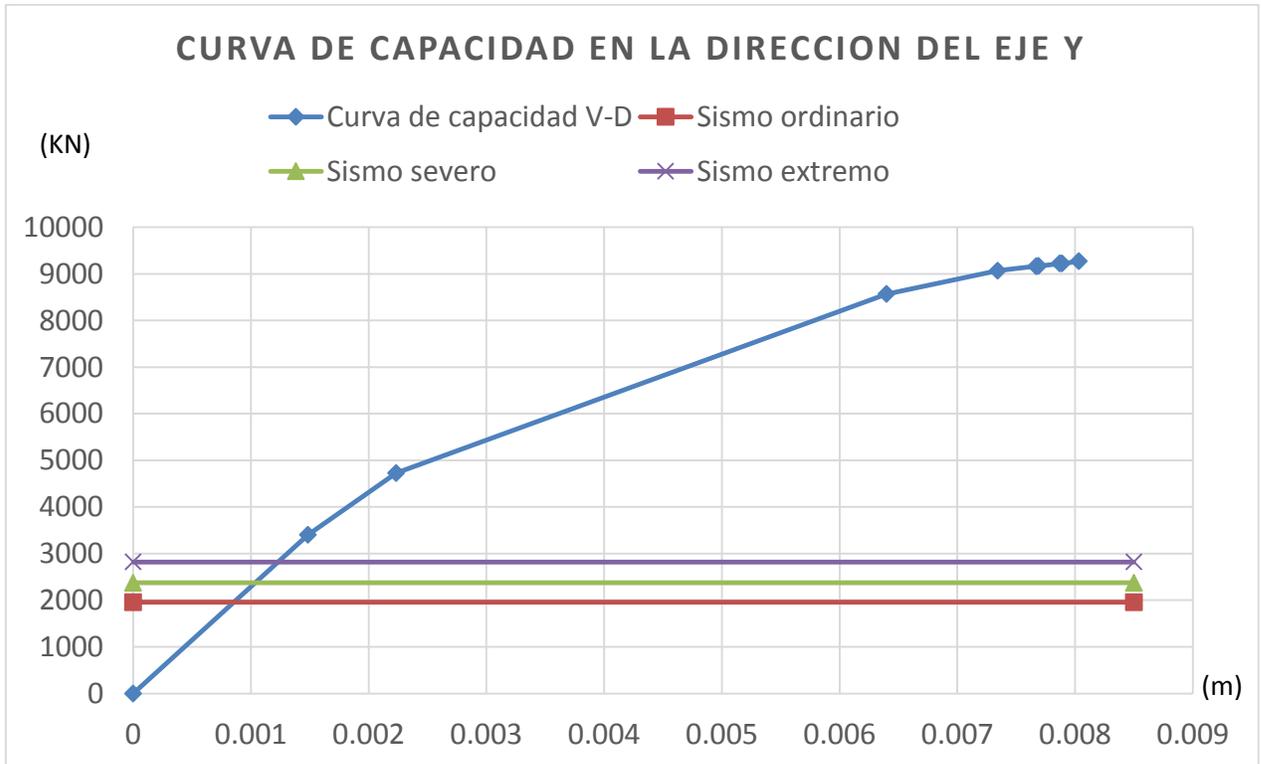
El anexo 1 se muestra todos los resultados, en forma de figuras, derivados del análisis estático no lineal Pushover realizado. Estos se agrupan por las distintas demandas sísmicas o sea Sismo Ordinario empieza con A, Severo con B y Extremo con C. Sumado a esto se encuentran las curvas de capacidad calculadas por el Sap2000 V20 para ambos ejes, PushoverX y PushoverY figura A1 y A2. Se representa en cada una de ellas el punto de desempeño en el cual se encuentra la edificación objeto de estudio. Se puntualiza que para la confección de estas curvas de capacidad el programa no emplea ninguno de los niveles de demandas sísmicas ya que se basa solamente en la revisión de la estructura que anteriormente ha sido diseñada. Seguido a esto se muestran las figuras A3, A4, A5 y A6 relacionadas con el Método de Espectro de Capacidad o CSM que calcula el programa también propuesto por la norma americana del ATC-40 para el caso del PushoverX y PushoverY. Siguiendo esta misma secuencia las figuras desde la B1 hasta la B6 representan el mismo análisis, pero con una demanda sísmica diferente proporcionada por el espectro de capacidad determinado por un sismo severo y las restantes figuras de la C1 hasta la C6 por un sismo extremo. Nótese que medida que se varían los niveles de demanda sísmica, o sea, los espectros de diseño para diferentes sismos de diseño la respuesta no es la misma y por consiguiente se identifica el fallo estructural como el fallo a cortante de la mampostería en uno de los muros críticos de la estructura F1, utilizando el sismo extremo.

En el anexo 2 se muestran las tablas utilizadas para la determinación del cortante en el punto de desempeño para el muro F1, paso por paso, implementada para este tipo de análisis. Además, se exponen los valores que utiliza el programa la confección de todas las curvas interpretadas anteriormente.

En las figuras 2.5.1 y 2.5.2 se muestran las curvas de capacidad de la estructura ante los casos PushoverX y el PushoverY haciendo uso de la metodología CSM.

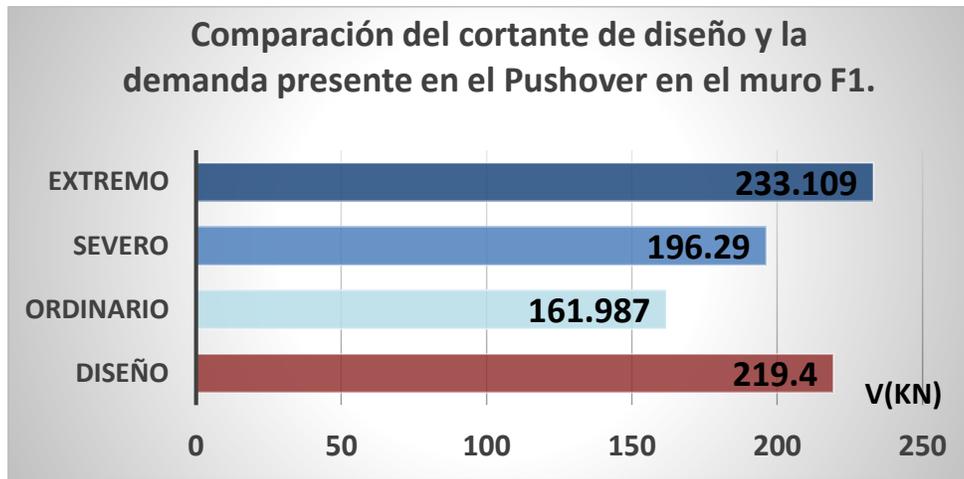


**Figura 2.5.1** Curva de capacidad para el caso PushoverX.

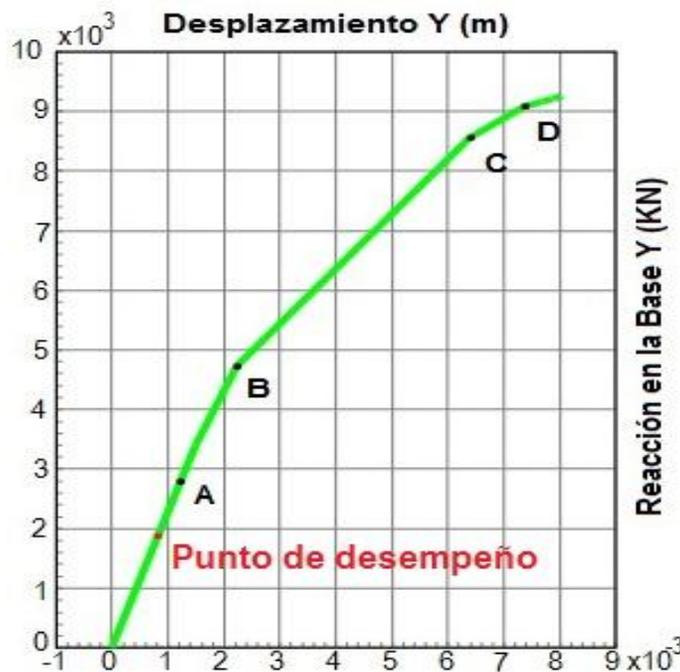


**Figura 2.5.2** Curva de capacidad para el caso PushoverY.

Puede apreciarse como las curvas de capacidad obtenidas presenta diferentes tramos que caracterizan el comportamiento de los materiales componentes en la estructura y el nivel de daños provocados por los incrementos de desplazamientos.



**Figura 2.5.3:** Comparación del cortante de diseño y la demanda presente en el Pushover en el muro F1.



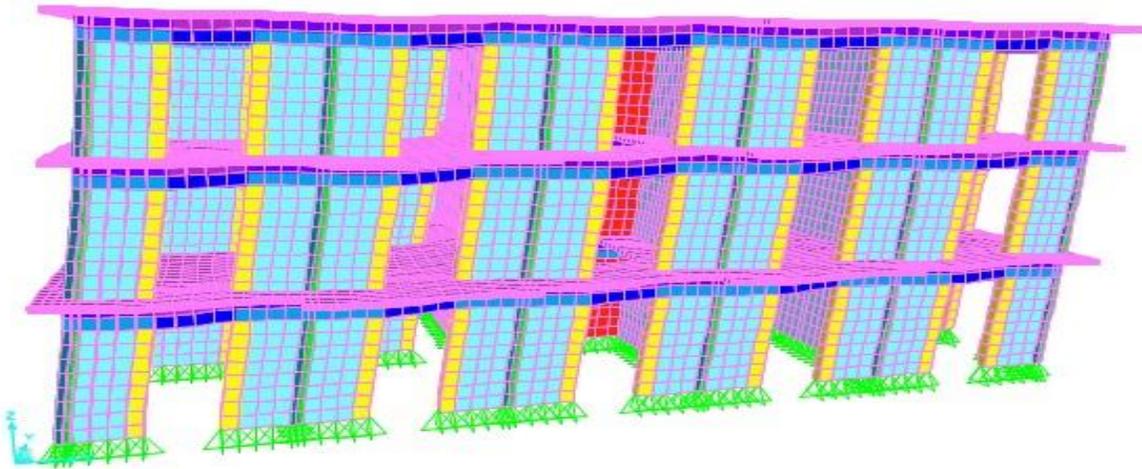
**Figura 2.5.4** Representación de los niveles de daño en la curva de capacidad.

- Tramo 0-A Daños leves.
- Tramo A-B Daños moderados.
- Tramo B-D Daños severo.

