

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



ANÁLISIS Y REFUERZO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO “CORSO DI VITTORIO”
UBICADO EN LA CIUDAD DE IRSINA, PROVINCIA DE MATERA, ITALIA.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA

OCTAVIO MÉNDEZ ORTIZ

ASESOR

Dr. GUILLERMO MARTINEZ RUIZ

MORELIA, MICHOACÁN

ENERO, 2018

ABSTRACT

The study of the seismic vulnerability of existing reinforced concrete (RC) buildings is an actual research topic of structural engineering, since they are still in service although they were designed without considering or under estimating the seismic action. This paper focuses on the seismic vulnerability of an Italian existing RC building constructed in the 60's and designed only for vertical loads.

The research concludes by proposing elements such as: cutting walls, increasing section in columns, as well as FRP (Fiber Reinforced Polymer) elements in beams, with the purpose of avoiding possible future damages in the structure.

RESUMEN

El estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios existentes de concreto armado (RC) es un tema de investigación actual de la ingeniería estructural, ya que algunos de ellos se encuentran todavía en servicio aun estando diseñados sin considerar la estimación de la acción sísmica. Este trabajo se centra en la vulnerabilidad sísmica de un edificio de CR existente construido en los años 60's en el país italiano y diseñado sólo para cargas verticales.

La investigación concluye al proponer elementos de refuerzos tales como: muros de cortante, aumento de sección en columnas, reforzamiento de vigas con fibras de carbono (FRP, Fiber Reinforced Polymer) en vigas, con el propósito de evitar posibles daños futuros en la estructura.

Palabras Clave: Refuerzo – FRP – concreto – vulnerabilidad – estructura

DEDICATORIA

A mi familia por su respaldo incondicional,
mi padre Octavio Méndez Ochoa, mi madre Teresa Ortiz Vargas,
mis hermanas Alicia y Maria Teresa Méndez Ortiz,
a mi abuela Alicia Ochoa Cerda, mi gratitud eterna.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Guillermo Martinez Ruiz, por su apoyo
Incondicional en la elaboración y culminación
de la tesis al brindarme sus conocimientos y posibilidad
de participar en su grupo de trabajo.

A mis asesores de tesis Micheleangelo Laterza
y Michele D'amato, por su paciencia y apoyo
durante la elaboración de tesis en Italia.

A mis amigos Edgar, Antonella, Vanessa,
Olga, David, Jose Luis, Israel, Osiel, Max, Josué, Carlos
que me brindaron su apoyo y
confianza durante la licenciatura y proyecto de tesis.

A Filomena Sarcuni, por su apoyo incondicional y
Motivacional, dándome siempre fortaleza
para seguir adelante en mi ciudad en Matera, Italia.

A mi escuela mater, la UMSNH, y
a la Facultad de Ingeniería Civil.

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES

This research herein presented is granted by the ELARCH scholarship and mobility, a project funded under the Erasmus Mundus Action 2 Partnership (EMA2) by the European Commission, and coordinated by the University of Basilicata (www.elarch.org). ELARCH project: Reference number 552129-EM-1-2014-1-IT-ERA MUNDUS-EMA21 funded with support of the European Commission. This document reflects the view only of the author, and the Commission cannot be held responsible for any use which may be made of the information contained therein.

ÍNDICE

Contenido

1.	INTRODUCCIÓN	10
2.	ANTECEDENTES	11
2.1.	INTRODUCCIÓN	11
2.2.	SISTEMA ESTRUCTURAL	11
2.2.1.	CONCRETO	12
2.2.2.	CONCRETO ARMADO	13
2.3.	METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	14
2.4.	EDIFICIOS DE PLANTA BAJA FLEXIBLE	14
2.5.	ANTECEDENTES DEL CASO DE ESTUDIO	16
2.5.1.	TERREMOTOS EN ITALIA	16
2.5.2.	A.T.E.R. MATERA	17
3.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	19
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL LUGAR DE ESTUDIO	19
3.1.1.	GEOGRAFÍA FÍSICA	19
3.1.2.	HISTORIA	20
3.1.3.	MONUMENTOS HISTÓRICOS DE LA REGIÓN	20
3.1.4.	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE IRSINA	22
3.1.5.	TERREMOTO DE BASILICATA 1980	23
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	24
4.	CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL	29
4.1.	PATOLOGÍAS	29
4.1.1.	CLASIFICACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS	29
4.2.	CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN	30
4.2.1.	PATOLOGÍAS Y PRUEBAS DEL EDIFICIO DE ESTUDIO	30
4.2.2.	DESCRIPCIÓN GENERAL	31
4.2.3.	INVESTIGACIONES PACOMÉTRICAS	34
4.2.4.	INVESTIGACIÓN SOBRE CONCRETO	35
4.2.5.	INVESTIGACIÓN ESCLEROMÉTRICA	35
4.2.6.	PRUEBAS ULTRASÓNICAS	36
4.2.7.	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y CARBONATACIÓN DE MUESTRAS EXTRAIDAS <i>IN SITU</i> .	38

4.3.	INTERPRETACIÓN DEL MÉTODO SONREB PARA LA VALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO	42
4.4.	PRUEBAS DE ACERO	44
4.5.	VERIFICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	45
5.	MODELACIÓN NUMÉRICA	46
5.1.	MODELACIÓN ESTRUCTURAL	46
5.1.1.	CARGA MUERTA	47
5.1.2.	CARGA VIVA	49
6.	DEMANDAS SÍSMICAS	61
6.1.	ACCIÓN SÍSMICA	61
6.1.1.	PERIODO DE REFERENCIA	61
6.1.2.	CATEGORÍA DEL SUELO	62
6.1.3.	CONDICIONES TOPOGRÁFICAS	63
6.2.	DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA	64
6.3.	EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA DEL CASO DE ESTUDIO	64
6.4.	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO EN ACELERACIÓN DE LA COMPONENTE HORIZONTAL	70
6.4.1.	AMPLIFICACIÓN ESTRATIGRÁFICA	72
6.4.2.	AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA	73
6.5.	ACCIÓN SÍSMICA DEL PROYECTO	73
7.	ANÁLISIS ESTÁTICO Y PROPUESTA DE REFUERZO	77
7.1.	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL	77
7.2.	MUROS DE RIGIDEZ O DE CORTANTE	80
7.3.	VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MEDIANTE LA NTC-2004	84
7.3.1.	VERIFICACIÓN DE CORTANTE Y FLEXIÓN PARA VIGAS	86
7.3.2.	VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE COLUMNAS	89
7.3.3.	CONFRONTACIÓN DEL MOMENTO ÚLTIMO Y SOLICITADO DE LAS VIGAS	94
7.4.	PROPUESTA DE REFUERZO: INTERVENCIÓN A BASE DE FRP (FIBER REINFORCED POLYMER)	97
7.4.1.	CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPUESTOS FRP	98
7.4.2.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS	99
7.4.3.	CRITERIOS DE DISEÑO	100
7.4.4.	DISEÑO POR FLEXIÓN MEDIANTE COMPUESTOS DE CFRP	101
7.4.5.	DISEÑO PARA CORTANTE MEDIANTE COMPUESTOS DE CFRP	107

7.5.	RESULTADOS PARA FLEXIÓN Y CORTANTE EN VIGAS, MEDIANTE COMPUESTOS CFRP.	110
8.	ANÁLISIS NO LINEAL	113
8.1.	CAPACIDAD	113
8.2.	DEMANDA	113
8.3.	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	114
8.3.1.	REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	114
9.	DESEMPEÑO SÍSMICO	117
9.1.	CASO DE ESTUDIO	119
9.2.	RESULTADOS	122
10.	CONCLUSIÓN	129
11.	Referencias	131

1. INTRODUCCIÓN

El objeto de estudio de la siguiente investigación, se basa en la evaluación de la seguridad estructural de un edificio propiedad de ATER (*Azienda Territoriale Edilizia Residenziale Matera*), ubicado en Corso Di Vittorio No. 23 en el municipio de Irsina (MT). Las verificaciones de la estructura fueron complementadas de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria del Distrito Federal del 2004. (NNTC-04, 2004)

De acuerdo con las referencias establecidas anteriormente y de acuerdo con sus objetivos, el desarrollo de esta investigación, puede articularse en las siguientes tres fases:

1. Reconocimiento del edificio.
2. Modelación numérica.
3. Síntesis de los resultados y conclusiones.

Durante la fase de reconocimiento del edificio se presenta la documentación de proyecto que se puede encontrar hoy en día. Se realizan los relieves geométricos-estructurales, ensayos y encuestas de los elementos y materiales. De esta manera se ha conseguido una descripción satisfactoria de todo el cuerpo estructural, así como la identificación de sus características principales (dimensiones de los elementos estructurales, deformación de las plantas, espesores de acabados, características de los materiales, evaluación de las cargas).

En la segunda fase, de acuerdo con el conjunto de datos recopilados durante la investigación y la base de la orientación proporcionada en el presente documento, se llevaron a cabo cálculos numéricos mediante un modelo de elementos finitos con el fin de evaluar la seguridad ante las acciones gravitatorias y sísmicas del edificio.

En la tercera fase se sintetizan los datos y resultados obtenidos, con el fin de llegar a las decisiones finales con respecto al nivel de seguridad alcanzado y así, llevar a cabo las intervenciones adecuadas al proyecto.

2. ANTECEDENTES

2.1. INTRODUCCIÓN

Las grandes ciudades modernas localizadas en zonas de alta o baja sismicidad, tienden a descuidar el peligro sísmico y algunas de las medidas básicas de protección frente a terremotos. Esto provoca un aumento de la vulnerabilidad, la cual puede producir un elevado riesgo sísmico que va aumentando con el tiempo.

La estructuración en Italia, principalmente en la región Basilicata, ubicada al sur del país, está diseñada a base de mampostería, por lo que no es muy usual ver edificaciones de concreto armado o si las hay, son muy recientes. Conocer que tan vulnerables son las construcciones resulta ser de gran importancia, ya que nos permite, mediante un análisis previo, identificar el potencial del daño que puede ocasionar un terremoto tanto en cuestiones estructurales como en pérdidas humanas.

Hoy en día, el incremento de terremotos en el país Italiano es muy notorio por lo que resulta importante conocer si las estructuras fueron diseñadas para resistirlos o si no, buscar la manera de poder conservarlos y así evitar el menor daño posible.

2.2. SISTEMA ESTRUCTURAL

Una construcción puede considerarse como un sistema, entendido como un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan ordenadamente para cumplir una función. Como objeto de estudio se tiene un edificio, el cual se integra de varios subsistemas, como son los elementos estructurales y no estructurales, cimentaciones, instalaciones eléctricas, sanitarias, entre otras; cuyo propósito es lograr un desarrollo óptimo del edificio (Meli, 1985).

El hablar de un sistema estructural nos permite hacer mención sobre el material con el que se ha sido construido, el cual puede ser:

- Madera

- Acero
- Concreto
- Mampostería

2.2.1. CONCRETO

El concreto se ha convertido en el material de construcción más utilizado en todo el mundo, se puede definir como la mezcla de cemento portland, agregado fino, agregado grueso, aire y agua. El cemento y el agua reaccionan químicamente formando un material homogéneo, en algunas ocasiones se añaden ciertas sustancias, llamados aditivos, que mejoran o modifican ciertas propiedades algunas propiedades del concreto.

A continuación se mencionan algunas características del concreto de acuerdo al Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento:

- Facilidad de colocarse en cualquier sitio cuando se encuentra en su estado de consistencia plástica.
- Su elevada resistencia a la compresión y a la flexión.
- Su elevada resistencia al fuego y a la penetración del agua.
- Se tiene menor permeabilidad y por ende, mayor hermeticidad y menor absorción.

El concreto presenta ciertas propiedades tanto en estado fresco (consistencia) como en estado sólido. De acuerdo a esto se mencionan las siguientes propiedades del concreto, una vez que este ya se encuentra solidificado (IMCYC, 2004):

- Impermeabilidad muy baja.
- Durabilidad
- Resistencia a compresión, flexión, torsión y cortante.

2.2.2. CONCRETO ARMADO

El concreto armado es un material que ha tenido un auge importante en los últimos años y esto debido a la disponibilidad de los materiales en la mayoría de los países del mundo como la grava, arena, cemento, agua y barras de refuerzo.

Hoy en día el concreto prefabricado en planta, transportado y colado en el sitio, representa una alternativa que permite ahorros importantes en el tiempo y costo de ejecución de la obra.

El concreto armado como se mencionó, muestra una opción favorable para utilizarlo, pero también presenta ciertas desventajas con respecto a otros materiales, a continuación se mencionan algunas ventajas y desventajas del concreto armado.

VENTAJAS PRINCIPALES

- Es económico comparado con otros materiales.
- Se emplea en cualquier tipo de forma estructural, es decir no se limita a alguna forma en particular.
- Es un material con buena durabilidad y bajo costo de mantenimiento.
- El concreto armado posee masa y rigidez, esto lo hace más sensible ante vibraciones verticales y horizontales.
- Resistencia a compresión (concreto) y capacidad de resistir tensión (acero).

DESVENTAJAS

- El concreto presenta baja resistencia a los esfuerzos de tracción, por lo cual resulta necesario añadir refuerzo de acero para absorber los esfuerzos de tracción y controlar agrietamientos.
- El concreto sufre cambios de volumen en el tiempo.
- El proceso constructivo es lento.
- Las grietas hacen permeable al concreto armado.

2.3. METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad se define como, grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total). (BARBAT, 2004).

El primer paso para estimar la vulnerabilidad sísmica es identificar los edificios con deficiencias estructurales dentro de un área urbana, desarrollando o implementando técnicas o procedimientos basados en modelos matemáticos, inspección visual de las estructuras o pruebas de laboratorio.

La vulnerabilidad sísmica de las estructuras puede ser estudiada de acuerdo a la vulnerabilidad observada; esto es la vulnerabilidad obtenida a partir de la observación de los daños sufridos y mediante análisis estadísticos para algún tipo específico de estructuras. También es posible considerar la vulnerabilidad calculada, la cual se obtiene a partir de análisis cuantitativos mediante modelos estructurales o pruebas experimentales. (Ojeda, 2008)

2.4. EDIFICIOS DE PLANTA BAJA FLEXIBLE

Los edificios altos, con un sistema resistente a base de pórticos flexibles de concreto reforzado, suelen tener en los pisos superiores tabiques y paredes de mampostería integradas a la estructura, especialmente en las edificaciones destinadas a la vivienda.

La planta baja es, generalmente, un espacio libre para comercio, estacionamiento u otros requerimientos arquitectónicos, y se le conoce como “planta baja flexible”, o en forma genérica como “piso blando” (Sauter, 2004).

Los niveles superiores se modifican así, mediante la inclusión de la tabiquería en un sistema rígido, la energía sísmica tiende a ser disipada por deformación inelástica solamente al nivel de planta baja (figura 1) conduciendo a una excesiva demanda de ductilidad concentrada en pocos elementos; en este caso, en las columnas del primer piso, pudiendo a su vez, dar lugar a la formación de mecanismos de colapso.

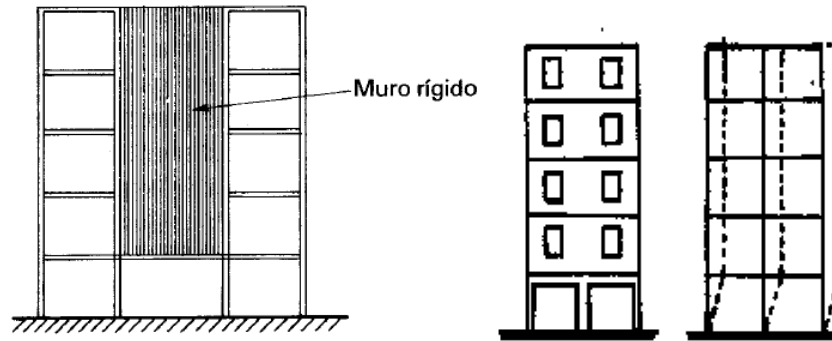


Figura 1. Edificio con planta baja flexible. La energía sísmica es disipada por deformación de las columnas de la planta baja, pudiendo conducir a un mecanismo de colapso (Sauter, 2004).

Las siguientes figuras muestran un ejemplo de colapso de un edificio a causa del terremoto de San Salvador producido en el año de 1986, debido al efecto de una planta baja flexible; ejemplos similares se han presentado en los terremotos de Caracas en 1967, Managua en 1979, en México en 1985 y 2017 (ambos sismos ocurridos el 19 septiembre).



Figura 2. Escombros dejados por los derrumbes de los edificios. Terremoto del 19 de septiembre de 2017, México. (Foto: Omar Flores, El Sol de México).



Figura 3. Edificio derrumbado en la ciudad de México, tras el sismo ocurrido el pasado 19 de septiembre del 2017. (Foto: Viviana Zocco).

2.5. ANTECEDENTES DEL CASO DE ESTUDIO

2.5.1. TERREMOTOS EN ITALIA

El historial de los movimientos telúricos (sísmicos) en Italia, pueden compararse con los terremotos más catastróficos en el mundo. Por ejemplo, en 1908 ocurrió un sismo en la región de Sicilia donde murieron más de 100,000 personas, donde se produjo un tsunami asociado a este evento sísmico (figura 4). En 2009, el terremoto que ocurrió en la ciudad de L'Aquila provocó la muerte de alrededor 309. (Amos, 2016).



Figura 4. Terremoto de Messina, Italia (1908).

Expertos piensan que los terremotos han influenciado en Italia, desde la distribución de la población y adaptación de la arquitectura, al dialecto hablado en diferentes partes del país.

Los problemas telúricos de la nación pueden ser vistos en el contexto de una gran colisión entre las placas tectónicas africana y euroasiática, pero cuando nos enfocamos un poco más a detalle, la razón por la que en Italia ocurran terremotos, es un poco más complicada.

Si nos fijamos en la marcha de África de unos 2 cm al año hacia el norte, vemos que Italia experimenta complejos de **movimientos de tira y afloja**. La cuenca o mar del Tirreno, que se encuentra al oeste del país, entre el continente y Cerdeña/Córcega, se está abriendo poco a poco. Según los expertos, esto está contribuyendo a una separación de los Montes Apeninos, el cinturón de montañas que corre por el centro del país. Y por el este, en el Adriático, hay evidencias de que la costra de la tierra continúa moviéndose bajo Italia. Además, datos de GPS indican que esta región se está desplazando hacia el noreste (Amos, 2016).

2.5.2. A.T.E.R. MATERA

Tener una casa propia ha resultado uno de los mayores retos en la vida de las personas, donde algunas han logrado conseguirlo y otras siguen sin obtenerlo, ya sea por no contar con el dinero suficiente para poder pagarlo o un trabajo que les pueda garantizar conseguirlo.

Por este motivo la sociedad italiana en el año de 1937 en Matera, forma el Instituto Independiente para la Vivienda Social (hoy en día *Azienda Territoriale Edilizia Residenziale Matera*) en beneficio de la clase obrera, con el propósito de garantizar una mejor calidad de vida para esta sociedad.

Debido a esta organización se promueve la construcción de este edificio en Irsina entre los años 1970-1980, el reglamento y documentación requerida se puede consultar en la página www.atermatera.it (A.T.E.R., s.f.).

Los edificios construidos de concreto armado comenzaron a surgir en la zona sur de Italia a principios de la década de los 60's, donde fue notable el interés de algunos estructuristas el conocer las propiedades mecánicas de la estructura, es decir, la resistencia que presentó el concreto en ese periodo, ya que no se construyeron con una normativa ante acción sísmica. Como los edificios construidos en la zona sur de Italia para los años 60's, no se encuentran diseñadas ante acción sísmica, solo para cargas verticales, resulta importante realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en donde se pueda evaluar las características que tienen dichos edificios ante la presencia de dichas fuerzas (Verderame, Monfredi, & Frunzio, 2001).

El edificio "Corso di Vittorio", consiste en una estructura basada en una sola dirección, con excepción de la zona periférica elaborada de hormigón con barras de acero lisas. Los muros interiores están constituidos por bloques de ladrillo, mientras que los exteriores, están formados de bloques de arcilla expandida, las fundaciones son del tipo superficial (directa).

El acceso a los distintos pisos está formado por una escalera hecha de losas macizas rampantes de concreto armado. La altura máxima del edificio a partir de la base del terreno es de aproximadamente 14.80 m, con alturas de 3 m entre niveles. La planta del edificio se basa en un rectángulo de tamaño máximo de 28.10 m x 23.95 m.

El edificio se ha construido en la segunda mitad de los años 60's, bajo la organización A.T.E.R. Matera, quién ha proporcionado el proyecto de la estructura.

3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

3.1. DESCRIPCIÓN DEL LUGAR DE ESTUDIO

La investigación se realiza en la ciudad de Irsina, Italia; la cual pertenece a la región Basilicata (ubicada en la parte sur de Italia), con una distancia de 43 km de la ciudad de Matera (provincia) y a 59 km de la capital de la región de Potenza. De acuerdo con el censo de población y vivienda del país italiano realizado en el año 2011, por el *Istituto Nazionale di Statistica* (ISTAT), el municipio de Irsina cuenta con una población de 4,965 habitantes. La ciudad presenta un clima templado-húmedo, con lluvias presentes en invierno; sus temperaturas están marcadas por las estaciones del año, es decir, en invierno pueden ser inferiores a 0°C, mientras que en verano se presentan temperaturas que llegan a los 32°C. La descripción de las características del lugar de Irsina se presenta en la página www.tuttitalia.com donde se muestra información de todas las regiones que conforman a Italia.

3.1.1. GEOGRAFÍA FÍSICA

Con 262 kilómetros cuadrados de superficie, Irsina es el 59º municipio más grande de Italia, por extensión, el segundo en Basilicata es Matera (388 km²). Está situado a una altitud de 548 msnm del valle Bradano, en el extremo norte de la provincia, al límite con la parte norte-oriental de la provincia de Potenza y la parte occidental de la ciudad metropolitana de Bari. Sus coordenadas geográficas se sitúan en la latitud Norte 40° 45' 2.16" N y la longitud Este de 16° 14' 11.76 "E.

En su territorio, a unos 10 km de la ciudad, se encuentra el bosque de Verrutoli, zona boscosa de cerca de 650 hectáreas situada a una altitud de 600 msnm, equipado con una reserva de zona de picnic y la naturaleza de un grupo de ciervos viven de manera libre en el bosque. La figura 5 nos presenta la ubicación del municipio de la región Basilicata, así como del municipio de Irsina a través de una imagen proporcionada por google maps.

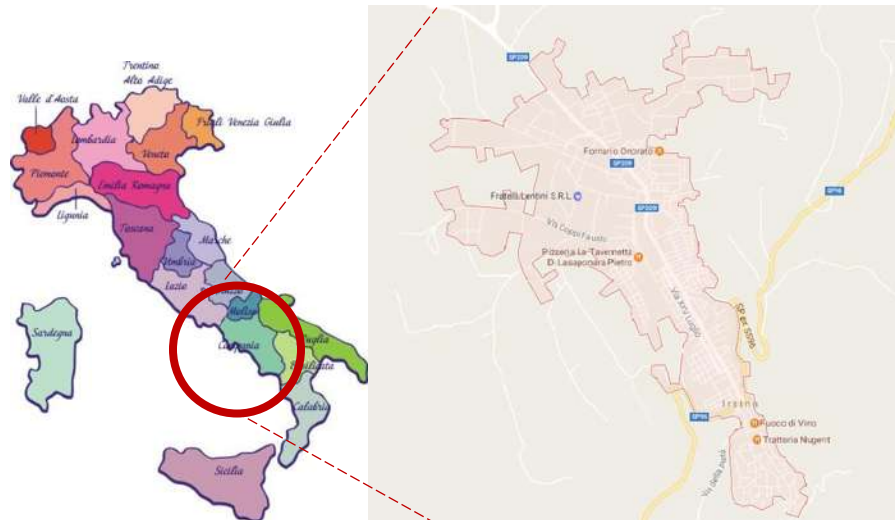


Figura 5. Mapa de Italia dónde muestra la región Basilicata, mostrando en la región marcada la ciudad de Irsina, Matera (Imagen de Google Maps).

3.1.2 HISTORIA

Irsina es una de las poblaciones más antiguas de Basilicata, como lo demuestran los numerosos hallazgos arqueológicos que datan de los periodos griego y romano. De la Edad Media al 6 de febrero de 1895 el nombre del país fue Montepeloso. Fue sitiada e invadida en 895 por el Saracens , quien en 988 destruyó; posteriormente reconstruida por el príncipe Juan II de Salerno y disputada entre los bizantinos y normandos (<http://www.tuttitalia.it/basilicata/29-irsina/>) .

3.1.3. MONUMENTOS HISTÓRICOS DE LA REGIÓN

La ciudad de Irsina comprende múltiples monumentos históricos, los cuales simbolizan un rasgo propio de ese lugar proporcionándole cierto carácter turístico expresado en sus bellas construcciones, las cuales forman la historia cultural – arquitectónica de dicha región. Uno de estos monumentos es la catedral de Santa María de la Asunción (figura 6), la cual fue construida en el siglo XIII y reconstruida en 1977, cuenta con una fachada barroca campanario y parteluz estilo gótico. En

su interior se puede apreciar una pila bautismal de mármol rojo y muchas pinturas de la escuela napolitana del siglo XVIII.



Figura 6. Catedral de Santa Maria de la Asunción

Iglesia del monasterio Franciscano (anteriormente el Castillo de Federico I, figura 5), cuenta con un Sistema arquitectónico de pasillos y capillas laterales. Data del siglo XII y ha sido restaurada varias veces desde el siglo XVI hasta las actuales “facies” barrocas que datan del siglo XV¹¹ (<http://www.comune.irsina.mt.it/>).



Figura 7. Vista aérea de la Iglesia del monasterio Franciscano.

3.1.4. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE IRSINA

La clasificación sísmica del territorio italiano ha introducido reglamentaciones técnicas específicas para la construcción de edificios, puentes y otras obras en áreas geográficas caracterizadas por el mismo riesgo sísmico. La figura 8 presentada por el *Istituto Nazionale Di Geofisica e Vulcanologia* (INGV), muestra un mapa de la peligrosidad sísmica del territorio italiano. En la parte izquierda de la figura se muestran las aceleraciones máximas para cada región en términos de “g” (aceleración de la gravedad), en donde para nuestro caso de estudio corresponde una zona sísmica vulnerable, dentro de un rango que oscila entre los 0.200 a 0.275 g.

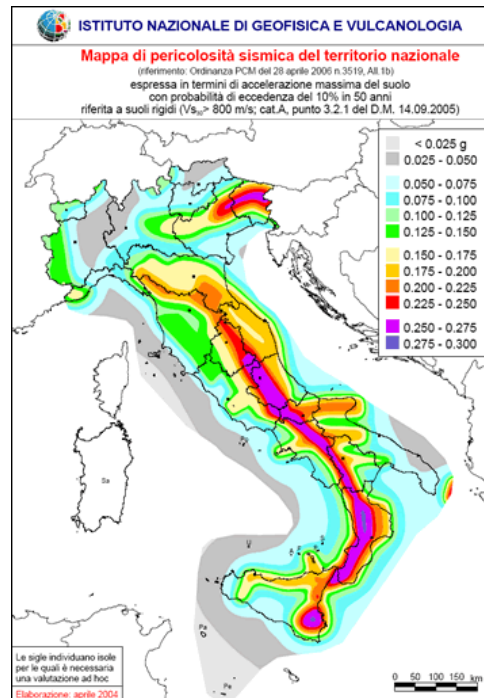


Figura 8. Mapa de peligrosidad sísmica en Italia. (INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

La zona sísmica para el territorio de Irsina, se indica en la ordenanza del presidente del consejo de ministros no. 3274/2003, actualizado con el consejo regional de Basilicata deliberación n. 731 de 19.11.2003. Los criterios en los que se basa el mapa de peligrosidad sísmica definidos en la ordenanza No. PCM. 3519/2006, el cual ha dividido al país en cuatro zonas sísmicas sobre la base del valor de la

aceleración máxima (en g) en la tierra, que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. (Figura 7)

zona del terremoto	descripción	aceleración con gran probabilidad de 10% en 50 años [en g]	Convencional aceleración horizontal máxima (Normas Técnicas) [en g]	número común y la zona que caen en la zona (*)
1	Indica la zona más peligrosa, donde pueden ocurrir los terremotos fuertes.	$en\ g > 0,25\ g$	0,35 g	707
2	Zona en la que se pueden producir terremotos fuertes.	$0,15 < a\ g \leq 0,25\ g$	0,25 g	2,198
3	Área que puede estar sujeta a terremotos fuertes, pero rara.	$0,05 < a\ g \leq 0,15\ g$	0,15 g	2.855
4	Y 'la zona menos peligrosa, donde los terremotos son raros y facultades de las Regiones se acostó un requisito de diseño sísmico.	$en\ g \leq 0,05\ g$	0,05 g	2.244

Figura 9. Descripción de las zonas sísmicas en las que se divide el territorio italiano. (INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

La figura 9 muestra que el municipio de Irsina se localiza en la zona del terremoto No. 2, representando una región en la que se pueden producir grandes terremotos.