Tramo D- Daños severos.

El daño leve es definido antes de alcanzar el punto de desplazamiento de cedencia. El daño moderado se define justo en el desplazamiento de cadencia. El daño severo es definido después del punto de cedencia, pero no más allá de éste un 25 % más de la diferencia entre la última y la de fluencia. Finalmente, el daño completo es definido en el punto de la capacidad última

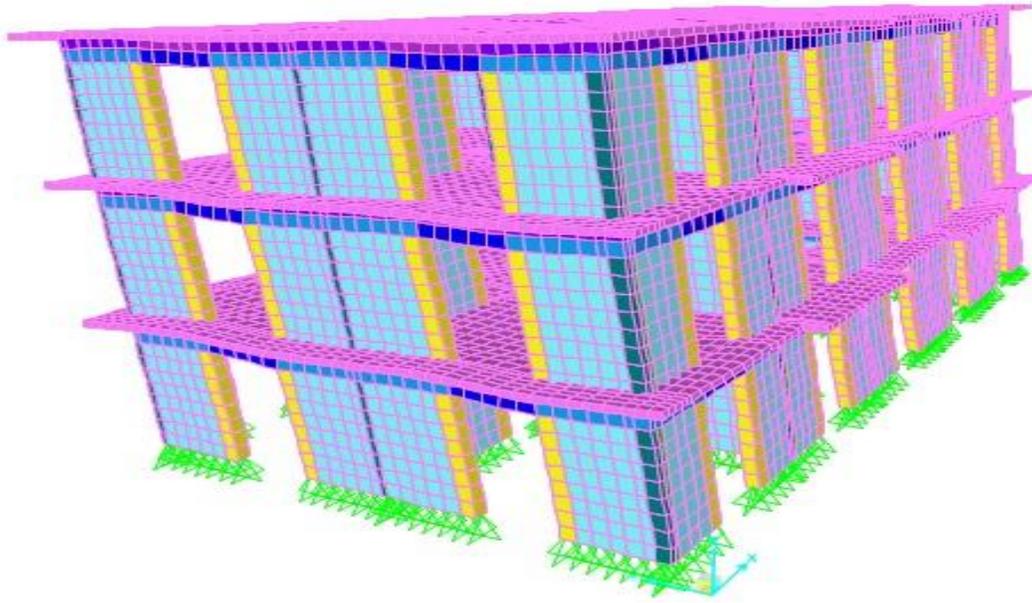
La curva de capacidad para el PushoverX y el PushoverY también demuestran que a medida que se aumentan los esfuerzos la respuesta de los desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional, esto se puede apreciar en la Tabla 2.5.1 evidenciando el comportamiento no lineal de la estructura y la sobrerresistencia de los materiales, en especial del acero de refuerzo dispuesto.



**Figura. 2.5.5** Patrón de deformación para el PushoverX.

**Tabla 2.5.1** Resumen del análisis del desempeño para el PushoverX.

Sismo	V (KN)	D(m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff
Ordinario	1888.744	0.000690	0.48	0.000535	0.067	0.05
Severo	2290.758	0.000838	0.582	0.000649	0.067	0.05
Extremo	2702.414	0.000989	0.686	0.000765	0.067	0.05



**Figura. 2.5.6** Patrón de deformación para el PushoverY

**Tabla 2.5.2** Resumen del análisis del desempeño para el PushoverY.

Sismo	V (KN)	D(m)	Sa (g)	Sd (m)	Teff (s)	Beff
Ordinario	1957.485	0.000848	0.498	0.000654	0.073	0.05
Severo	2374.388	0.001032	0.603	0.000794	0.073	0.05
Extremo	2819.768	0.001229	0.717	0.000942	0.073	0.05

**Performance Point (V, D):** Punto de desempeño en términos de reacción en la base en KN (V) y desplazamiento máximo en la cubierta en m (D).

**Performance Point (Sa, Sd):** Punto de desempeño en términos de aceleración espectral en g (Sa) y del desplazamiento espectral (Sd).

**Performance Point (Teff,  $\beta_{eff}$ ):** Punto de desempeño en términos de período efectivo en segundos (Teff) y el amortiguamiento efectivo adimensional ( $\beta_{eff}$ ).

En la sección 11.3.3, del capítulo 11 Respuestas Límites del ATC-40, se hace referencia a los límites de deformaciones laterales empleados como criterio de aceptación para asignar a la estructura un nivel de desempeño (ATC-40, 1996), a través de la Tabla 2.5.3 de los límites de deformación

**Tabla 2.5.3.** Límites de Deformación

	Nivel de Desempeño
--	--------------------

Límite de deriva	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad para la Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01 – 0.02	0.02	0.33Vi/Pi
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005 – 0.015	Sin Límite	Sin Límite

Las derivas para los casos PushoverX y PushoverY se obtienen de la diferencia entre el desplazamiento del nudo monitoreado, en este caso el 17840, y el desplazamiento del nudo en el nivel inferior que posee iguales coordenadas x e y. El desplazamiento relativo es la diferencia entre el desplazamiento de un nivel dado y el inferior inmediato, conocido como deriva de piso. Las relaciones de deriva (RD) se determinan como el cociente entre las derivas y la altura del último nivel. En la Tabla 2.5.4 se realiza un resumen de los valores que se tuvieron en cuenta para definir el nivel de ocupación de la edificación y las derivas y en la Tabla 2.5.6 se muestra la selección de estos niveles y la comparación de las derivas obtenidas con las admisibles referidas en la tabla 2.5.5 de la NC-46: 2017, norma sísmica.

**Tabla 2.5.4.** Valores para definir las derivas

Desplazamiento en el punto de desempeño para el sismo ordinario(m)					
Niveles	Pto de monitoreo	PushoverX	PushoverY	$\Delta X$	$\Delta Y$
2do	11427	0,00055025	0,00069466	0,00014155	0,00015404
3ro	17840	0,00069180	0,00084870		

**Tabla 2.5.5** Derivas últimas máximas toleradas

Estructura	Clasificación de obra		
	ordinaria	importantes	esenciales
Edificaciones de mampostería reforzada hasta 4 niveles.	0,007hp	0,007hp	0,007hp

Edificación hasta la altura permitida sin ascensor	0,025hp	0,025hp	0,020hp
Edificaciones en general	0,020hp	0,020hp	0,015hp
Hp es la altura del piso para la cual se calcula la deriva			

La Deriva ultima máxima tolerada correspondiente a nuestra edificación es de 0,0154 para un hp=2,2m

**Tabla 2.5.6.** Selección del nivel de ocupación

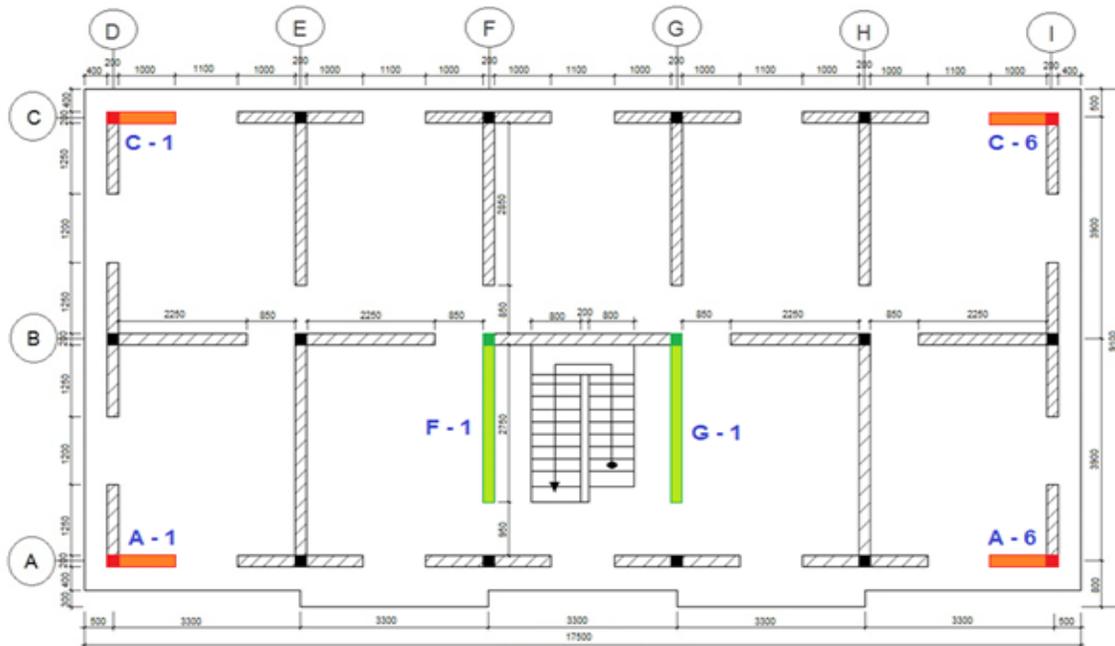
Relación de Deriva RD <sub>x</sub>	Nivel de ocupación PushoverX		Relación de Deriva RD <sub>y</sub>	Nivel de ocupación PushoverY			
	0,00006	<0,01		<0,0154	Ocupación inmediata	0,00007	<0,01

El nivel de desempeño de Ocupación Inmediata según la FEMA-404, está caracterizado por pequeñas fisuras por cortante dentro del plano de los muros, fisuración mínima o nula en los extremos de las paredes, deformaciones horizontales temporales y capacidad soportante conservada ante cargas gravitatorias, en resumen, se manifiesta, de forma global, un nivel bajo de daño estructural. Se reitera que estos resultados obtenidos del cálculo de las derivas entre los últimos pisos, solo se obtienen para la demanda exigida por un sismo ordinario o básico según la norma NC46-2017. La razón por la cual no se determinan estos valores para las demandas restantes es porque estas demandas solo se utilizan para la evaluación de obras de esencial importancia. Estas obras están definidas, como las que por su colapso ocasionarían cuantiosas pérdidas, más que las que provocaría la ocurrencia de un sismo fuerte.

En la dirección del PushoverX (X), dirección de mayor rigidez de la estructura se observa, como se esperaba, una capacidad portante mayor con respecto a la dirección del PushoverY. Esto implica, además, que el desempeño lo rige la dirección Y de la edificación.

Se realizó un análisis al muro F-1 y G-1, localizado en la Figura 2.5.11, considerado por la investigación de López 2016 el más crítico por mostrarse excedido en su

capacidad resistente para algunos de los estados limites recibidos de la variante generada.