3.1.5. TERREMOTO DE BASILICATA 1980

El terremoto de Basilicata de 1980 fue un terremoto ocurrido el 23 de noviembre. El sismo azotó el centro de la región de Campania y el centro norte de la región Basilicata (región donde se ubica nuestro caso de estudio).

La magnitud de momento sísmico registró aproximadamente 6.9 (6.5 escala Richter) y el décimo grado (carácter desastroso) de la escala de Mercalli. Su epicentro ocurrió entre las localidades de Teora, Castelnuovo di Conza y Conza della Campania, causando alrededor de 8,848 heridos y 2914 muertes. La figura 10 presenta las zonas afectadas por el terremoto de Basilicata de 1980, con base a la escala Mercalli. (Gizzi, 2012)

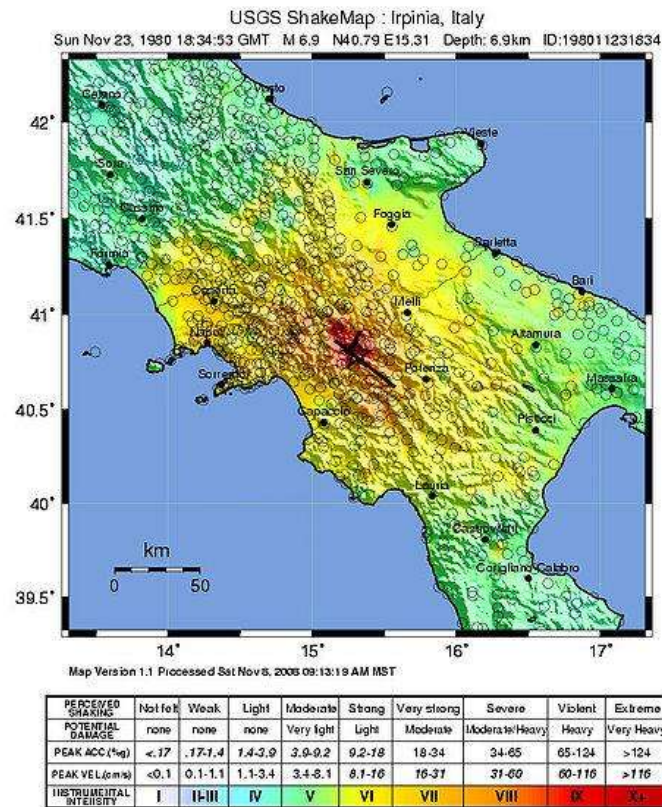


Figura 10. Mapa del Epicentro del terremoto y sus áreas de influencia.(INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Los informes a cargo del “*Ufficio del Commissario Straordinario*” han cuantificado los daños a los edificios, en los cuales resultó que 509 (74%) de los 679 municipios que componen las 8 áreas globalmente afectadas por el terremoto, sufrieron daños (entre estos municipios se encuentra Matera y Potenza, lugares vecinos a Irsina).

3.2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio de estudio se encuentra localizado en la parte norte de la ciudad de Irsina (véase la figura 11 que presenta una vista en planta, vista desde satélite), la cual pertenece a la provincia de Matera (43 km), construido entre los años de 1960 – 1970 cuyos fines de uso corresponden a viviendas de interés social.



Figura 11. Vista en planta del edificio (Google Maps)

El edificio se construyó sobre un terreno que cuenta con una superficie de 2,231 m², de las cuales se utilizaron 428.08 m² para la construcción de la estructura, cuenta además con una altura total de construcción de 11.5 m, en la figura 12 y 13 se aprecian las vistas de las fachadas del edificio, ubicado frente a la avenida Corso Giuseppe Di Vittorio con número 23. A cada uno de los niveles se les asigna la misma clase de uso, es decir, habitacional. Cada nivel presenta tres apartamentos residenciales, dos de los cuales cuentan con 110 metros cuadrados, mientras que al tercero le corresponden 80 metros cuadrados.



Figura 12. Perspectiva Sur-Este (Corso DI Vittorio n.23).



Figura 13. Perspectiva Norte – Oeste (Corso DI Vittorio n.23).

La estructura fue elaborada de concreto armado para formar sus columnas y vigas. Para cada nivel se cuenta con un total de 40 columnas, de las cuales 37 tienen una sección de 30x30cm y 3 de 20X60 cm. (Las secciones de columnas y vigas se presentan en la tabla 1 y 2).

COLUMNAS			
NIVEL	NUMERACIÓN DE COLUMNAS	N° COLUMNAS	DIMENSIÓN (cm)
PRIMER, SEGUNDO, TERCER Y CUARTO NIVEL	1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11-13-14-15-16-17-18-20-21-22-23-25-26-27-28-29-30-31-32-33-34-35-36-37-38-39-40	37	30x30
	12-19-24	3	20x60
AZOTEA	1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11-13-14-15-16-17-18-20-21-22-23-25-26-27-28-29-30-31-32-33-34-35-36-37-38-39-40	37	30x30
	12-19-24	3	20x60

Tabla 1. Dimensiones de las columnas.

VIGA			
NIVEL	NUMERACIÓN DE VIGA	N° VIGAS	DIMENSIÓN (cm)
PRIMER, SEGUNDO, TERCER Y CUARTO NIVEL	1-2-3-4, 5-6-7-8, 9-10-11-12, 13-14-15-19, 15-16-17-18, 19-20-21-22, 23-24-25-26-27-28, 29-30-31-32-33-34, 19-25	29	70x24
	38-19-40	2	80x24
	35-36-37	2	90x24
	12-19, 8-23	2	20x50
	1-5-9-13, 18-22-28-34, 23-29-35-38, 31-37-40, 4-8	12	60x24
AZOTEA	6-7-8, 10-11-12, 19-25, 25-31, 26-32, 8-12, 19-20-21, 23-24-25-26-27, 30-31-32	27	55x30

Tabla 2. Dimesiones de las vigas.

El sistema de piso consiste en un sistema de losa aligerada prefabricada, conocida como vigueta y bovedilla, cabe mencionar que este sistema de piso resulta ser el más utilizado en el territorio nacional italiano. La losa se hace trabajar generalmente en una sola dirección (figura 14), lo que reduce en parte la eficiencia, pero por otro lado, aprovecha el acero de refuerzo de mayor resistencia. En la estructura de soporte se adaptan dos bloques de ladrillos de diferentes alturas.

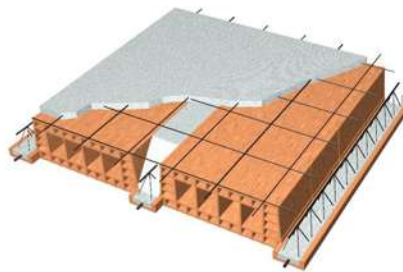


Figura 14. Sistema de piso de vigas de celosía (vista 3D)

Los muros construidos tienen una función no estructural, por lo que las cargas de los mismos solo se transmitirán a las traveses y columnas.

El relieve geométrico-estructural ha permitido, junto con la ejecución de algunos ensayos, definir el organismo resistente de la construcción, tomando en cuenta la calidad y el estado de conservación de los materiales, así como de los elementos constitutivos. En la figura 15 se muestra la planta tipo del edificio, objeto de estudio, así como en la figura 16 se muestra la vista en 3D del edificio diseñado mediante un programa de elementos finitos (en colaboración del Arquitecto Michele Signorelli, estudiante de la Universidad Basilicata).

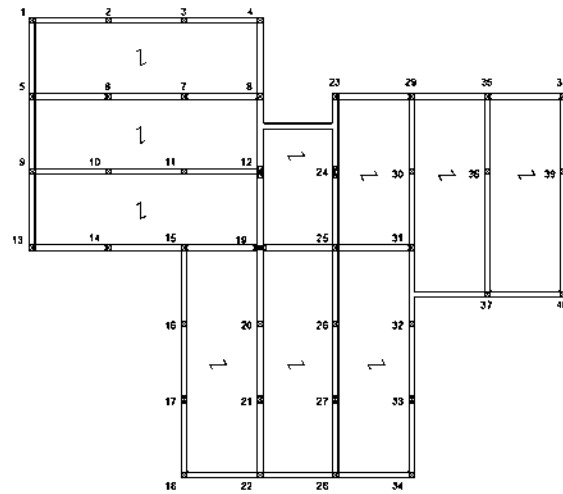


Figura 15. Planta plano tipo.

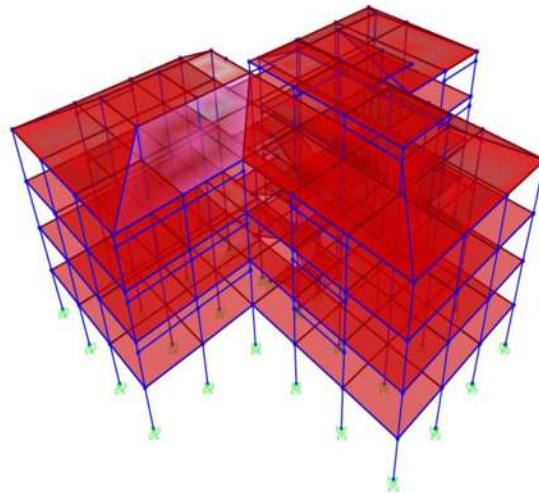


Figura 16. Modelo 3D del edificio di Vittorio

4. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL

4.1. PATOLOGÍAS

El origen etimológico de la palabra *patología* proviene del griego *phatos* (enfermedad) y *logos* (conocimiento), por lo que se puede definir como, el estudio de las enfermedades. Dentro del panorama de la ingeniería de la construcción se puede describir como “el estudio de las lesiones o fallas que ocurren en una edificación después de su ejecución” (Olivan, 2014). Cabe mencionar que todo material constructivo no se encuentra exento de no presentar problemas, tal es el caso del edificio de estudio elaborado a base de concreto armado.

4.1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS

La vulnerabilidad en las edificaciones se refleja a través de las patologías que presenta, las cuales pueden ocasionar numerosos efectos, desde muy pequeños daños y molestias para sus propietarios, hasta grandes fallas que pueden ocasionar el colapso de la edificación o parte de ella. Una manera sencilla de clasificar las patologías que se presentan en las edificaciones, es subdividiéndolas según su causa de origen. De acuerdo a esto, las patologías pueden aparecer por tres motivos (véase figura 17): Defectos, Daños o Deterioro. (Astorga & Rivera, 2009)

Las patologías por defectos, se relacionan con las características propias de la estructura, aquellas que surgen debido al mal diseño de la estructura o mal empleo de materiales deficientes e inapropiados para la obra. Resulta necesario una correcta supervisión de personal capacitado durante el proyecto y ejecución de la edificación, para evitar dichos defectos.

Las patologías por daños, son las que se manifiestan durante o después de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los daños pueden ser producto de la ocurrencia de un fenómeno natural, tal como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros.

Las patologías por deterioro, ocurren con el paso del tiempo, donde la estructura va presentando ciertas manifestaciones que deben ser atendidas con prontitud, esto debido a la exposición al medio ambiente, lluvia, sol, contacto con sustancias químicas presentes en el agua, aire; provocan que la estructura se debilite continuamente. (Astorga & Rivera, 2009)



Figura 17. Clasificación general de las patologías en las edificaciones (Astorga & Rivera, 2009)

4.2. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN

4.2.1. PATOLOGÍAS Y PRUEBAS DEL EDIFICIO DE ESTUDIO

El edificio de estudio ubicado en Irsina, Italia, fue construido entre los años de 1960-1970, donde a través del tiempo, ha presentado numerosos detalles o problemas visibles y ante la constante presencia de terremotos sucesivos en el territorio italiano, las personas que viven en dicho edificio han mostrado cierta inquietud al saber que el edificio no fue construido ante acción sísmica. Es por eso que se ha solicitado a la *Universidad De Basilicata* el apoyo para dar solución a dichos problemas. Para esto se desarrolló, en primer lugar, un examen visual para conocer los detalles y problemas que presenta la estructura, y posteriormente, mediante el

análisis de pruebas, proporcionar de manera analítica la información real con la cuenta el edificio.

4.2.2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El nivel de conocimiento adquirido durante las fases de encuesta calculadas, tiene un impacto directo en el cálculo de las resistencias de los materiales. Para las estructuras de concreto armado, por ejemplo, se sabe que la resistencia de los elementos a flexo-compresión está condicionada principalmente por la cantidad y resistencia de la armadura cuando el nivel de carga axial es baja (condición de falla dúctil), mientras es mayormente condicionado por la resistencia del concreto cuando el nivel de carga axial se acerca o incluso supera la carga axial correspondiente a la falla balanceada, que marca el punto de transición entre las zonas de falla frágil y falla dúctil. A continuación se muestran algunos de los detalles visibles del edificio con su respectiva imagen:

Las imagenes mostradas a continuación, muestran algunas manchas oscuras en la fachada del edificio, pérdida de mortero en la parte de la losa de entre piso del primer nivel, debilitamiento del mortero en la fachada, todo esto provocado por la presencia de humedad debido a la filtración del agua y escurrimiento al interior de la estructura. La humedad puede provocar el debilitamiento de los elementos estructurales y no estructurales del edificio. Estos problemas podrían agravarse con el paso del tiempo y condiciones climáticas.





Figura 19. Problemas de humedad observados. (Curso di Vittorio No. 23)

Otro problema observado, fueron fisuras detectadas en columnas y parte de la losa de entrepiso del primer nivel, donde se aprecia el deterioro del concreto a tal grado que se puede detectar el acero de refuerzo (figura 20). En consecuencia, esto puede provocar presencia de corrosión a las barras de acero por encontrarse en contacto directo con el medio ambiente. Estas fisuras se consideran vivas, ya que pueden continuar en movimiento o expandiéndose. Una clasificación más, radica en el tamaño de las fisuras, las cuales se consideran macro-fisuras (espesores mayores a 0.2mm) y estas son considerados como peligrosas para la integridad de estructura.

Es conveniente mencionar que las causas que provocan la aparición de las fisuras puede ser variada, entre ellas destacan: curado deficiente del concreto, variaciones térmicas, ataque químico, errores en la ejecución, entre otros. En las siguientes figuras se muestran algunos deterioros observados en el edificio.



Figura 20. Fisuras presentes en vigas y columnas (Curso di Vittorio No. 23)

Durante la campaña de pruebas se han llevado a cabo ensayos no destructivos (pacométrico, esclerométrico y ultrasónico) y destructivos (extracción de núcleos de concreto y piezas de armadura para ser sometidos a pruebas de laboratorio).

En resumen la campaña de pruebas se puede resumir de la siguiente manera:

- Elaboración de 10 pruebas esclerométricas asociadas con 6 pruebas ultrasónicas in situ, para la estimación de la resistencia del concreto con el método SONREB (UNE-EN-12504-2, 2013) (UNI-EN-12504-4, 2005) .
- Extracción de 4 núcleos de concreto (figura 19) para la determinación de la profundidad de carbonatación, la velocidad ultrasónica y la resistencia a la compresión como se señalan en la figura 25.
- Extracción de 2 barras de acero para la determinación de la resistencia a la fluencia, resistencia a la tensión y alargamiento, con el objetivo de identificar la clase a la que pertenecen, véase en figura 25.



Figura 21. Extracción de cilindros de concreto en vigas y columnas (Corso Di Vittorio No.23).



Figura 22. Extracción de acero (Corso Di Vittorio No. 23).

Toda la campaña de pruebas se llevó a cabo por el equipo de personal especializado del Laboratorio Tecnológico “TECNO PROVE s.r.l.” via dell’industria, n. 6 72017 Ostuni (BR). Incluso las pruebas de compresión de cilindros y pruebas de tensión del acero, fueron realizadas por el mismo laboratorio. A continuación se adjunta el presente informe de la campaña de pruebas realizada en el edificio de estudio.

4.2.3. INVESTIGACIONES PACOMÉTRICAS

Las pruebas pacométricas permiten identificar la cantidad y disposición de la armadura en los elementos estructurales. Es importante mencionar que la última generación de pacómetros presenta una gran confiabilidad incluso en la medición del diámetro.

El pacómetro proporciona un flujo de corriente en un medio: en ausencia de armadura, la corriente es débil; la presencia de la barra incrementa el flujo de corriente en la cual la intensidad es inversamente proporcional al recubrimiento y directamente proporcional al diámetro de la barra.

Para el caso de estudio se llevaran a cabo ensayos sobre armaduras distribuidas en los mayores puntos de incertidumbre, con el fin de verificar la fiabilidad de la

encuesta pacométrica. En todos los casos se encuentra una gran fiabilidad del pacómetro sobre el número y posición de las barras.

Por lo tanto los resultados de las encuestas pacométricas, en combinación con los ensayos de verificación/Calibración, se cree que son generalmente fiables.

4.2.4. INVESTIGACIÓN SOBRE CONCRETO

La resistencia del concreto en los elementos estructurales que constituyen el edificio de estudio, ha sido estimado a través de las pruebas esclerométricas (figura 23) y ultrasónicas (figura 24), y directamente a través de pruebas destructivas sobre cilindros de concreto extraídos *in situ*. En los puntos de extracción de los cilindros, antes de extraerlos, se efectuaron las pruebas esclerométricas y ultrasónicas con el fin de establecer una correlación específica de acuerdo con el método SonReb, entre la resistencia estimada por el método combinado y los cilindros de concreto extraídos.

4.2.5. INVESTIGACIÓN ESCLEROMÉTRICA

La prueba esclerométrica (figura 23) se llevó a cabo con un esclerómetro Smidt Tipo N, adecuado para estimar la resistencia a compresión entre 10 y 70 N/mm². El funcionamiento de aparato se basa en el principio de que el rebote de una masa metálica que golpea en una superficie, depende de la dureza de la superficie misma, y a su vez de la expresión de la resistencia mecánica del material.

El valor del índice de rebote está en función del ángulo alfa que la herramienta forma con el plano horizontal. La dureza de la superficie está estrechamente relacionada con la durabilidad y resistencia del material. El instrumento está equipado con una curva de correlación entre el índice de rebote y la resistencia a compresión. Esta curva, sin embargo, implica un error en la estimación de resistencia debido a la diferencia que pueden presentar los diferentes concretos.



Figura 23. Prueba esclerométrica realizada en columnas (Corso di Vittorio No.23).

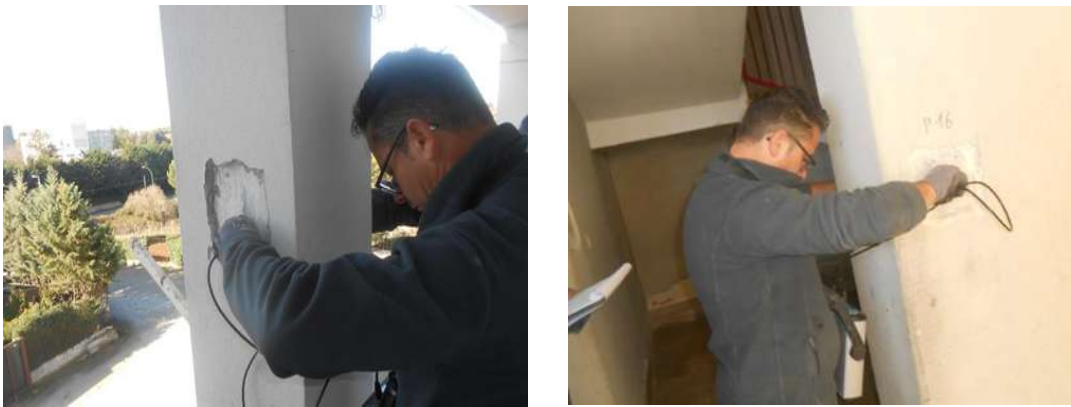


Figura 24. Prueba ultrasónica presente en columnas y vigas (Corso di Vittorio No.23).

4.2.6. PRUEBAS ULTRASÓNICAS

La prueba ultrasónica consiste en la estimación de la velocidad de propagación de las ondas en el conglomerado, con el fin de volver a sus propiedades físico-mecánicas. Dicha velocidad está en función de las características elásticas del medio (Modulo de Young, coeficiente de Poisson) y su densidad. De esta manera ha sido posible evaluar la homogeneidad y la compacidad del concreto armado, así como la presencia de irregularidades (grietas, cavidades, áreas degradadas) que afectan directamente a los valores de la velocidad de propagación de los impulsos. Para el concreto, el módulo de elasticidad está correlacionado con la resistencia a

la carga de compresión y de la velocidad de propagación ultrasónica, donde es posible ubicar de manera aproximada la carga de ruptura (figura 25).

Los ensayos *in situ* se ha realizado con una aparato modelo “Proceq Tico”, compuesto por una unidad conectada mediante cables de dos transductores de 54 khz, con un carga de adquisición entre 15 y 6,550 μ s.

PUNTO DE PRUEBA	S	V (m/s)
Col 34 p. t. - 1	49,3	4230,2
Col 22 p. t.	49,5	4155,1
Col 14 p. t.	49,3	4054,1
Col 1 p. t.	44,2	4048,6
Col 23 p. t.	49,2	4189,9
Col 32 p. t.	49,5	4087,2
Viga 4-8 p. t. (núcleo)	47	4224,3
Viga 28-34 p. t. (núcleo)	47,6	4133
Col 26 p. t. (núcleo)	50,9	4067,8
Col 21 p. t. (núcleo)	49,3	4094,8

	S	V (m/s)
Valor medio	48,58	4128,50
Dev. Estándar	1,88	68,69
Coef. de variación	0,04	0,02

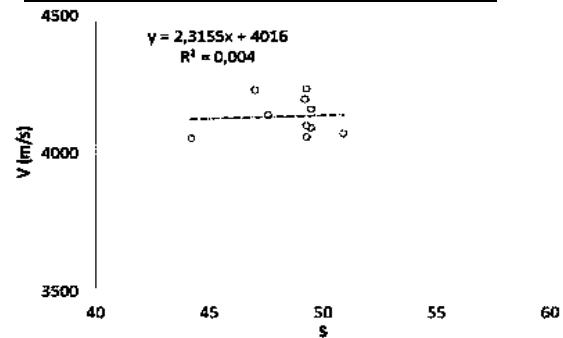


Figura 25. Correlación experimental entre la velocidad ultrasónica y el índice de rebote.

En la figura 25 se muestra la correlación experimental detectada entre la velocidad ultrasónica “V” y el índice de rebote “S” medidos para cada punto de prueba. Estos resultados comprenden los puntos donde se extrajeron los cilindros de concreto. En este caso se observa que no existe una correlación entre los valores medidos ($R^2 = 0.004$).

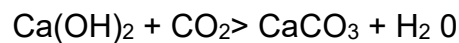
4.2.7. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y CARBONATACIÓN DE MUESTRAS EXTRAIDAS *IN SITU*.

Durante la campaña experimental han sido extraídas núcleos de concreto de algunas columnas y vigas, con un diámetro de 75 mm. La extracción de los núcleos *in situ* ha sido efectuada para la determinación de la profundidad de carbonatación, para evaluar directamente sus resistencias mediante las pruebas de compresión del concreto.

La prueba está diseñada para determinar el estado de conservación del concreto y el riesgo a la oxidación de la armadura al interior de ella.

La carbonatación del concreto constituye la primera causa de corrosión en la armadura. Este fenómeno de carbonatación le quita al concreto la capacidad de mantener las condiciones de pasivas a las superficies de la armadura.

Las reacciones de carbonatación incluyen la presencia de hidróxido de calcio presente en el conglomerado de concreto que al interactuar con el anhídrido carbónico del ambiente genera carbonato de calcio y tal reacción puede ser descrita generalmente como:



El concreto se caracteriza por comprender un pH que se ubica entre 12.6 - 13.8, por otro lado, en cuanto a la alcalinidad del concreto se reduce progresivamente al entrar en contacto con el anhídrido carbónico presente en la atmósfera, para esta condición el pH se reduce a un valor inferior a 9, en este caso el óxido se destruye y anula las condiciones características de la armadura. La corrosión de la armadura trae una progresiva reducción de los márgenes de seguridad en la proyección estructural.

El ensayo (prueba UNI 9944:1992) consiste en aplicar el indicador (fenolftaleína la cual debe quedar disuelto con un disolvente como el iso-propanol en una solución al 1%) a la superficie de la muestra de concreto la cual produce una coloración rosa oscuro cuando está en presencia de un medio básico o un pH elevado.

El color rosáceo representa que las muestras presentan características no carbonatadas, es decir, se encuentran sanos lo que permite la protección de varillas de refuerzo contra el riesgo de corrosión. Véase la figura 26, se muestra la profundidad de carbonatación realizada en el lugar de estudio.

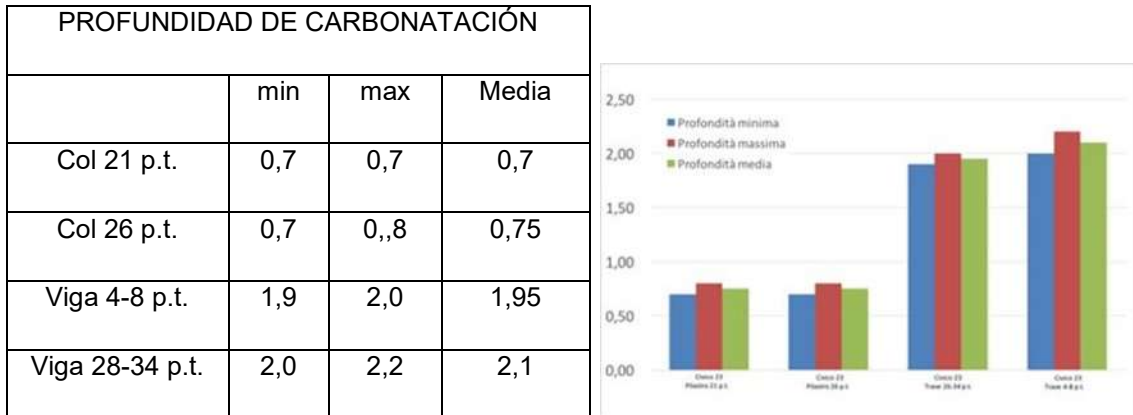


Figura 26. Profundidad de carbonatación.

En la figura 26 Se reportan los espesores de carbonatación medidas en los núcleos extraídos. Para cada núcleo se muestra tanto el espesor mínimo y máximo medido, así como el valor medio obtenido. En casi todos los casos se detectaron espesores insignificantes de concreto en relación al fenómeno de la carbonatación, esto confirma el hecho que la armadura no presente el fenómeno de la oxidación.



Figura 27. Observación de los núcleos de concreto sometidos a la prueba de carbonatación. (Corso di Vittorio No. 23).

En la tabla 3 se resumen las características dimensionales de los núcleos de concreto extraídos (4 muestras) y las resistencias relativas a compresión, obtenidas en laboratorio.