**Figura. 2.5.7** Planta arquitectónica

Para este análisis se realizó un “*Section Cuts*”, en todos los muros del primer nivel. Se tomaron los resultados solo para el análisis comparativo del muro F-1 considerando el muro G-1 homólogo a este, el mismo arrojó como resultado que el muro presenta un cortante basal máximo para el PushoverY, que es la dirección que se ubica el muro, de 735,848kN y un cortante basal para el punto de desempeño de 161,987KN en el caso del espectro de respuesta del suelo que se confecciona mediante un sismo ordinario y 196.29 KN y 233.109 KN, para el caso de los sismos de diseño severo y extremo respectivamente. Estos valores representan que existe una reserva de cortante del 26%, para el caso del sismo ordinario, un 10% para el caso del sismo severo y para el extremo la capacidad se ve excedida en 6% frente al cortante resistente de 219,4KN, constante para todos los casos. Es válido aclarar que este cortante se obtuvo en la investigación de López 2016, por el reglamento mexicano. Para el axial de compresión aproximado de 19,951KN, para el sismo ordinario y para los restantes sismos 79,86KN el severo y 118,989KN para el extremo, que se presentan para el punto de desempeño. En el caso que el axial del muro alcance valores de tracción la resistencia a cortante del mismo se reduciría

aproximadamente a 144KN, ya que solo se consideraría la contribución del acero dispuesto por cortante. Esto supone que la curva de capacidad de la edificación se verá limitada por la resistencia a cortante del muro F-1.

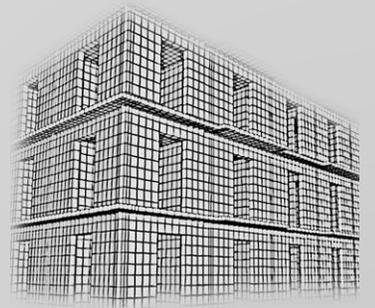
Es necesario aclarar que se evalúan los resultados con diferentes niveles de demandas sísmicas partiendo del criterio de que es necesario identificar el punto en que fallan los algunos de los elementos críticos identificados en investigaciones anteriores. Para ello, se utilizan distintos tipos de demandas, no porque sea necesario el empleo de distintos espectros de diseño, ya que esta obra no clasifica como obras de esencial importancia, y por lo tanto no es necesario el empleo de estos espectros, sino para definir el fallo y poder compararlos entre si y tener idea de la reserva de resistencia a cortante que presenta la edificación ante la ocurrencia de un sismo que supere las demandas para las que ha sido diseñada.

## **2.6. Conclusiones parciales**

- El valor del cortante basal ofrecido por el programa para el punto de desempeño obtenido del análisis para el PushoverX (dirección X), para las diferentes demandas sísmicas ordinario, severo y extremo, por este orden son; 1888,744KN, 2290,758KN y 2702,414KN y para el PushoverY (dirección Y) con las mismas demandas son 1957,485KN, 2374,388KN y 2819,768KN. Estos cortantes basales resultan superiores a los valores de diseño adoptados donde se asume una ductilidad natural de 1,6, obtenida del método del Estático Equivalente; 1510,39kN en la dirección X y 1550,53KN en la dirección Y de la aplicación del código sísmico cubano, que representan una diferencia mayor del 21%.
- De la interpretación de la curva de capacidad para el PushoverX y el PushoverY y la ubicación del punto de desempeño se puede observar que existe una considerable reserva de capacidad de la estructura con un comportamiento elástico para sismo ordinario, en función de que no se produzca fallos frágiles en los muros y vigas cortas corroborando el comportamiento cuasi-elástico de la edificación.
- Para las restantes demandas no sucede lo mismo, comprobándose que la capacidad mostrada para un sismo severo es ligeramente mayor la cual no satisface por los criterios de seguridad. Ante la demanda del sismo extremo la capacidad resistente se ve superada.

- Respecto a la comparación de los drift entrepisos obtenidos de los puntos de desempeño evaluados versus los drift entrepisos del análisis sísmico convencional se concluye que los primeros nunca superan el límite operacional (0.5%).
- Es posible determinar el punto de desempeño de un edificio, definido como el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, a partir de métodos simplificados que permiten representar suficientemente bien, estructuras de múltiples grados de libertad más allá del límite elástico.

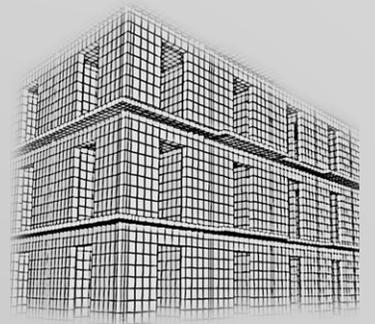
# CONCLUSIONES



## **Conclusiones**

- Se comprobó que el edificio analizado posee un comportamiento elástico lineal sin que haya ocurrido disipación de energía por fallo a cortante de los muros de mampostería.
- El diseño realizado por las formulaciones de la norma mexicana refleja que posee un buen desempeño ante las demandas sísmicas asumidas en el análisis realizado.
- Se demostró que, para otros sismos, severo y extremo, se excede la capacidad de diseño, ya que la capacidad mostrada para un sismo severo es ligeramente mayor a la demanda, la cual no satisface por los criterios de seguridad.
- Ante la demanda del sismo extremo la capacidad resistente se ve superada.

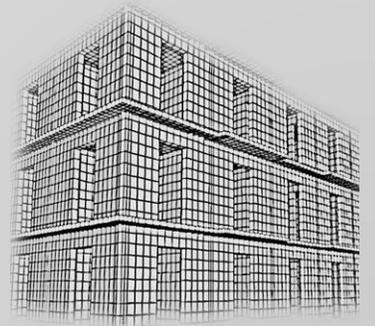
# RECOMENDACIONES



**Recomendaciones:**

1. Posible crecimiento en altura utilizando otras variantes fijando un nivel de desempeño dentro del rango elástico-lineal, sin necesidad de variar la ductilidad.
2. Chequear el coeficiente de ductilidad adoptando otras normas de diseño variando el sitio de emplazamiento.

# BIBLIOGRAFIA



## **Bibliografía**

- Alcocer, Sergio M. (1997): Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Memoria del XI Nacional de Sísmica, Veracruz, México.
- Álvarez, E., Ruiz, J. (2006): Dinámica de las Estructuras. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba.
- Álvarez, E.R., Peña, E. (2008): Estudio de variantes de edificios de viviendas de mampostería reforzada en zonas sísmicas”. SISMOS 2008. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba.
- Antúnez Urías, Dayamí (2016): Valoración técnico – económica de un edificio sismoresistentes de mampostería reforzada. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil. Santiago de Cuba, Cuba.
- Araujo, Carlos B. y Ayala, Gustavo A: Modelo para el análisis no lineal de marcos de concreto reforzado con muros de relleno de mampostería. Instituto de Ingeniería. UNAM Ciudad Universitaria. Coyoacán. México.
- Armero, R. Y., Aliaga, O. (2007): Edificaciones sismoresistentes de viviendas rigidizadas a través de muros de mampostería reforzada. Trabajo de Diploma. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba. Cuba.
- Applied Technology Council (1996): ATC 40 Report “The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, California, EUA
- Applied Technology Council (2005): Improvement of nonlinear static analysis procedures, FEMA – 440, ATC. California, EUA.
- Ayala, A.G. (1998): Apuntes del curso Teoría General de las Estructuras. DEPFI. UNAM. no publicado.
- Bach. Ronald J. Purca: Procedimiento de análisis estático no lineal. ATC-40 CAP.
- Bathe, K.J. (1982): Finite element procedures in engineering analysis. 1ª edición. Prentice-Hall. Inc. Englewood Cliffs. E.U.

- Brea, M.: (2012) “Diseño de variantes de edificios de mampostería reforzada en la zona de mayor peligrosidad sísmica”. Trabajo de Diploma, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, Cuba
- Chopra A., Goel R. (2001): A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. University of California. Berkeley, California, EUA.
- Chuy Rodríguez, Tomás J. (2011): Terremotos significativos de Santiago de Cuba: 1766 y 1852. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas. Calle 17 No. 61 entre 4 y 6 Reparto Vista Alegre. Santiago de Cuba, Cuba.
- Chuy Rodríguez, Tomás J. Despaigne Longchamp, Griselda y González Simón, Laudiber (2011:) Peligrosidad Sísmica de la Región de Santiago de Cuba. Revista Minería Y Geología Vol. XVII I, No. 2.
- Combescure, D., Pegon, P. y Anthoine, A. (1995): Modeling of the in-plane behaviour of masonry infilled frames. European Seismic Design Practice. Elnashai (ed.), Balkema. Rotterdam.
- Cruz, F.J.: (2012) “Estudio de variantes de edificios de mampostería reforzada en zonas de sismicidad moderada, Trabajo de Diploma, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba, Cuba
- CSI (2009): SAP 200 Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc. California, EUA.
- Duarte Bonilla, Cesar E. Martínez Chavarría, Marlon E y Santamaría Díaz, José j. (junio, 2017): Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de el Salvador. Tesis de maestría. Universidad de el Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil. Ciudad Universitaria
- Fernández Meliá, Bárbara, Rivera Álvarez, Zulima C. Reyes Pérez, Carmen R. y Zapata Balanqué, José A (2000): Físicogeológicos Secundarios en la Ciudad de Santiago de Cuba. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas, Cima, Santiago de Cuba. Revista Minería y Geología Vol. XVI I, No. 2

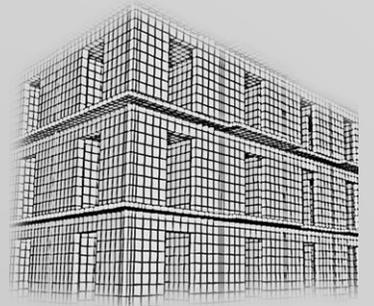
- Frómata, Z. (2009): Caracterización y evaluación de los aceros de refuerzo producidos por ACINOX Las Tunas para su empleo en zona sísmica. Tesis Doctoral. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba
- Guevara Morales, Nicolás E. Osorio Rodríguez, Sergio A. y Arturo Vargas, Edgardo (enero, 2006): Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Trabajo de diploma. Universidad de el Salvador. Facultad de ingeniería y arquitectura. Escuela de ingeniería civil. Ciudad Universitaria.
- Jaramillo Rivera, Ricardo y Riveros Pedraza, Carlos E. (mayo, 2011): Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame (2008). Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil Bogotá, Colombia.
- Liauw, T.C. y Kwan, K.H. (junio, 1982): Non-linear analysis of multistory infilled frames. Proc. Instn. Civ. Engrs
- López Chang, Samary. (2016): Diseño sismo resistente de un edificio de viviendas de mampostería reforzada ubicado en la ciudad de Santiago de Cuba. Trabajo de Diploma. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil. Santiago de Cuba, Cuba.
- Lora, F. A. (2013): Diseño estructural sismoresistentes de edificios de viviendas de mampostería reforzada para su construcción en la ciudad Palma Soriano. Trabajo de Diploma. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba. Cuba.
- Mander, J., Priestley, J., Park, R. (1988): Journal Structural Engineering. Vol. 114 No 8, August 1988. EUA.
- Marte Jiménez, Celio J. (febrero, 2014): Calibración de Umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (Pushover). Universidad Politécnica de Cataluña Departamento de Ingeniería de La Construcción. Barcelona.
- Meli, R.: Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería; la práctica actual y el comportamiento observado.
- Moya Chavarría, Luis F. (Julio, 2011): Análisis y Determinación Teórica de la Rigidez de Muros de Mampostería Reforzada en Edificios de Hasta Dos Niveles Proyecto