NÚMERO DE MUESTRA	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	Volume n (cm ³)	Masa (g)	Masa volumétrica (kg/m ³)	Carga de Ruptura (daN)	f _{car,i} (N/mm ²)
Col 21 p.t.	8,0	7,4	43,0	344,1	752	2185,6	13879	32,3
Col 26 p.t.	7,8	7,4	43,0	335,5	758	2259,5	12285	28,6
Viga 4-8 p.t.	14,9	7,4	43,0	640,8	1461	2279,9	14784	34,4
Viga 28-34 p.t.	14,8	7,4	43,0	636,5	1455	2285,9	14170	32,9

Tabla 3- Resistencia a la compresión de los cilindros de concreto.

La resistencia del cálculo del concreto es convencionalmente relativa al cilindro estándar que tiene un diámetro igual a 100 mm y una relación entre altura y diámetro igual a 2. De acuerdo con la *Linee Guida* (2010) y de acuerdo a las muestras de concreto extraídos, las resistencias a compresión se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) f_{car,i}$$

Donde:

$C_{h/D}$ es el coeficiente de corrección para proporciones h/D diferentes de 2, igual a $C_{h/D=2}/(1.5+D/h)$;

C_{dia} es el coeficiente de corrección con relación al diámetro, se toma igual a 1.06, 1.00 y 0.98 para D , respectivamente, a 50, 100, 150 mm;

C_a es el coeficiente correctivo relativo a la presencia de armadura, varía entre 1.03 para la barra de diámetro ($\square 10$) y 1,13 para barras de diámetro elevado ($\square 20$);

C_d es el coeficiente correctivo que toma en cuenta la perturbación causada al núcleo en la operación de extracción, como se indica en la *Linee Guida* $C_d=1.20$ para $f_{ca}< 20$ MPa, y $C_d=1.10$ para $f_{ca}>20$ MPa.

En la tabla 4 se muestran los valores de resistencia a la compresión f_{car} de acuerdo a los cilindros de concreto con sus correspondientes coeficientes correctivos aplicados. La tabla 5 reporta la resistencia a compresión cilíndrica f_{cls} de donde se obtiene una resistencia media a la compresión de 33.27 Mpa (figura 26).

Elemento	Carga de Ruptura (daN)	$f_{car,i}$ (N/mm ²)	Reporte h/d λ	C_{diam}	$C_{arm.}$	$C_{disturb}$ o	Ch/D forma
Col 21 p.t.	13879	32,3	1,08	1,03	1,00	1,10	0,825
Col 26 p.t.	12285	28,6	1,05	1,03	1,00	1,10	0,817
Viga 4-8 p.t.	14784	34,4	2,01	1,03	1,00	1,10	1,002
Viga 28-34 p.t.	14170	32,9	2,00	1,03	1,00	1,10	1,000

Tabla 4. Coeficientes correctivos aplicados a la resistencia de compresión f_{car} .

Sigla	$f_{cls,i}=Ch/D*C_{dia}*C_a*C_d*f_{car,i}$	$R_{cls,i}=f_{cls,i}/0,83$
Col 21 p.t.	30,19	36,373
Col 26 p.t.	26,46	31,884
Viga 4-8 p.t.	39,06	47,057
Viga 28-34 p.t.	37,37	45,027

Tabla. 5 Resistencia del concreto f_{cls} , obtenidos a partir de la resistencia a compresión de los núcleos de concreto f_{car} .

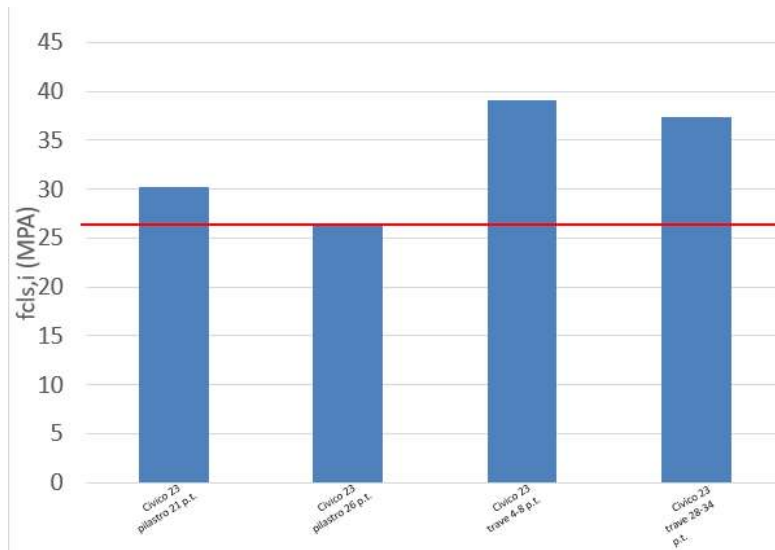


Figura 28. Resistencia media (25.06 MPa) de compresión del concreto. (Tablas elaboradas en laboratorio)

4.3. INTERPRETACIÓN DEL MÉTODO SONREB PARA LA VALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO

La *Linee Guida* (2010) recomienda el uso del método SonReb (Sonic Rebound Test), el cual es una combinación de los dos métodos anteriores la cual nos proporciona una estimación de la resistencia (R) del concreto armado, la correlación de la velocidad (V) de ultrasonidos y el índice de rebote esclerométrico (S). Los exámenes se llevarán a cabo en las mismas áreas de estudio. Este enfoque combinado permite superar los errores que se obtienen por separado utilizando el método esclerométrico, que es un método de reconocimiento de superficie, y el método de ultrasonidos, que en cambio, es un método de encuesta volumétrica. La resistencia estimada con el método SonReb se expresa con la siguiente fórmula:

$$F_{c,SONREB} = a * S^b * V^c$$

Donde a, b, c, son constantes que pueden determinarse mediante el empleo de mínimos cuadrados que correlacionan la resistencia a la compresión $f_{c,car}$ deducida

de la prueba de compresión de la muestra realizada in situ, con el índice de rebote (S) y la velocidad ultrasónica (V).

En la tabla 6 se muestran los valores estimados de la resistencia a compresión con la correlación SONREB obtenido en los puntos donde no han sido extraídos los núcleos de concreto, en relación a los valores de S y V.

RESULTADOS OBTENIDOS CON EL MÉTODO SONREB				
Sigla	S	V (m/s)	GASPARIK SONREB (N/mm ²)	SONREB (N/mm ²)
Col 34 p. t.	49,3	4230,2	53,0	30,4
Col 22 p. t.	49,5	4155,1	51,5	30,0
Col 14 p. t.	49,3	4054,1	49,0	31,0
Col 1 p. t.	44,2	4048,6	42,7	55,0
Col 23 p. t.	49,2	4189,9	52,0	30,9
Col 32 p. t.	49,5	4087,2	50,0	30,2
Viga 4-8 p. t.	47	4224,3	49,8	39,1
Viga 28-34 p. t.	47,6	4133	48,6	36,9
Col 26 p. t.	50,9	4067,8	51,3	26,2
Col 21 p. t.	49,3	4094,8	49,9	30,9
Media	48,58	4128,50	49,79	34,06
Dev. Estand.	1,88	68,69	2,85	8,22
Coef di var.	0,04	0,02	0,06	0,24

Tabla 6. Estimación de la resistencia a compresión de concreto con la correlación SONREB.

En la tabla 7 se presentan los valores de la resistencia media compresión de concreto obtenidos, estimados con el método SONREB y el valor medio, considerando:

$f_{cls, car}$: la resistencia cilíndrica derivada de las pruebas de compresión en las muestras extraídas.

$f_{cls, SONREB}$: la resistencia cilíndrica calculada como la media entre los valores relativos a todos los puntos en los cuales han sido realizadas solo las pruebas no destructivas.

$f_{cls, CAROTE} + f_{cls, SONREB}$: La resistencia cilíndrica calculada como media entre los valores relativos a todos los puntos en los cuales se ha efectuado tanto las pruebas no destructivas como las pruebas destructivas.

<i>Mpa</i>	<i>f_{cls,car}</i>	<i>f_{cls,SONREB}</i>	<i>f_{cls,car}+ f_{cls,SONREB}</i>
Valores medios	33,27	34,06	33,83
dev. Estándar	5,95	8,221	7,42
Coeff. di variación	0,18	0,241	0,22

Tabla 7. Resistencia a la compresión

4.4. PRUEBAS DE ACERO

En general, se extrajeron 2 muestras (figura 30) de barra lisa de vigas ubicadas en el primer nivel ($2\Phi 3$).



Figura 30. Barra de armadura extraída para la prueba de tensión. (Curso di Vittorio No. 23)

A partir del resultado obtenido de los ensayos en las pruebas de tensión, realizadas a las 2 muestras, fue suficiente para identificar la clase de acero a la que pertenecían. De acuerdo a los ensayos sometidos a la resistencia de fluencia y ruptura en el límite elástico, se relaciona con un acero de categoría “FeB 32k” indicado en el D.M. 30/05/1974, cuyo f_y es igual a 270 Mpa.

4.5. VERIFICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Como anteriormente fue señalada la posibilidad de recuperar todo el diseño estructural del edificio (Corso di Vittorio No. 23) a partir de la información disponible, se conoció que el edificio fue construido alrededor de los años 60, época en la cual el diseño se llevó a cabo siguiendo las indicaciones del R.D.n. 2229 del 16/11/1939 (norma que no emplea criterios sísmicos para el diseño de estructuras).

Las solicitaciones del diseño se definieron considerando solamente las cargas gravitacionales (verticales), y por lo tanto en ausencia de cargas horizontales, tales como viento o sismo.

En cuanto al acero, se logró verificar la clase a la cual pertenece, que resulta ser, de acuerdo con lo que indica la D.M. 30/05/1974 una categoría “FeB32k” (f_y igual a 270 Mpa) como se describe en la sección de patologías.

Las investigaciones y documentación disponible nos ha permitido definir claramente las cantidades de refuerzo longitudinal (diámetro y el número de cada lado) y transversales (diámetro y separación), de todos los elementos estructurales sin tener que recurrir al proyecto simulado.

5. MODELACIÓN NUMÉRICA

El método de los elementos finitos modela la estructura mediante una red de puntos significativos, nodos, conectados por partes estructurales de dimensiones finitas. La ley de variación de los desplazamientos al interior del elemento, depende del tipo de elemento, desplazamientos, grados de libertad y nodos.

Todas las solicitaciones se expresan a través de las relaciones constitutivas de material, en función de los desplazamientos nodales, que representan las únicas incógnitas del problema. Por consiguiente, la estructura puede ser vista como un conjunto complejo de partes simples (elementos finitos).

De esta manera se modela el comportamiento mecánico, en términos matemáticos, a fin de dejar al analista la modelación de la estructura real mediante elementos finitos, en donde el software es el encargado de realizar el cálculo matemático del problema.

El modelo utilizado para el análisis se basa en una modelación tridimensional de elementos finitos, en donde vigas y columnas se insertan como segmentos rígidos en los extremos (Rigid End ffsets). Los pisos de soporte de carga, sin embargo, se modelaron con elementos bidimensionales shells, con el fin de no pasar por alto la rigidez real de la losa en su propio plano.

5.1. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Con el propósito de conocer la vulnerabilidad sísmica del edificio de estudio situado en Irsina, Matera (Italia), lugar considerado zona sísmica II, se ha elaborado un análisis mediante el empleo de dos Normas Técnicas Complementarias, tal es el caso de la NTC-04 (NNTC-04, 2004), con la cual se determinará la revisión de los elementos estructurales (vigas y columnas) y la NTC-08 (NTC, 2008), mediante el uso del espectro de diseño respectivo de la zona de estudio, siguiendo los parámetros indicados por la respetiva norma italiana.

De esta manera, se elabora un análisis de cargas muertas y vivas actuantes, de acuerdo a la estructuración mostrada en el edificio de estudio. Cabe mencionar que el sistema de piso es de latero-cemento (sistema de vigueta y bovedilla), por lo que la losa trabaja en un sentido unidireccional, con un espesor de 25 cm (20cm + 5cm). Para conocer las áreas portantes de cada viga, se empleó el criterio de área tributaria, mostrado en la siguiente imagen (figura 31).

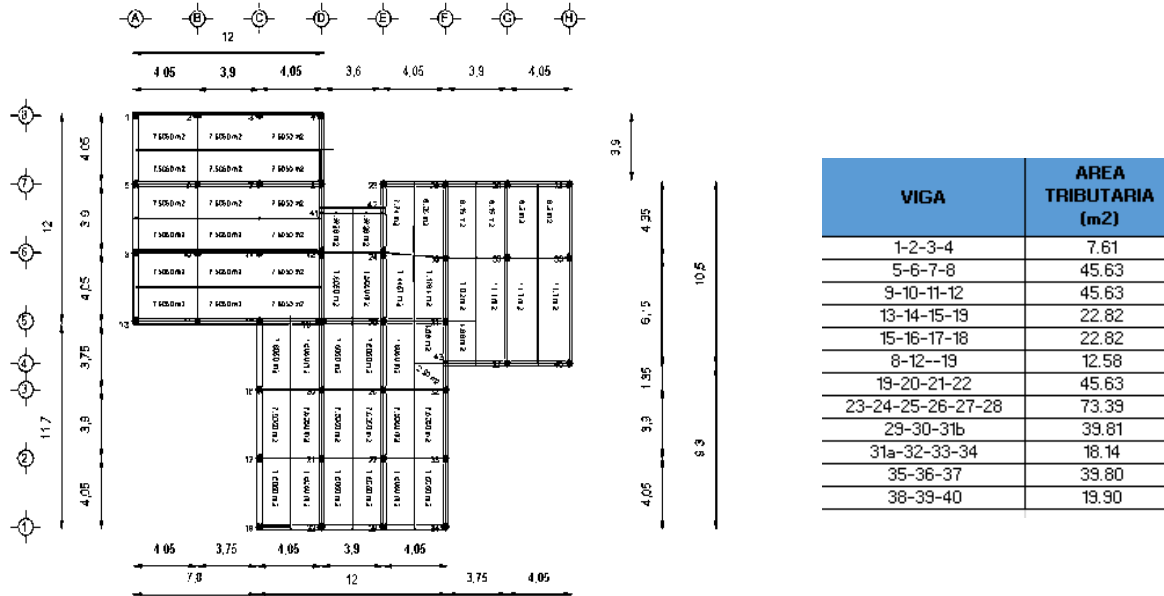


Figura 31. Áreas tributarias para cada sección de viga.