Final de Graduación Licenciatura en Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción. Costa Rica

- NC 46-2017 (2017): Construcciones sismoresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción. Comité Estatal de Normalización. La Habana, Cuba.
- Orduña Bustamante, Agustín (diciembre, 1999): Modelo de muros de mampostería para el análisis no lineal de marcos de concreto reforzado con muros diafragma. Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria.
- Orduña, Agustín y Ayala, A. Gustavo: Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria. Coyoacán. México, D.F.
- Pecker, A. (2007): Advanced Earthquake Engineering Analysis. 1era Edición. Editorial Springer Wien New York. EUA.
- Peralta Álvarez, Máximo G. (junio, 2012): análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha. Tesis de Máster. Programa de máster en ingeniería del terreno e ingeniería sísmica. Barcelona.
- Pérez Alemany, Héctor A. (junio, 2014): Evaluación del desempeño de un edificio de vivienda 16 niveles construido con el sistema FORSA. Trabajo de Diploma. Universidad de Oriente. Facultad de Construcciones. Departamento de ingeniería civil. Santiago de Cuba. Cuba
- Rivero Brizuela, Daliani (2015): Evaluación de soluciones industrializadas de viviendas en Santiago de Cuba. Trabajo de diploma. Universidad de Oriente, Facultad de Construcciones, Departamento de Arquitectura y Urbanismo. Santiago de Cuba
- Ruiz, J., Álvarez, E. (s/f): Análisis no lineal estático (Pushover) de edificios sismoresistentes de viviendas. Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba.
- Stafford-Smith, B. y Carter, C. (1969): A method of analysis for infilled frames. Proc. Instn. Civ. Engrs.

- Toledo Espinoza, Vlasev (agosto, 2011): Pushover - Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado. Libro III de la Colección: Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño - PBEE. Comunidad para la Ingeniería Civil. Perú
- Zúñiga Cuevas, Oscar y Terán Gilmore, Amador: Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Colonia Reynosa Tamaulipas, México.

# ANEXOS



Anexo 1 Figuras resultantes del análisis estático no lineal Pushover para distintos niveles de demanda sísmica.

Figura A-1 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs Sd (CSM)

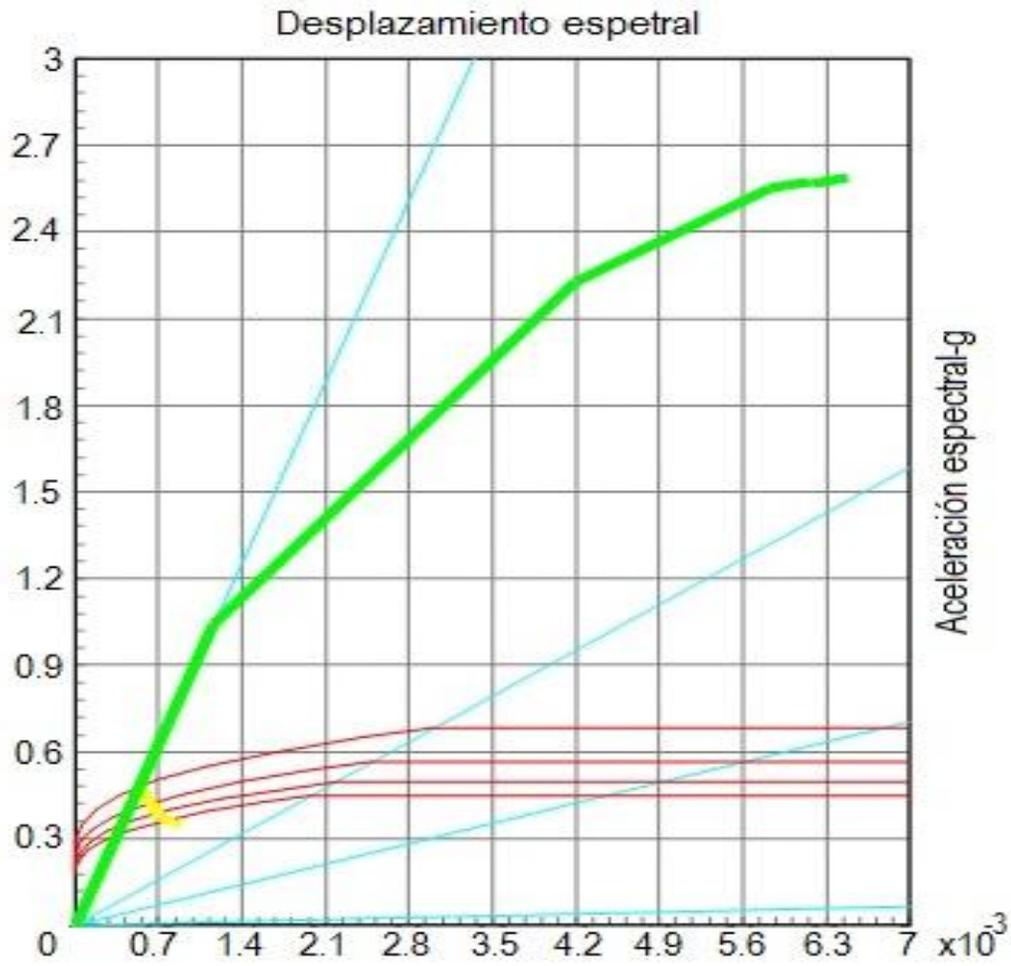


Figura A-2 Espectro de Capacidad Pushover  $S_a$  vs  $S_d$  (CSM)

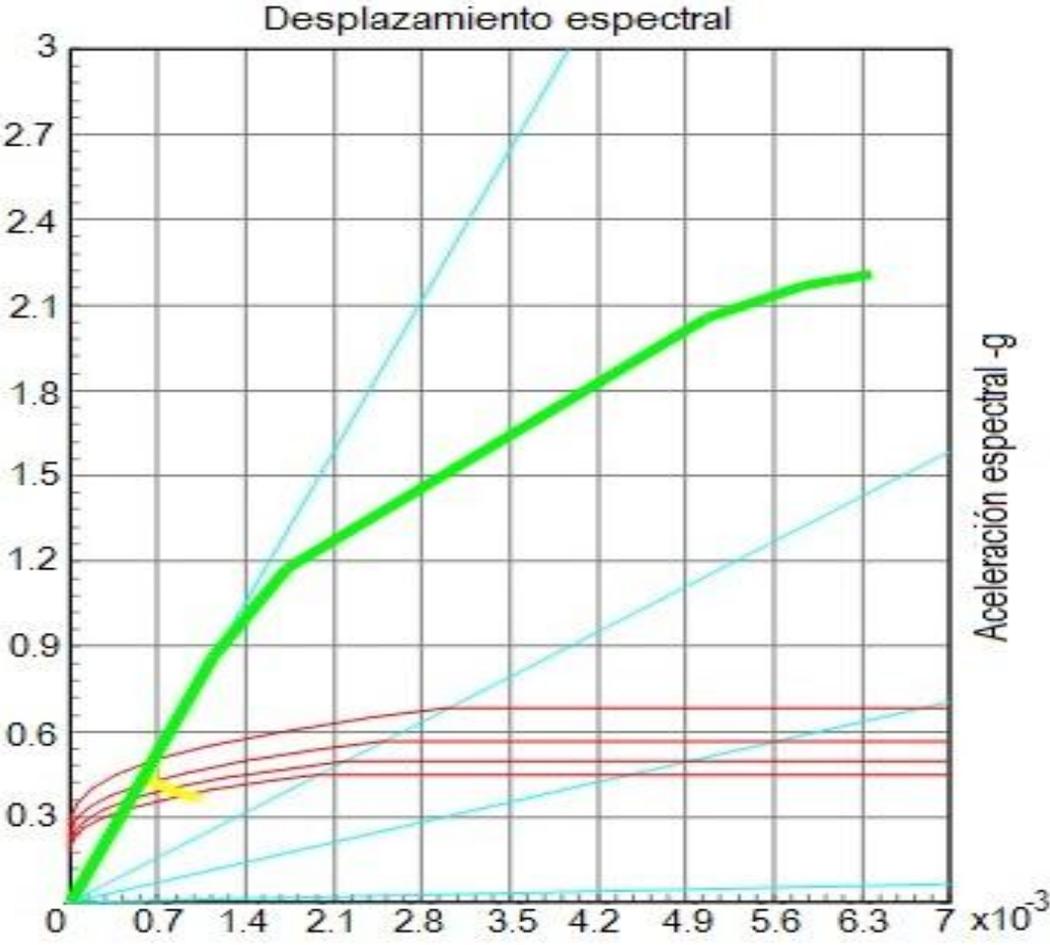


Figura A-3 Espectro de Capacidad PushoverX Sd vs T (CSM)

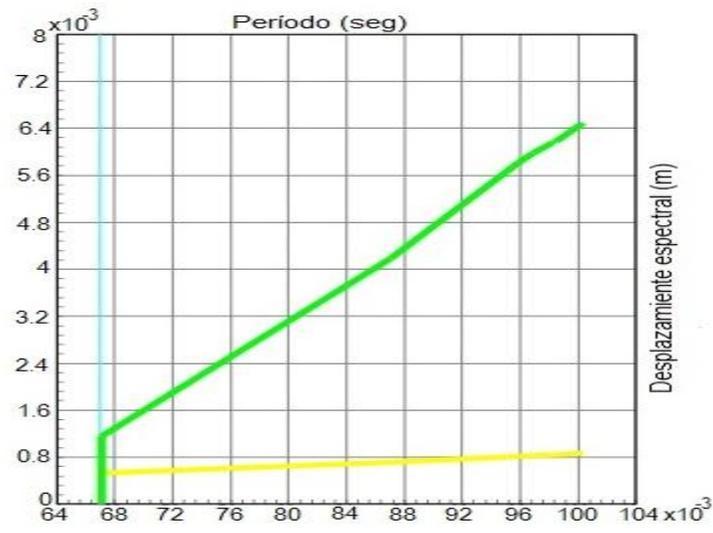


Figura A-4 Espectro de Capacidad PushoverY Sd vs T (CSM)