5.1.1. CARGA MUERTA

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción (Meli, 1985). La carga muerta representa la principal acción permanente.

Para realizar su cálculo, se requiere la determinación de los volúmenes de los componentes de la construcción y su multiplicación por sus respectivos pesos volumétricos de los materiales que los constituyen. Las cargas muertas se

representan generalmente como cargas distribuidas por área de construcción, aunque existen casos en que la carga se presenta en forma lineal, tal es el caso de muros divisorios. Para determinar la carga muerta de la losa, así como también de los muros interiores y exteriores del edificio, se consideraron los pesos específicos proporcionados por la tabla 3.1.I (NTC, 2008), de los cuales se obtuvieron las siguientes cargas muertas apreciadas en las tablas mostradas a continuación.

ANÁLISIS DE CARGAS				
PLANTA TIPO				
PRIMER NIVEL	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	w (KN/m)
PISO	0.020	1.00	20.00	0.40
MORTERO	0.030	1.00	21.00	0.63
LOSA DE CONCRETO	0.050	1.00	25.00	1.25
TRABES EN CLS ARM.	0.200	0.24	25.00	1.20
LADRILLO HUECO	0.200	0.76	8.00	1.22
YESO	0.020	1.00	18.00	0.36
CM =				5.06
Wi =				5.06 KN/M ²

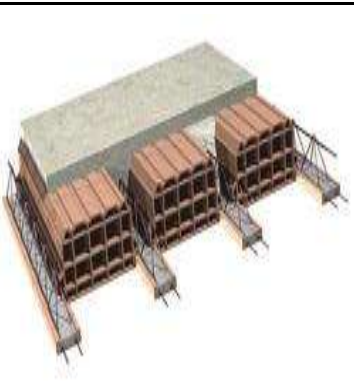


Tabla 8. Carga muerta por metro cuadrado de losa (5.06 KN/m²).

MUROS EXTERIORES					
	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Carga (KN/m)
Bloque de Arcilla	0.1	1	3	12	3.6
Isolamento	0.1	1	3	1	0.3
Bloque de Arcilla	0.1	1	3	12	3.6
Yeso	0.02	1	3	18	1.08
W					8.58
Incidencia de abertura -20%					1.72
WTOTAL					6.86

Tabla 9. Carga muerta por metro lineal de muros exteriores, se reduce en un 20% por criterio de aberturas, en base a criterio de diseño estructural establecido por la norma NTC-08.

MURO INTERIOR					
	ESPEJOR (m)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	γ (kN/m ³)	kN/m
Ladrillo	0.1	1	3	8	2.4
Yeso	0.02	1	3	18	1.08
				TOT	3.48

Tabla 10. Carga muerta por metro lineal para muros interiores.

5.1.2. CARGA VIVA

La carga viva se refiere a la operación y uso de la construcción, por lo que incluye todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva. Es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño. Dependiendo de las combinaciones de cargas que se analicen se pueden seleccionar distintos valores de carga viva con respecto a su variación temporal. Para su superposición con las cargas permanentes se emplea la *carga viva máxima* (W_m), es decir, la máxima intensidad que se puede adquirir a lo largo de la vida esperada por la estructura. Para su superposición con una acción accidental se utilizará la *carga viva instantánea* (W_a), es decir, el valor que puede adquirir la estructura en el instante que ocurre la acción accidental (Meli, 1985). Las cargas vivas aplicadas fueron tomadas de la NTC-04 sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, la cual proporciona la siguiente figura.

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m^2 (kg/m^2)

Destino de piso o cubierta	W	W_s	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %, otras cubiertas, cualquier pendiente	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Figura 32. Valores de carga viva instantánea (W_a) para el análisis ante cargas accidentales (sismo) y carga viva máxima (W_m). (NNTC-04, 2004)

Debido a que el caso de estudio es de tipo habitacional, la carga viva seleccionada pertenece al inciso "a", mencionada en la tabla anterior, la cual nos muestra una carga viva máxima de 1.7 kN/m^2 y una carga viva instantánea de 0.7 kN/m^2 , las cuales serán añadidas a cada uno de los entrepisos con los que cuenta el edificio, a excepción de la azotea, la cual debido a que no presenta una pendiente mayor al 5% , se utiliza el inciso "h" obteniendo una carga viva de $0.7 \text{ kN/m}^2 W_a$ y $1.0 \text{ kN/m}^2 W_m$, respectivamente. La tabla 11 muestra los valores de carga distribuida (kN/m) de carga viva y muerta para cada una de las vigas portantes.

SECCIÓN	ENTREPISO		AZOTEA		ENTREPISO Y ULTIMO PISO
	CV inst (kN/m)	Cvmax (kN/m)	CV max (kN/m)	CV inst (kN/m)	CM (kN/m)
1-2-3-4	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86
5-6-7-8	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
9-10-11-12	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
13-14-15- 19	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86
15-16-17- 18	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86
8-12--19	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86
19-20-21- 22	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
23-24-25- 26-27-28	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
29-30-31b	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
31a-32-33- 34	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86
35-36-37	3.51	6.63	3.90	2.73	19.72
38-39-40	1.76	3.32	1.95	1.37	9.86

Tabla 11. Valores de carga muerta y viva para cada una de las vigas portantes.

Una característica importante mostrada por el edificio y que debe ser considerada para el cálculo, se refiere a la adición de una carga viva debida a los balcones, en la cual se tiene un valor de 0.7 kN/m^2 W_a y 3 kN/m^2 W_m , estos valores de carga, se muestra en la tabla 12.

CARGA VIVA			
Sección	LONG.	INSTANT. (kN/m ²)	MAX. (kN/m)
13-14	1.95	1.365	5.85
14-15	1.95	1.365	5.85
16-17	1.95	1.365	5.85
37-40	1.95	1.365	5.85
2-3	1.95	1.365	5.85
23-29	1.95	1.365	5.85

Tabla 12. Cargas vivas correspondientes a las secciones de vigas que cuenta con balcones.

El análisis del edificio se llevó a cabo mediante la implementación del software Sap2000 v.19.0.0, el cual proporciona una interfaz del modelo permitiendo visualizar gráficamente cada etapa del análisis constructivo, además, cuenta con las normativas requeridas para nuestro caso de estudio, donde resulta posible realizar la verificación del cumplimiento de la estructura.

Se elaboró el esqueleto de la estructura de acuerdo a los planos establecidos, donde se identifican las distancias de cada planta (x, y) y de altura (z), siendo similares en los cuatro pisos y una adición en la parte de azotea, como se especifica la figura 33.

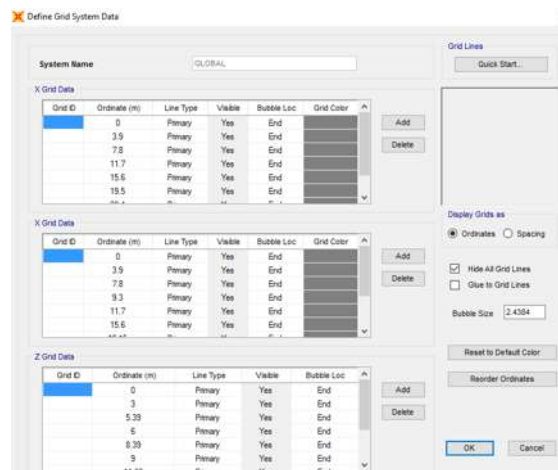


Figura 33. Adición de coordenadas para cada uno de los planos de la estructura.

Una vez elaborada el esqueleto de la estructura se definen las características de los materiales que intervienen en el cálculo, en este caso, concreto y acero. Estos datos fueron tomados de acuerdo a las pruebas de laboratorio mostradas con anterioridad, en la cual se obtuvo una resistencia de concreto $f'c = 25.06$ Mpa (resistencia determinada mediante pruebas). La resistencia de fluencia del acero anexada se hará de acuerdo a las características presentadas por el acero AQ 50 igual a 270 Mpa, figura 34.

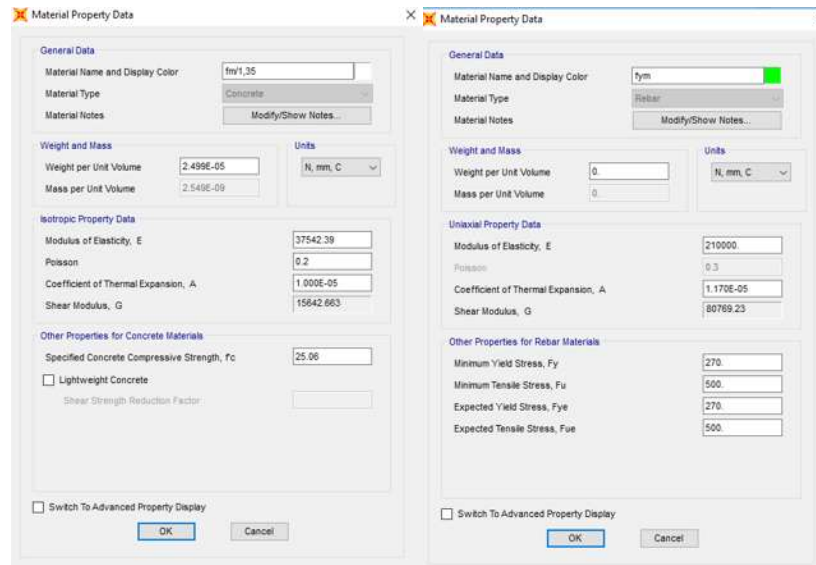


Figura 34. Definición de las propiedades de concreto (25.06 MPa) y acero (270 Mpa)

Posteriormente se definen las secciones para cada una de las vigas y columnas que intervienen en el edificio, en donde se anexan los materiales de concreto y acero antes mencionados, tanto para caso uno y caso dos de estudio. Las secciones incluidas en el software se mencionan en el capítulo 3. Una vez agregadas las secciones se procede definir e incluir las cargas muertas y vivas (máximas e instantáneas) calculadas en el análisis de cargas. El valor de uno colocado en la carga “Dead” se refiere a que considera el peso propio de la viga (figura 35).

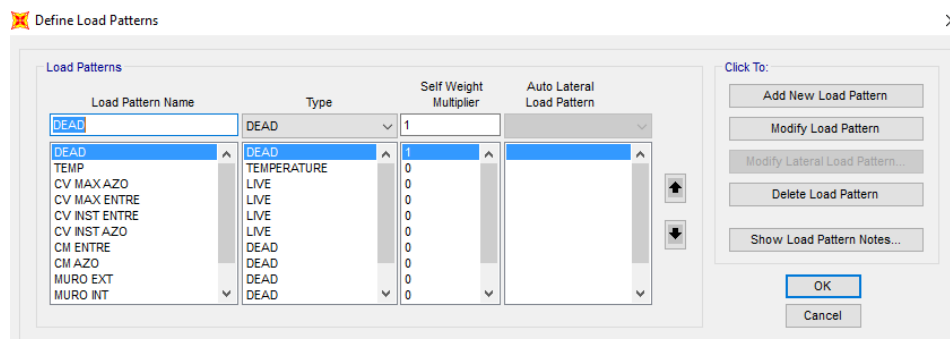


Figura 35. Definición “Load Patterns” de las cargas vivas y muertas.

Se adicionan las masas que intervienen en las cargas vivas y muertas, mediante el botón “Mass Source” (figura 36).

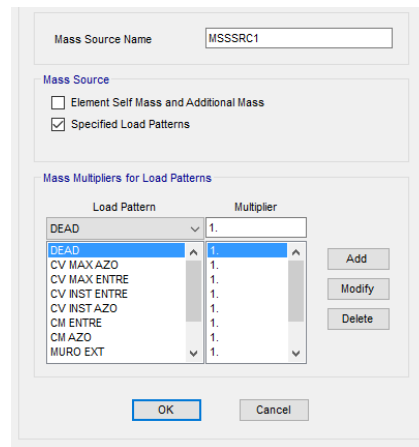


Figura 36. Adición de masas de carga viva y muerta.

Para la elaboración del espectro, se empleó como medio de apoyo el software SAP2000 V.19.0.0 el cual cuenta con la normativa referente a la elaboración y análisis de las normas empleadas para esta investigación. La metodología y resultados se muestran a continuación:

- Para la elaboración de los espectros en SAP2000, se debe ubicar la barra de tareas, se selecciona *define, functions, response spectrum*. (Figura 37)

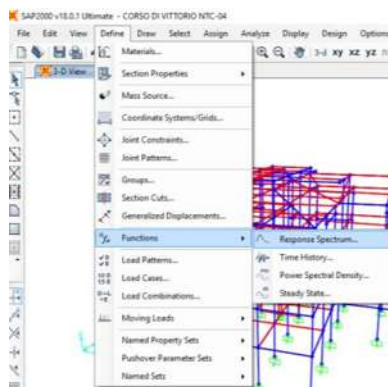


Figura 37. Selección del espectro de respuesta en Sap2000 v.19.0.0

- Nos aparecerá un cuadro de diálogo en el cual se deberá seleccionar en la parte izquierda el botón “ *Choose Function Type to Add* “ con el propósito de

seleccionar el espectro con la normativa a utilizar, en este caso de estudio se seleccionan la siguiente función “*Italian NTC-2008*” (figura 38).

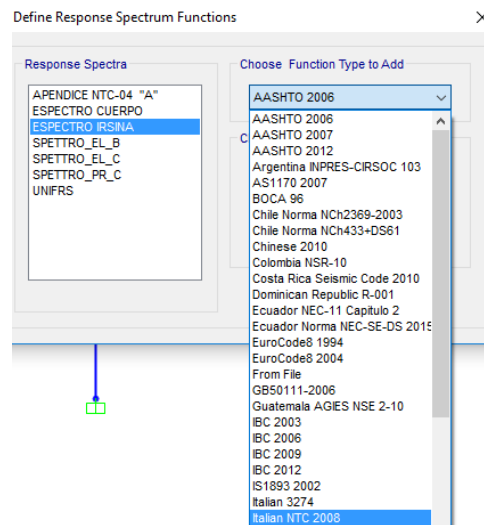


Figura 38. Selección de la normativa de estudio.

- Una vez seleccionada la Normativa, damos click en “Add New Function”, en donde nos aparecerán los datos necesarios para la elaboración del espectro a realizar.
- Para la elaboración del espectro mediante la normativa italiana, se presenta un cuadro de diálogo en el cual nombraremos al espectro como “*ESPECTRO IRSINA*”. Se seleccionarán los parámetros referentes al lugar de análisis, de esta manera, se ingresan los valores de longitud y latitud (**16.2367°E 40.7529°N**), posteriormente, se define el estado límite a utilizar, que para nuestro caso es considerado un Estado Límite de Protección a la Vida (**SLV**), la clase de uso del edificio es de II, la vida nominal de **50** años, el tipo de espectro analizado será de tipo **Horizontal**, contando con un tipo de suelo **B**, una topografía con categoría **T1**, contando con un factor “**q**” igual a **tres**, el cual está en función del comportamiento sísmico del terreno y la estructura (figura 39).

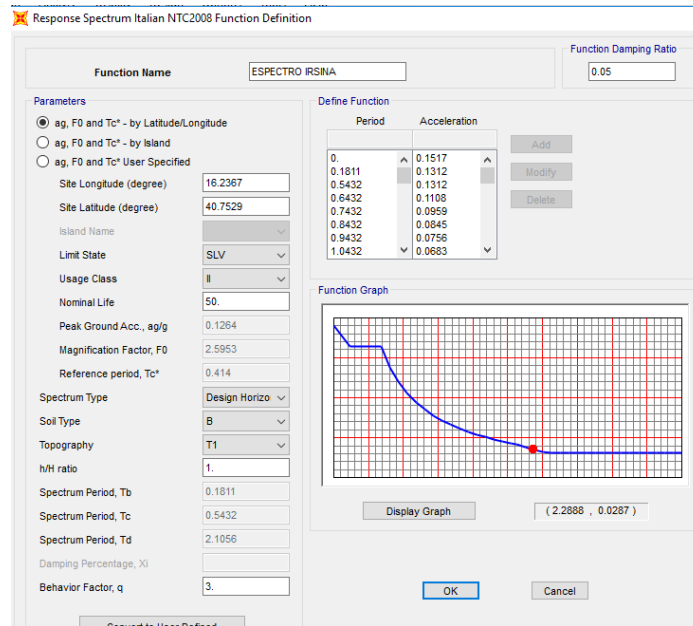


Figura 39. Elaboración del espectro mediante la NTC-08

El cálculo del espectro fue elaborado para un periodo T (s) igual a cuatro segundos como fin de estudio, esto debido a que el edificio de estudio se sitúa en un terreno (duro) donde la acción sísmica se presenta en periodos cortos y no tan largos como sucede en la ciudad de México, debido al tipo de suelo blando, conforme a esto, no es necesario verificar el edificio en un periodo mayor a los 4 segundos. El espectro resultante diseñado mediante la norma italiana, nos muestra una aceleración máxima de 0.15g en periodo de cero segundos, alcanza una aceleración constante de 0.1312g en un periodo de 0.36 segundos.

Una vez definido el espectro se procede a realizar los casos de carga (Load Cases) en donde se añaden las cargas vivas y muertas, así como también los casos referentes a sismo (sismo en dirección "x" y dirección "y") para el análisis modal (figuras 40 y 41).

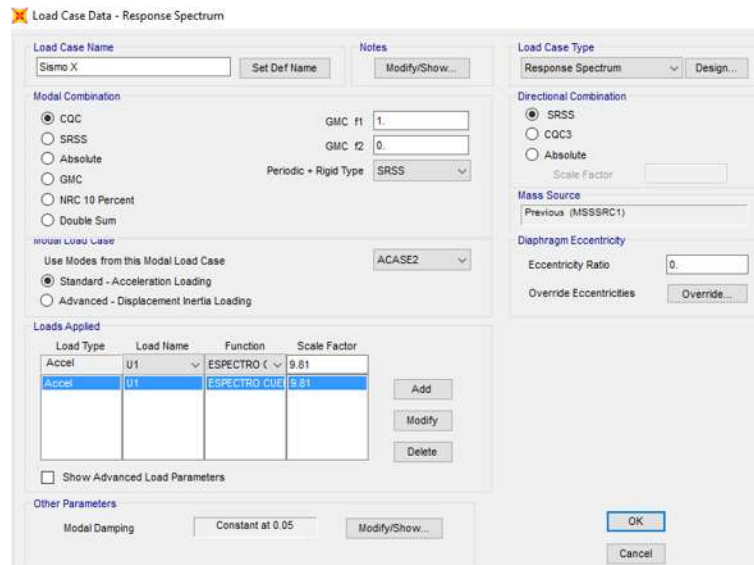


Figura 40. *Load Case* para sismo x (determinado como U1), en el cual se indica el espectro con el que se quiere analizar la estructura, en este caso de estudio se emplearán los dos espectros antes mencionados.

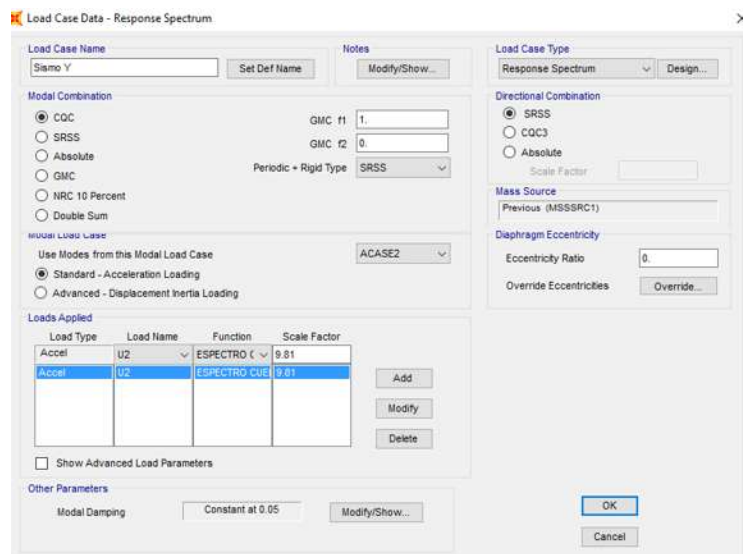


Figura 41. *Load Case* para sismo y (determinado como U2), en el cual se indica el espectro con el que se quiere analizar la estructura, en este caso de estudio se emplearán los dos espectros antes mencionados.

Las combinaciones de acciones empleadas en el análisis son tomadas de la NTC-04 en las cuales son consideradas dos categorías:

- Combinaciones que incluyen acciones permanentes (carga muerta) y acciones variables (carga viva máxima), multiplicado por un factor de 1.4 considerado en la sección 2.3 inciso “a” de la norma.

$$(CM + CV)1.4$$

- Combinaciones que incluyen acciones permanentes (carga muerta), variables (cargas vivas instantáneas) y accidentales, las cuales deberán multiplicarse por el factor de carga 1.1 especificado en la sección 3.4 inciso “b”. Las cargas accidentales son multiplicadas por 0.3 ya que indica el porcentaje de carga lateral por sismo en un sentido y el 100% en otro.

$$(CM + CVinst + Sx + 0.3Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst - Sx - 0.3Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst + Sx - 0.3Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst - Sx + 0.3Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst + 0.3Sx + Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst - 0.3Sx - Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst + 0.3Sx - Sy)1.1$$

$$(CM + CVinst - 0.3Sx + Sy)1.1$$

De esta manera se realizan las siguientes combinaciones de carga que serán anexadas en la sección “Load Combinations”. Se añade una combinación adicional la cual engloba todas las combinaciones agregadas, con el propósito de evaluar la estructura en la forma más vulnerable, se añade con el nombre “*ENVOLVENTE*”, mostrado en la figura 42. Es importante mencionar que las combinaciones de carga empleadas en esta investigación, son las establecidas solo por la NNTC-04.

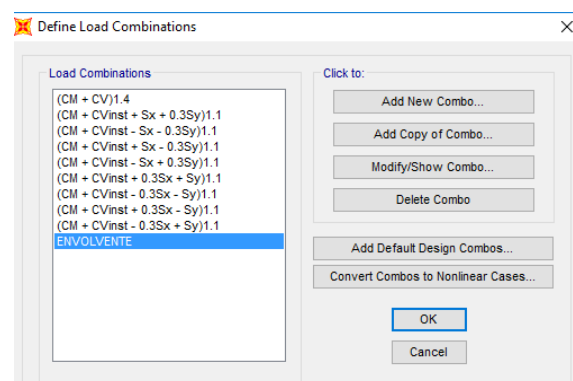


Figura 42. Combinaciones de carga.

Se definen las secciones de área que intervienen en el edificio, es decir, las áreas pertenecientes a losas (entrepiso y azotea), así como de escaleras. Esto se realiza ubicándose en la barra de tareas, define, sección properties, área section; en donde se crean secciones tipo Shell. Los elementos Shell se pueden usar para dar forma a las paredes, pisos, tanques, depósitos y cualquier otro elemento bidimensional de espesor limitado o elemento bidimensional sólido. Permiten modelar el comportamiento de los materiales compuestos, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de cada capa a base de la relación tensión-deformación del material correspondiente. Las figuras 43 y 44 presentan los elementos Shell empleados para la modelación de muros, (sezione muratura), escalera (sezione scala) y losa (sezione solaio).

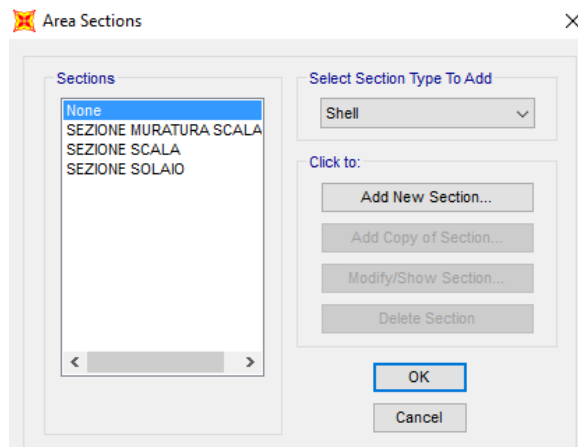


Figura 43. “Area sections” en donde se crean las secciones para escalera y losa.

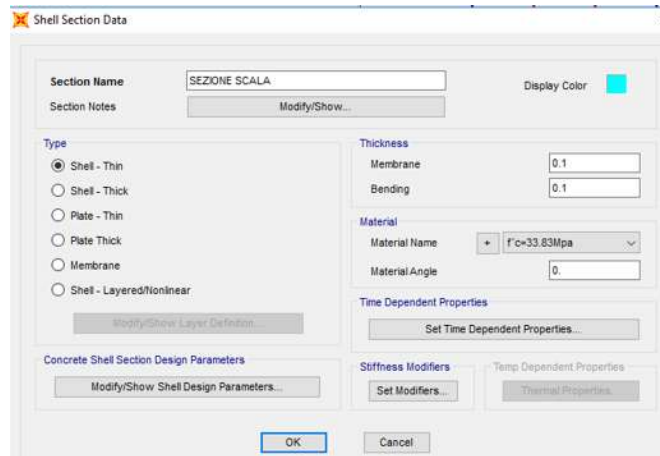


Figura 44. Interfaz que muestra los datos de la sección Shell para la escalera, en la cual se indica un espesor de 0.1 m, empleando la resistencia del concreto. El proceso se repite para la sección de las losas las cuales cuentan con un espesor de 0.05 m.

El proceso siguiente consiste en añadir las diferentes cargas a las secciones de viga, donde las consideras portantes tomaran las cargas muertas y vivas, las vigas que se encuentran en los extremos se les anexará una carga muerta por muros externos. Se añadirá una carga viva por balcones a las secciones de viga que cuenten con ello. Para la adición de estas cargas seleccionamos la viga a la que se pretende añadir la carga, posteriormente se coloca en la barra de tareas, assign, frameloads, distributed, donde se asignaran las respectivas acciones que carguen (figura 45).

Figura 45. Adición de cargas a las vigas.

Una vez finalizado este proceso se llevará a cabo el análisis del proyecto mediante el botón “Run Now”, en donde se podrán observar los momentos y cortantes a los que se encuentra sometida la estructura, para así lograr verificar cada uno de nuestros elementos estructurales.

6. DEMANDAS SÍSMICAS

6.1. ACCIÓN SÍSMICA

La acción sísmica de proyecto, es aquella en la que se evaluará el cumplimiento de varios estados considerados como límite, se define a partir de la “amenaza sísmica básica” de la obra de construcción. El peligro sísmico es definido en términos de la aceleración horizontal máxima esperada (a_g) en condiciones de campo libre sobre un sitio de referencia horizontal rígido, así como del orden del espectro de aceleración de respuesta elástica, que corresponde a $S_e(T)$, de acuerdo a la probabilidad de excedencia (PVR) durante el periodo de referencia (VR). (NTC, 2008).

6.1.1. PERIODO DE REFERENCIA

Las acciones sísmicas de cada edificio se evalúan en relación con un periodo de referencia VR, que se obtiene para cada tipo de estructura, multiplicando la duración de la vida nominal (VN) por el coeficiente de uso (C_u).

La vida nominal de la estructura VN, se entiende como el número de años en el que la estructura está sujeta a un mantenimiento ordinario donde no requiere de una intervención mayor. La vida nominal de los diferentes tipos de construcción se especifica a continuación en la tabla 13:

TIPO DE CONSTRUCCIÓN		VIDA NOMINAL (EN AÑOS)
1	TRABAJOS TEMPORALES- OBRAS PROVISIONALES-ESTRUCTURAS MENORES	≤ 10
2	TRABAJOS ORDINARIOS, PUENTES, INFRAESTRUCTURAS Y PRESAS DIMENSIONES O IMPORTANCIA NORMALES	≥ 50
3	LAS GRANDES OBRAS, PUENTES, OBRAS DE INFRAESTRUCTURA Y LAS GRANDES REPRESAS TAMAÑO O IMPORTANCIA ESTRATÉGICA	≥ 100

Tabla 13. Vida nominal en relación al tipo de construcción (tabla 2.4.1 NTC-08)

De esta tabla se selecciona una vida nominal de **50 años**, esto debido a las características estructurales que determinan una importancia normal para el edificio de estudio.