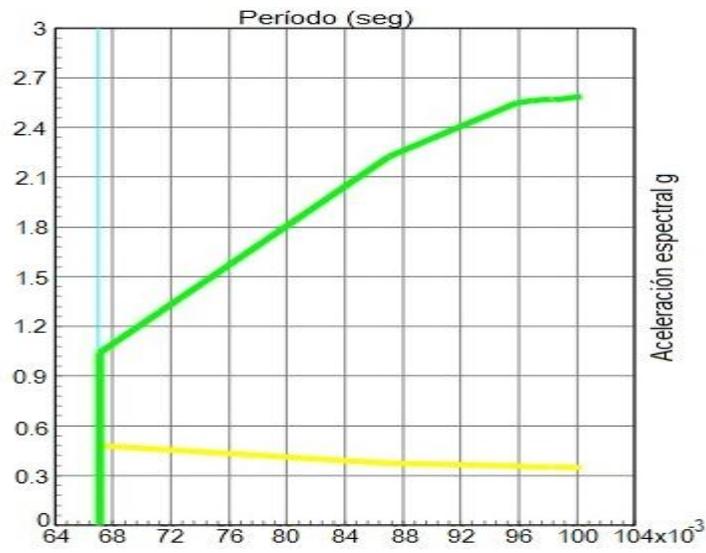


Figura A-5 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs T (CSM)

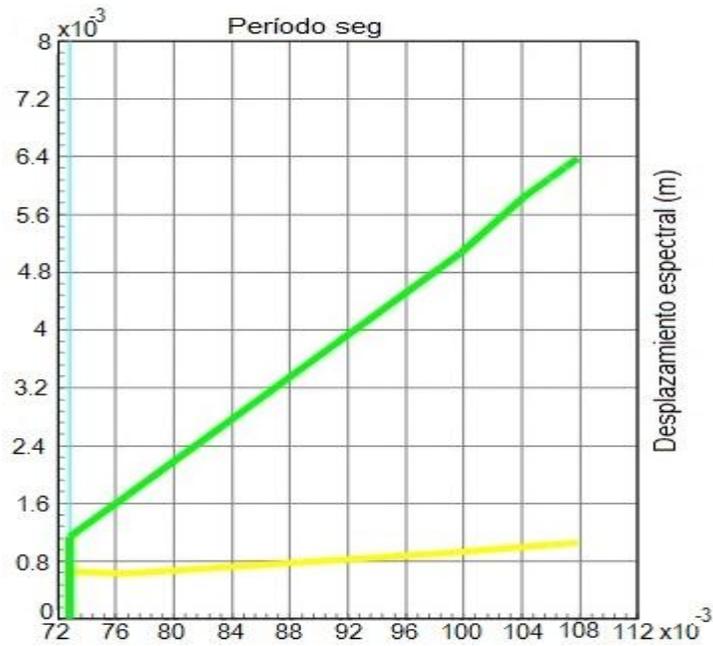


Figura A-6 Espectro de Capacidad PushoverY Sa vs T (CSM)

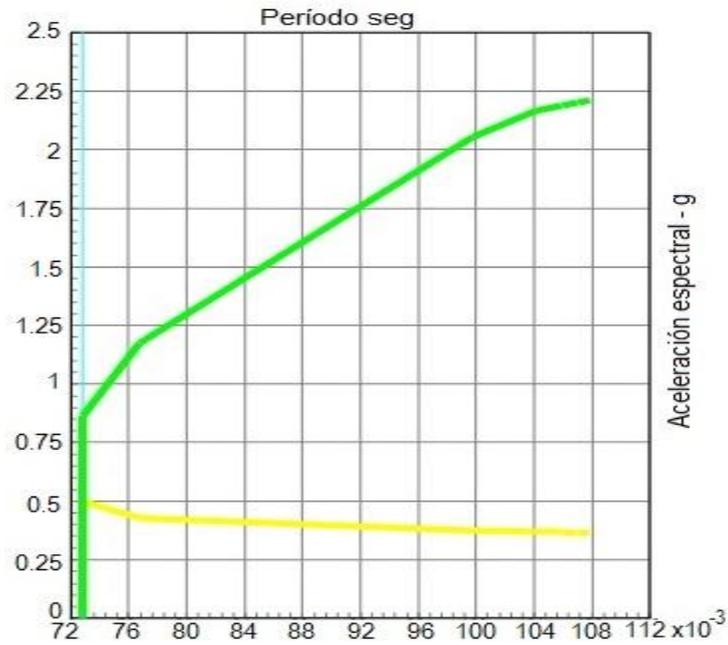


Figura B-1 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs Sd (CSM)

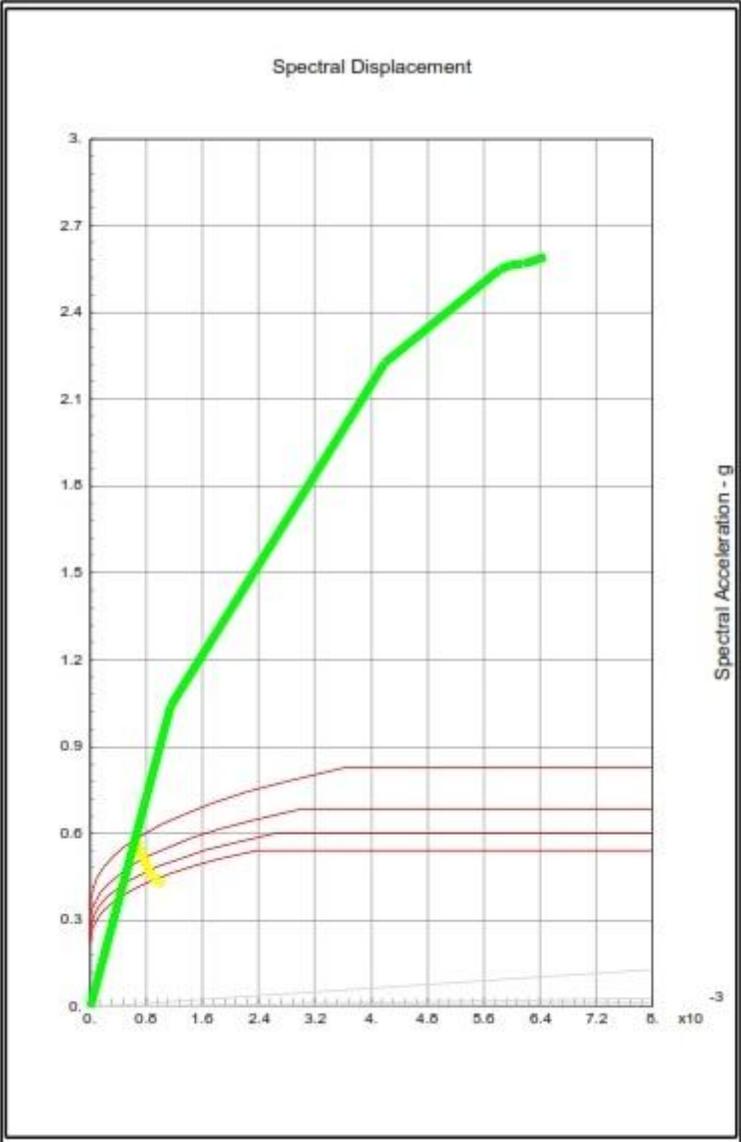


Figura B-2 Espectro de Capacidad Pushover  $S_a$  vs  $S_d$  (CSM)

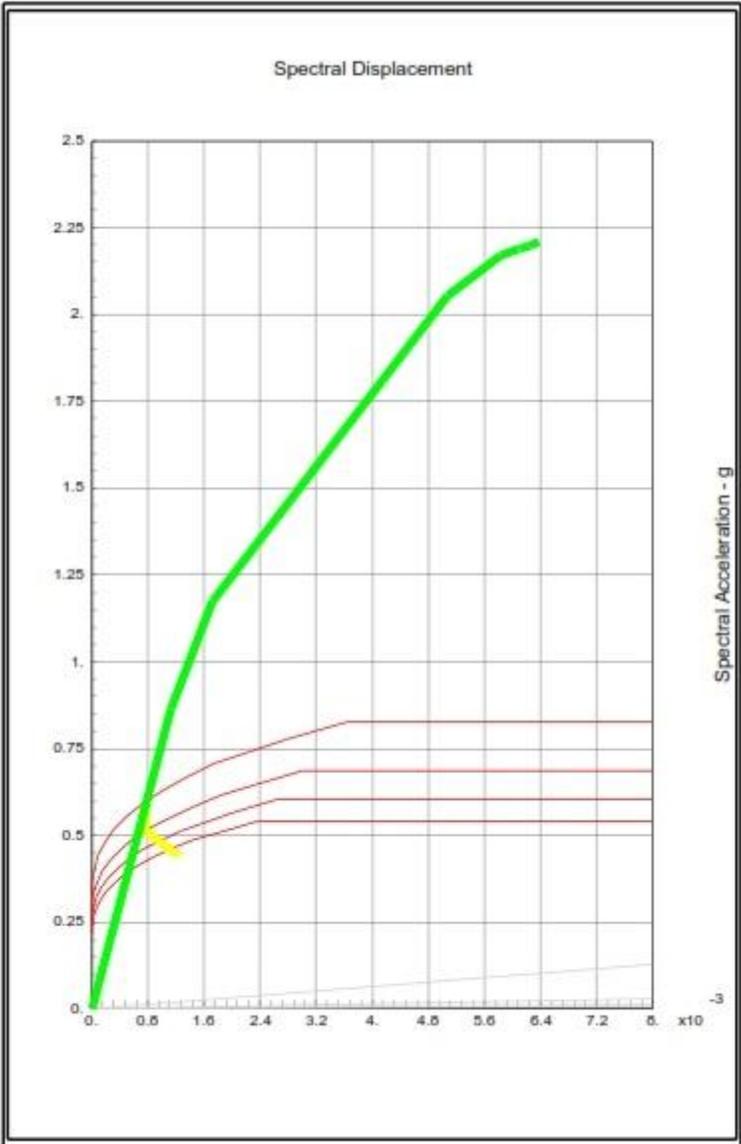


Figura B-3 Espectro de Capacidad PushoverX Sd vs T (CSM)

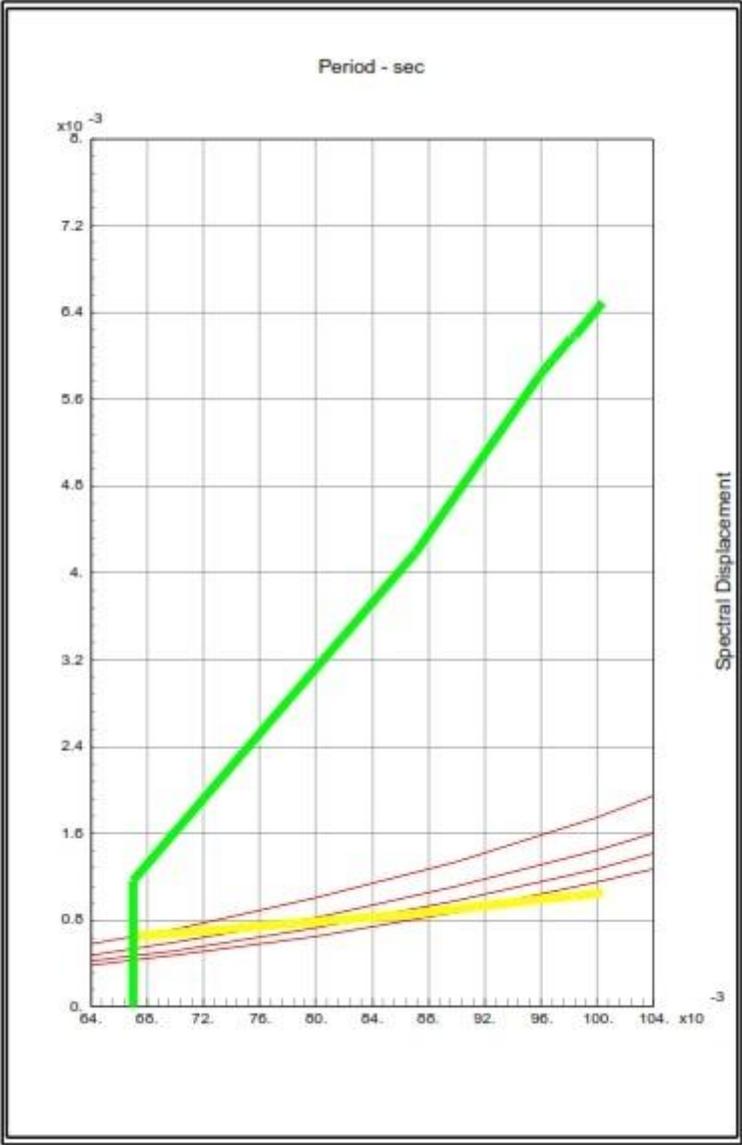


Figura B-4 Espectro de Capacidad PushoverY Sd vs T (CSM)

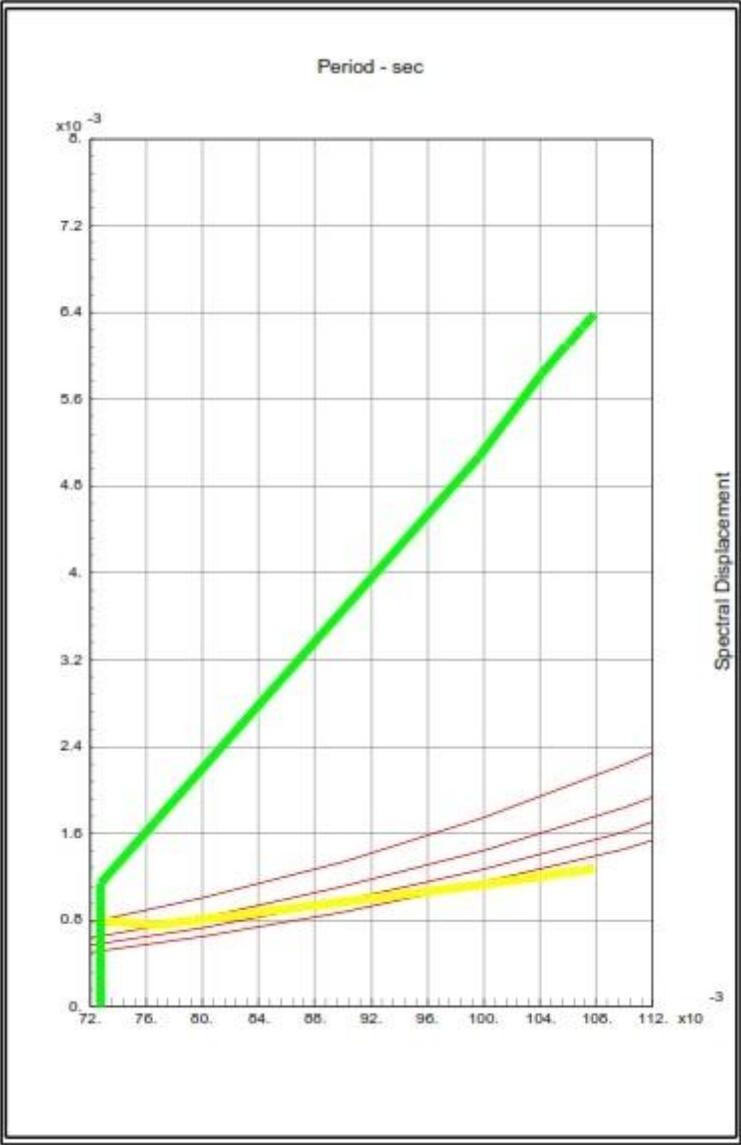


Figura B-5 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs T (CSM)

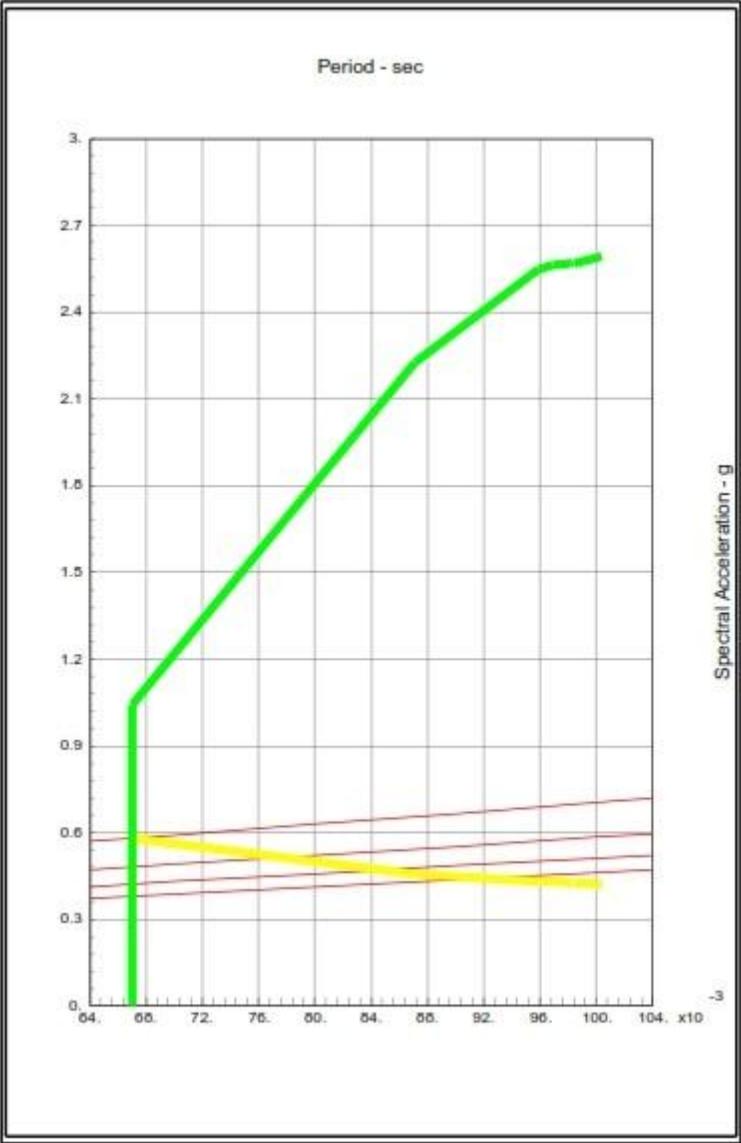


Figura B-6 Espectro de Capacidad PushoverY Sa vs T (CSM)

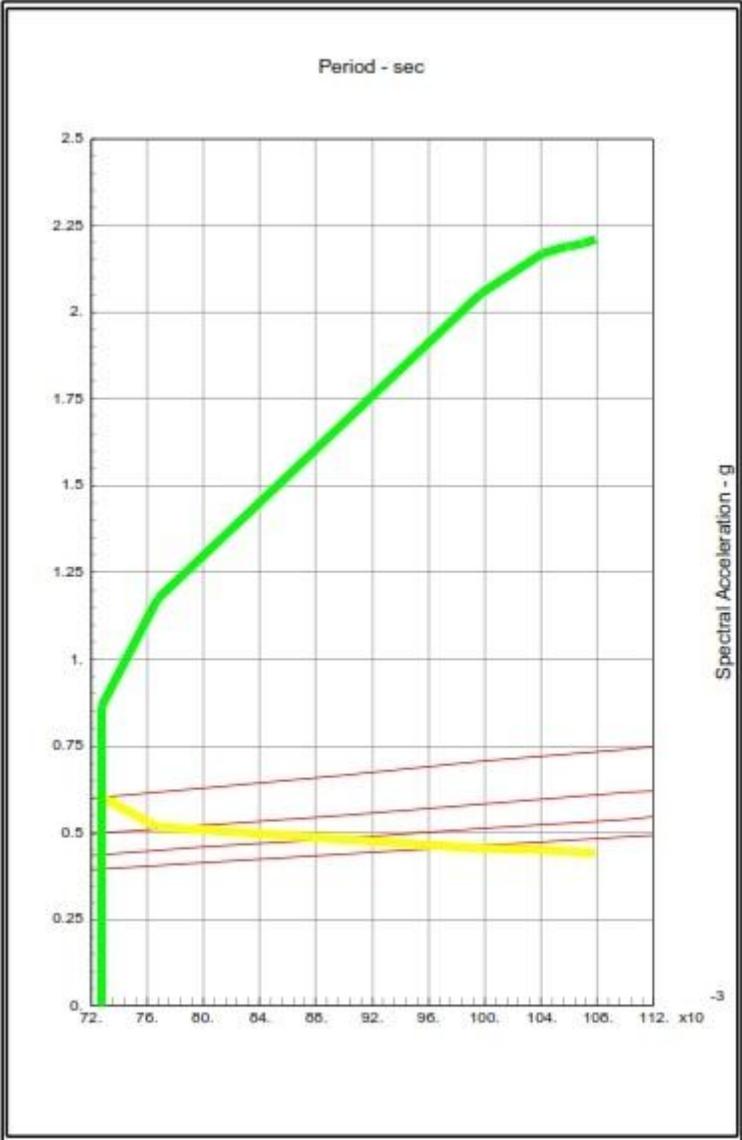


Figura C-1 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs Sd (CSM)

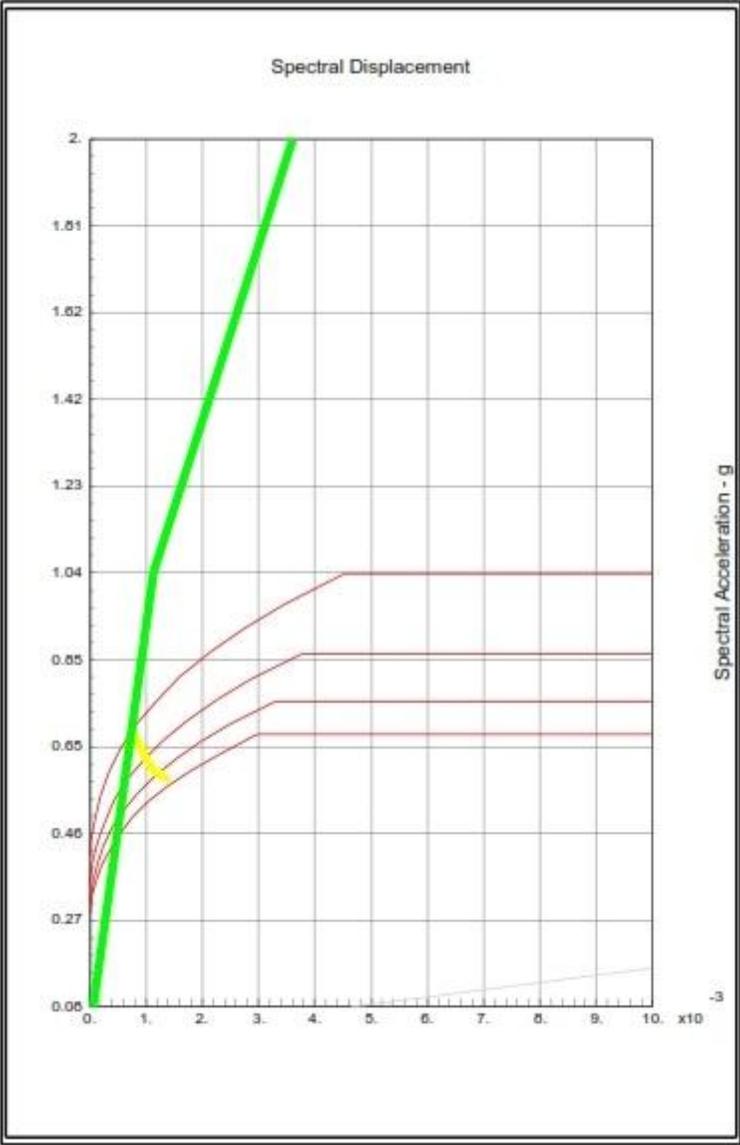


Figura C-2 Espectro de Capacidad PushoverY Sa vs Sd (CSM)

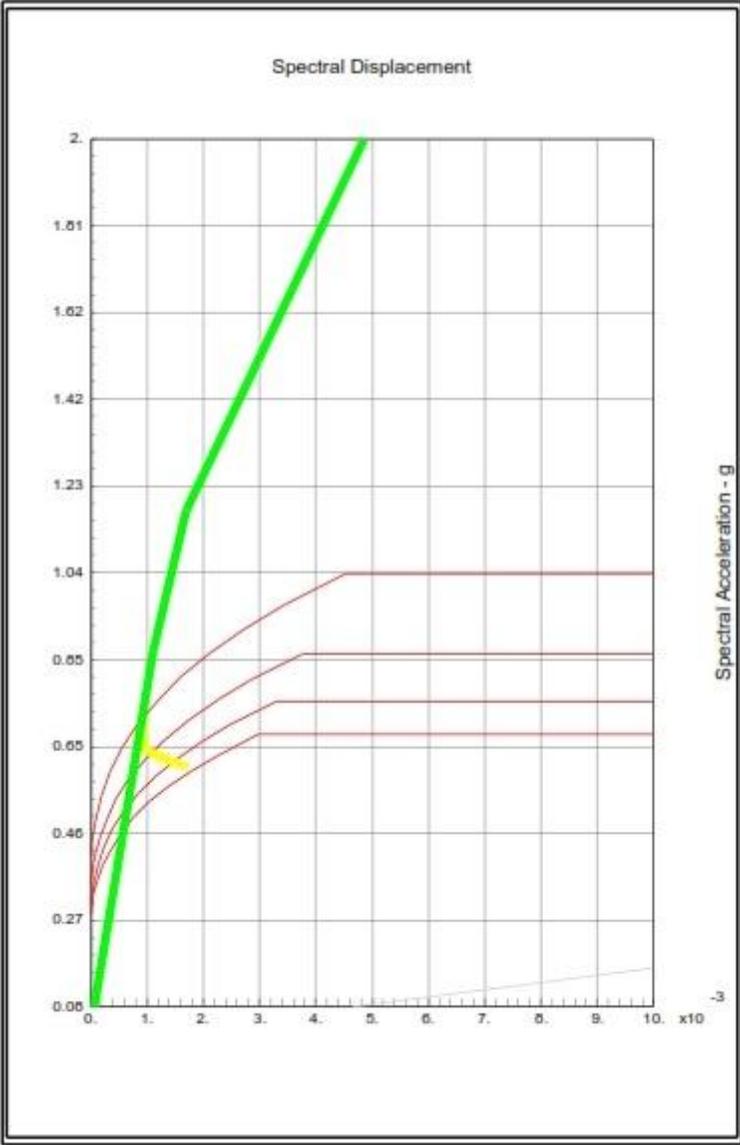


Figura C-3 Espectro de Capacidad PushoverX Sd vs T (CSM)

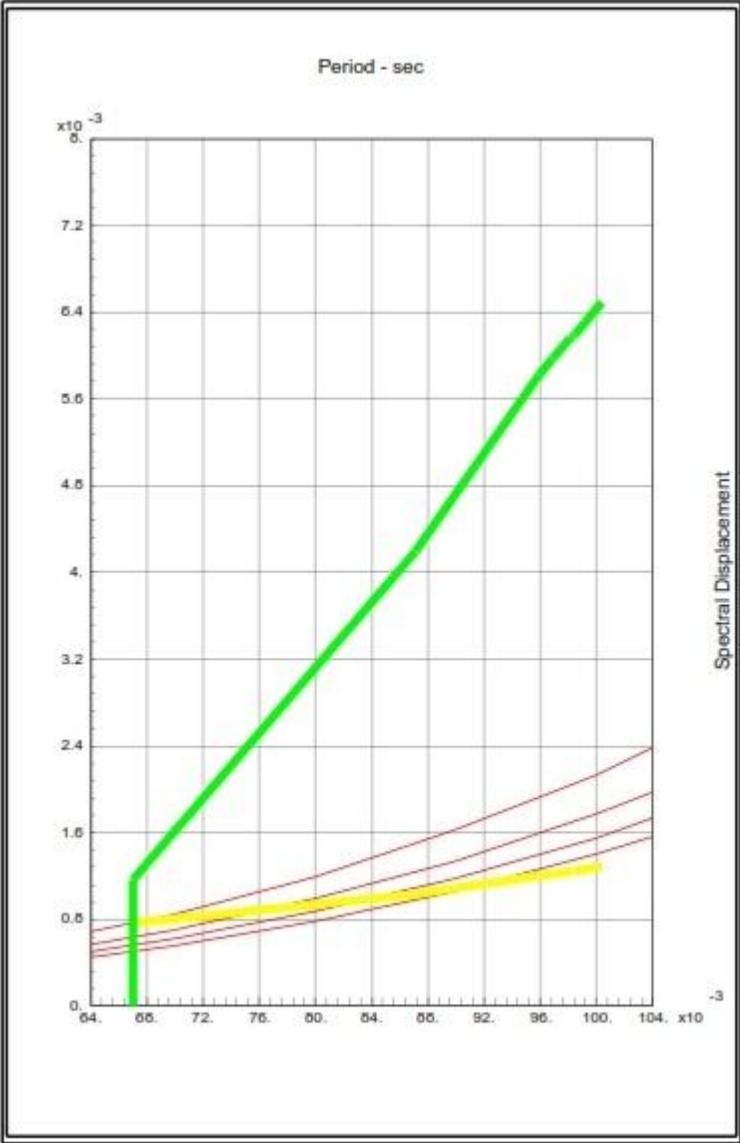


Figura C-4 Espectro de Capacidad PushoverY Sd vs T (CSM)

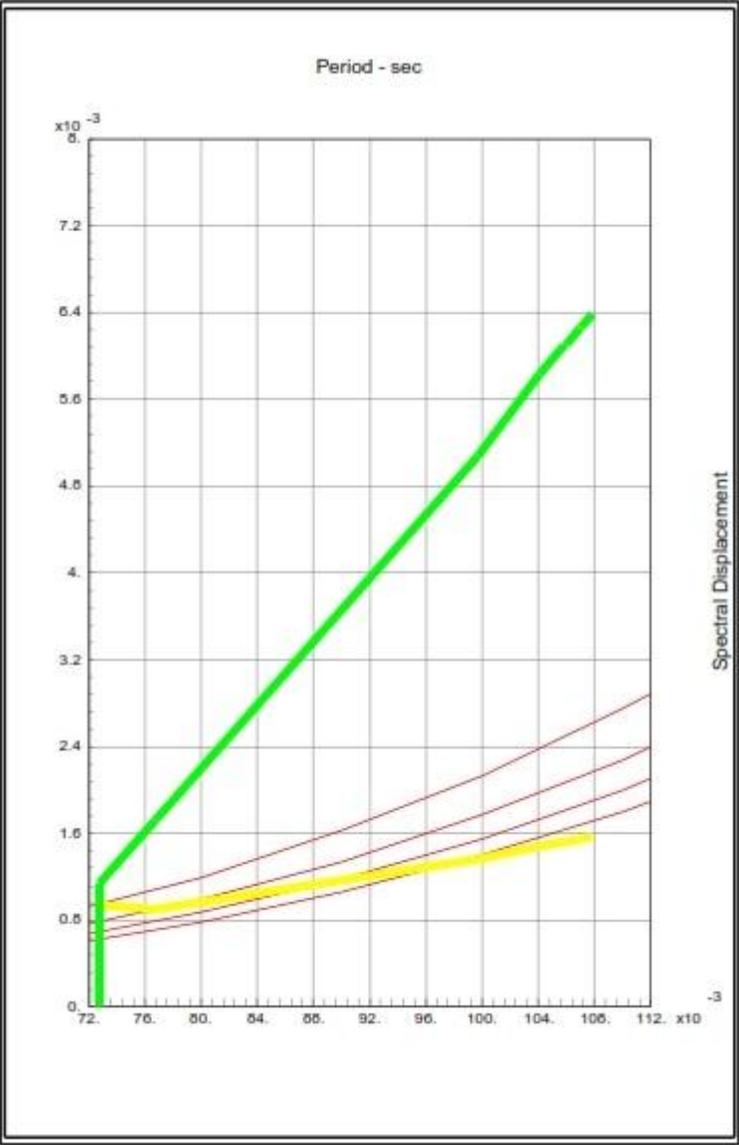


Figura C-5 Espectro de Capacidad PushoverX Sa vs T (CSM)

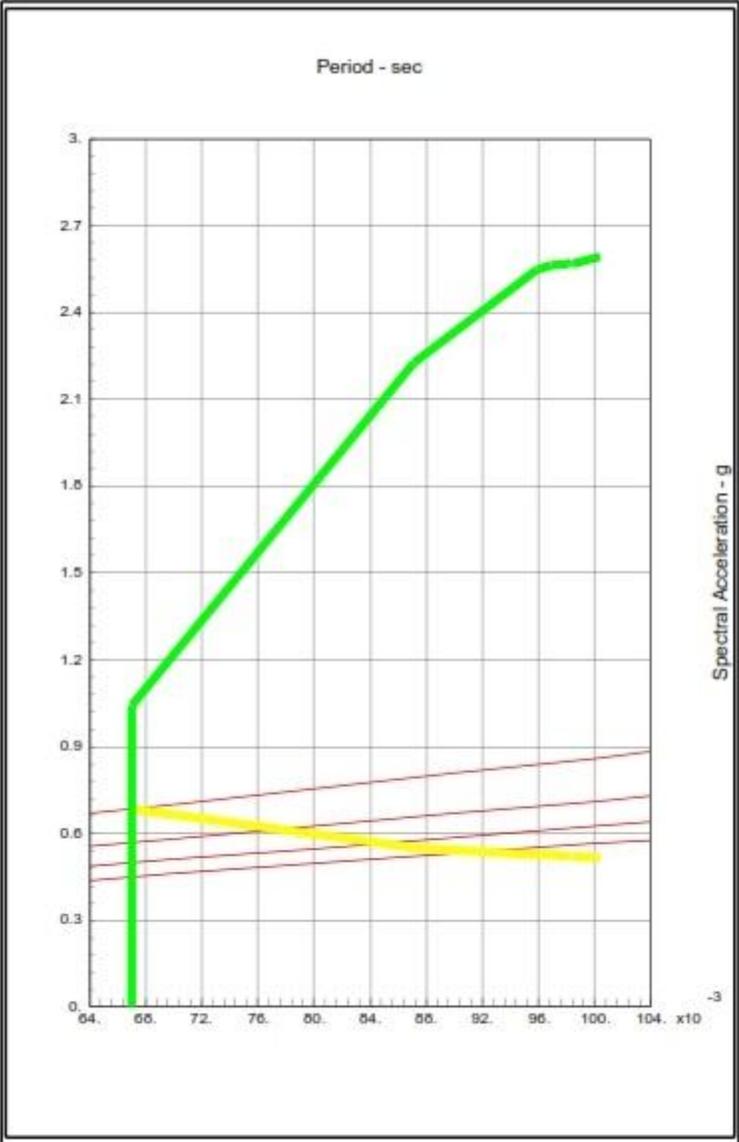
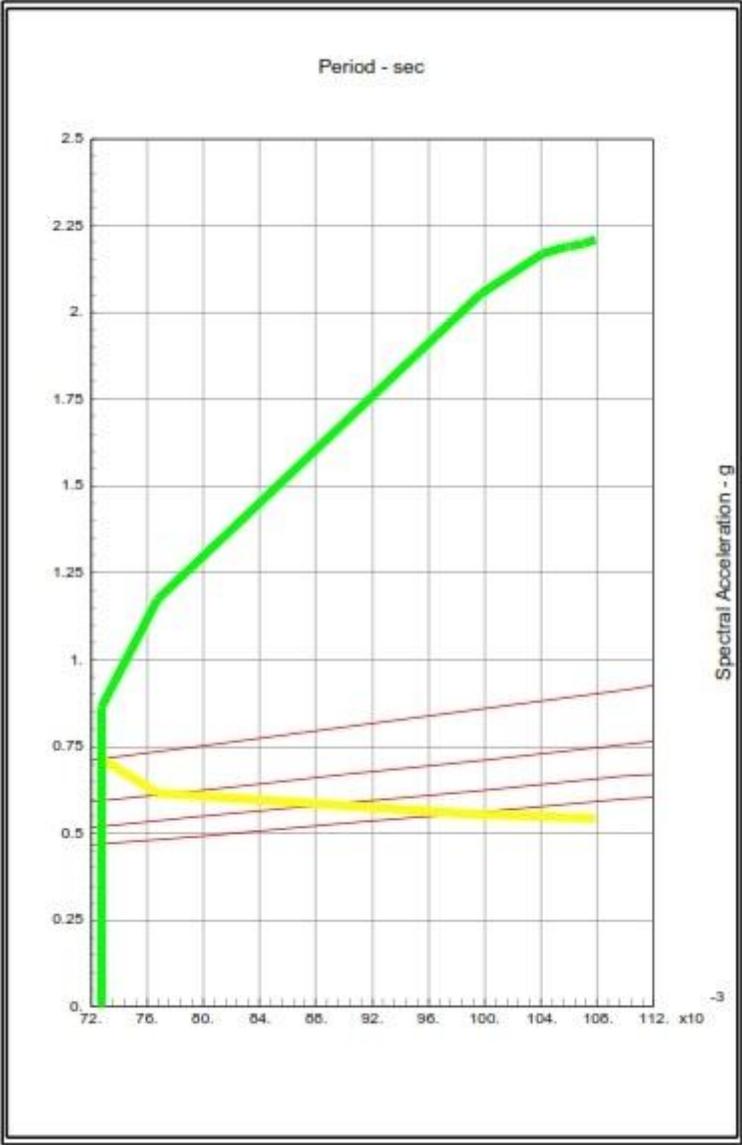


Figura C-6 Espectro de Capacidad PushoverY Sa vs T (CSM)



Anexo 2. Tablas utilizadas para la determinación del cortante en el punto de desempeño.

Tabla A: Curva de capacidad del PushoverX.

<b>TABLE: Pushover Capacity Curve</b>			
<b>LoadCase</b>	<b>Step</b>	<b>Displacement</b>	<b>BaseForce</b>
<b>Text</b>	Unitless	m	KN
PUSHOVERX	0	0	0
PUSHOVERX	1	0,0015	4097,003
PUSHOVERX	2	0,00525	8957,569
PUSHOVERX	3	0,007312	10375,572
PUSHOVERX	4	0,0075	10442,699
PUSHOVERX	5	0,007723	10484,655
PUSHOVERX	6	0,007746	10493,234
PUSHOVERX	7	0,007758	10474,407
PUSHOVERX	8	0,008133	10605,872

Tabla B: Curva de capacidad del PushoverY.

<b>TABLE: Pushover Capacity Curve</b>			
<b>LoadCase</b>	<b>Step</b>	<b>Displacement</b>	<b>BaseForce</b>
<b>Text</b>	Unitless	m	KN
PUSHOVERY	0	0	0
PUSHOVERY	1	0,001484	3398,583
PUSHOVERY	2	0,002234	4725,93
PUSHOVERY	3	0,006398	8564,352
PUSHOVERY	4	0,007343	9066,639
PUSHOVERY	5	0,00767	9164,333
PUSHOVERY	6	0,007688	9166,313
PUSHOVERY	7	0,00787	9221,761
PUSHOVERY	8	0,007888	9222,083
PUSHOVERY	9	0,008033	9268,15

Tabla C: Analisis de fuerzas en Section Cut para el muro F1

	OutputCase	CaseType	Step	#	F1	F2	F3	M1	M2	M3
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	0	0,142	1,807	-126,772	64,4973	-0,0392	0,2165
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	1	-1,126	58,396	160,593	110,6392	0,3187	3,002
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	2	-4,423	265,792	731,886	-175,4684	1,4177	13,6276
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	3	-6,732	308,537	438,485	-234,6568	2,0325	20,1031
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	4	-6,908	314,6	436,217	-231,1981	2,0858	20,7329
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	5	-7,074	321,519	435,515	-229,3795	2,1384	21,5874
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	6	-7,094	322,277	435,523	-229,2772	2,1446	21,6741
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	7	-7,104	322,828	435,528	-229,2032	2,1479	21,7161
F1	PUSHOVERX	NonStatic	Step	8	-7,411	335,814	435,663	-227,4511	2,2449	23,1428
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	0	0,142	1,807	-126,772	64,4973	-0,0392	0,2165
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	1	0,383	280,965	169,125	-246,3006	-0,104	-0,0837
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	2	0,472	373,971	253,084	-306,2311	-0,1278	-0,2075
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	3	0,756	677,769	498,853	-403,5525	-0,2037	-0,866
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	4	0,766	721,702	530,04	-380,3204	-0,2066	-1,0649
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	5	0,749	732,47	535,576	-365,3262	-0,2022	-1,1418
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	6	0,747	732,934	536,025	-364,2946	-0,2017	-1,1484
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	7	0,742	738,722	538,281	-355,2558	-0,2003	-1,1879
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	8	0,741	739,043	538,619	-354,0797	-0,2001	-1,1912
F1	PUSHOVERY	NonStatic	Step	9	0,74	743,74	538,694	-345,1302	-0,1998	-1,2206