La clase de uso (Cu) se elige de acuerdo a la función que desempeña la estructura, para esto, se define la tabla 14 que muestra los coeficientes representativos a la clase de uso requerida.

CLASE I	Los edificios con la única presencia ocasional de personas.
CLASE II	Ofrece multitud normales, sin contenido peligroso para el medio ambiente y sin funciones públicas y sociales esenciales.
CLASE III	Las industrias con actividades peligrosas para el medio ambiente.
CLASE IV	Los edificios con funciones públicas o de importancia estratégica, incluso con referencia a la gestión de la protección civil en caso de un desastre. Industrias particularmente actividades peligrosas para el medio ambiente.

Tabla 14. Clases de uso (tabla 2.4.2 NTC-08).

La clase de uso adoptada para el edificio de análisis pertenece a una **clase** de tipo **II**, de acuerdo a la descripción mencionada en la tabla anterior.

6.1.2. CATEGORÍA DEL SUELO

Para el cálculo del espectro resulta necesario evaluar el efecto de la respuesta local del sitio, por lo que la normativa presenta una tabla donde se especifica una descripción de los tipos de suelo (tabla 15).

Categoría	DESCRIPCIÓN
A	Masas afloramiento de rocas o suelos muy rígidos que se caracterizan por valores de $V_{s,30}$ mayor 800 m/s, que comprende opcionalmente en la superficie de una de la capa de alteración, con un espesor máximo de 3m

B	Rocas blandas y depósito de suelos de grano grueso o muy engrosadas tierra en grano fino muy sustancial en las capas más de 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y los valores de $V_{s,30}$ comprendida entre 360 m/s y 800 m/s (es decir, $N_{spt,30} > 50$ en los suelos de grano grueso y $C_{u,30} > 250$ kPa en suelos de grano fino)
C	Los depósitos de suelos o suelos en medio de granularidad gruesas engrosadas en medio de grano fino sustancial en capas de más de 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad y los valores de $V_{s,30}$ comprendida entre 180 m/s y 360 m/s (o $15 < N_{spt,30} < 50$ en los suelos de grano grueso y $70 < C_{u,30} < 250$ kPa en los mejores suelos de grano fino).
D	Los depósitos de suelos gruesos poco engrosados hasta apenas grano fino consistente, con espesores superiores a 30 m, caracterizado por una mejora gradual de las propiedades mecánicas con profundidad y por los valores de $V_{s,30}$ de menos de 180 m/s (es decir $N_{spt,30} < 15$ suelos de grano gruesos y $C_{u,30} < 70$ kPa en suelos de grano fino).
E	Las porciones de los subsuelos de tipo C o D a un espesor inferior o igual a 20 m, lugares en el sustrato de referencia (con $V_s > 800$ m/s).

Tabla 15. Clasificación de los suelos (tabla 3.2.II NTC-08).

De acuerdo a las características propias del sitio, el análisis se realiza para una categoría del suelo de tipo **B**.

6.1.3. CONDICIONES TOPOGRÁFICAS

Para configuraciones superficiales simples (caso de estudio), se emplea la siguiente tabla que muestra la clasificación topográfica del lugar (tabla 16).

Categoría	Características de la superficie topográfica
T1	El nivel del suelo, laderas y colinas aisladas con una inclinación media de $i \leq 15^\circ$
T2	Pendientes con una inclinación media de $i > 15^\circ$
T3	Relieves con un ancho de cresta mucho más pequeño que en la base, y inclinación promedio de $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$

T4	Relieves con un ancho de cresta mucho más pequeño que en la base, e inclinación promedio de $i > 30^\circ$
----	--

Tabla 16. Características topográficas de la superficie (tabla 3.2.IV NTC-08).

Se elige una categoría topográfica **T1** donde se obtiene una inclinación media del terreno de $\leq 15^\circ$, es decir, un suelo plano de acuerdo a las características antes mencionadas pertenecientes al lugar donde se realiza la investigación.

6.2. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

Con el propósito de conocer la acción sísmica que acontece en el edificio de estudio ubicado en la comunidad de Irsina se propone evaluar, como método de investigación, el empleo del espectro de respuesta de dicha región, mediante la Norma Técnica Complementaria 2008 (NTC, 2008) y de esta manera conocer la vulnerabilidad sísmica que presenta nuestro caso de estudio.

6.3. EVALUACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA DEL CASO DE ESTUDIO

De acuerdo a la convención (2004-2006) con el Departamento de Protección Civil (DPC), el Instituto Nacional de Geofísica y Vulcanología (INGV) elaboró un mapa de la peligrosidad sísmica del territorio italiano, el cual ha sido publicado en el sitio <http://esse1.mi.ingv.it/>.

En este sitio es posible visualizar un mapa que incluye la peligrosidad sísmica, expresada en una cuadrícula regular con una separación de 0.05° , aproximadamente. Los mapas son interactivos y muestran dos de los parámetros de agitación:

- Ag, definida como la aceleración máxima horizontal del suelo, correspondiente al acrónimo internacional PGA (Peak Ground Accelaration);

- Se (T), definida como la respuesta espectral elástica en aceleración, representada en función del periodo T de la estructura, medida en g.

Los mapas se calcularán con referencia a una VR igual a 50 años. Las figuras 46 y 47 muestran en orden los mapas del sitio INGV relativos a todo el territorio italiano, en particular, a la Región Basilicata, y de esta manera a la comunidad de Irsina, donde se encuentra una probabilidad sísmica del 10% cada 50 años.

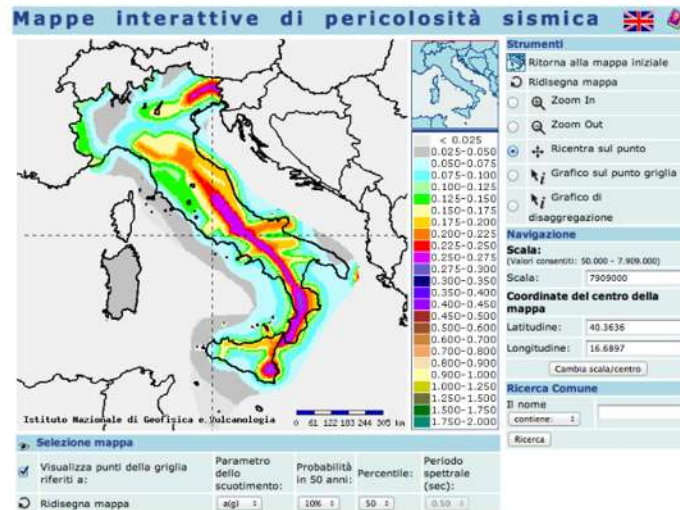


Figura 46. Mapa de peligrosidad sísmica del territorio nacional italiano de acuerdo con una probabilidad sísmica del 10% en 50 años (INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

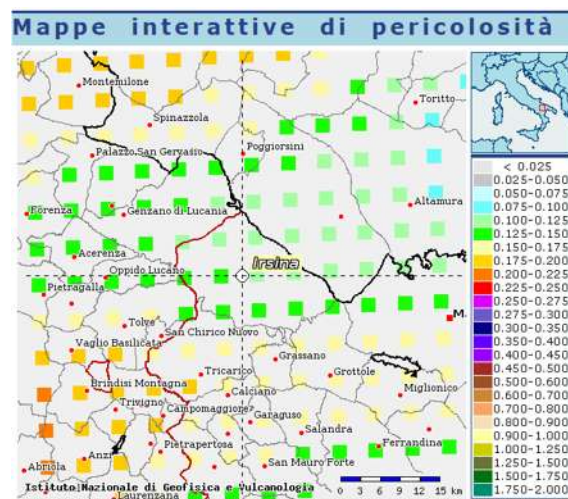
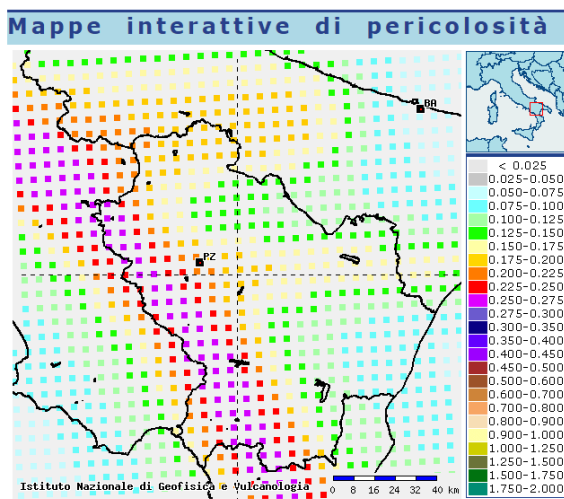


Figura 47. Mapa de peligrosidad sísmica del territorio nacional italiano de acuerdo con una probabilidad sísmica del 10% en 50 años. De lado izquierdo se muestra la región Basilicata y la presencia de la comunidad de Irsina (INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Las acciones de proyecto que se consideran para la comprobación de los estados límites de la estructura se obtienen de la NTC-08, tales como las aceleraciones (a_g) y sus relativas formas espectrales. Las formas espectrales proporcionadas por la NTC-08 se definen el sitio de referencia rígida horizontal en base a tres parámetros:

- A_g aceleración horizontal máxima.
- Valor máximo del factor de amplificación del espectro en la aceleración horizontal.
- El periodo de inicio de la velocidad constante del espectro en la aceleración horizontal.

Para cada nodo del patrón de referencia y para cada uno de los periodos de retorno TR considerados por el riesgo sísmico, se obtendrán haciendo referencia a los valores correspondientes al 50% y atribuyen los siguientes valores:

- Un valor g esperado del riesgo sísmico.
- $F_0 \cdot e \cdot T_c^*$ valores obtenidos mediante las formas espectrales en la aceleración, velocidad y desplazamiento propuestos por la NTC-08 al mínimo de las correspondientes formas espectrales proporcionadas del riesgo sísmico. La condición del mínimo se fija mediante la operación al mínimo cuadrado.

Los puntos de la red de referencia se definen en términos de latitud y longitud, donde se hace variar, primeramente, la longitud y después la latitud, en orden ascendente. La aceleración del sitio se expresa en $g/10$, es adimensional y expresado en segundos.

Las formas espectrales proporcionados por la NTC-08 se caracterizan de la selección de probabilidad de excedencia y vida de referimentos. Para este propósito se debe establecer lo siguiente:

- La vida de referimento VR, del edificio.
- La probabilidad de excedencia de la vida de referimento, asociado con cada uno de los estados límites considerados.

Con respecto a los estados límite que intervienen en las acciones sísmicas, y con relación a la NTC-08 (NTC, 2008), se definen los siguientes:

- **Estado de Límite de Operación (SLO):** Después del terremoto ocurrido en el edificio en conjunto, incluyendo las estructurales, no estructurales, los equipos pertinentes a su función, no sufren daños e interrupciones de uso significativas.
- **Estado Límite de Daño (SLD) :** Después del terremoto ocurrido en el edificio en conjunto, incluyendo las estructurales, no estructurales, los equipos pertinentes a su función reciben daño sin poner en riesgo a los usuarios y no afectan de manera significativa la capacidad de recuperación, así como a la rigidez ante acciones verticales y horizontales.
- **Estado Límite de Protección a la Vida (SLV):** Considera los efectos ocasionados por el terremoto donde el edificio ha sufrido alguna rotura o colapso de componentes e instalaciones estructurales y no estructurales, asociados a una pérdida significativa de la rigidez frente acciones horizontales; la estructura conserva una parte de las acciones verticales para resistencia, rigidez y un margen de seguridad con respecto a la caída de las acciones sísmicas horizontales.
- **Estado Límite de Prevención de Colapso (SLC):** Durante el terremoto, el edificio sufrió fracturas y colapsos de los componentes e instalaciones no estructurales y daños muy graves de los componentes estructurales. La estructura aún conserva un margen de seguridad para las acciones verticales y un estrecho margen de seguridad contra el colapso a las acciones horizontales.

De acuerdo a lo mencionado, para la elaboración del espectro de diseño se empleará el estado límite último **SLV** que considera los efectos de daño

ocasionados por el terremoto, en el cual el edificio ha sufrido rotura o colapso de componentes estructurales y no estructurales, así como pérdidas de rigidez ante acciones horizontales, la norma recomienda realizar al menos este estado límite último que corresponde al terremoto de mayor intensidad y de probabilidad de ocurrencia poca, para este caso **10%** (tabla 17).

DAÑOS DE ESTADO LÍMITE	ESTRUCTURA	DAÑOS ESTRUCTURALES	RESISTENCIA HORIZONTAL Y/O VERTICAL	INTERRUPCIÓN DE USO	P _{Vr} [%]
OPERACIONES (SLO)	DESPRECIABLE	NO SIGNIFICATIVO	TOTAL	NINGUNO	81
DAÑOS (SLD)	LIMITADO	LIMITADO	SIGNIFICATIVO	ÚNICO EQUIPO	63
SALVAGUARDAR VIDAS (SLV)	SIGNIFICATIVO	FRACTURAS Y COLAPSOS	PARCIAL	EQUIPO Y ESTRUCTURA	10
PREVENCIÓN DE COLAPSO (SLC)	GRAVE	FRACTURAS GRAVES Y COLAPSOS	MARGINADO	TOTAL	2

Tabla 17. Probabilidad de ocurrencia PVR, al variar el estado límite considerado (tabla 3.2.I NTC-08).

Se debe tener en cuenta que las coordenadas geográficas (latitud y longitud) de la ubicación del edificio de estudio, mediante la aplicación de los métodos de interpolación indicados en la norma NTC-08, permiten definir los parámetros de la peligrosidad sísmica para el caso de estudio presentados en la tabla 18 así como la figura 48 que representa los parámetros de la acción sísmica para los periodos de retorno especificados para cada uno de los estados límite.

Lat	40,7529	Long	16,2367
T _R	a _g / g	F _o	T _c *
30	0,040	2,522	0,278
50	0,051	2,498	0,318
475	0,125	2,595	0,418
975	0,155	2,636	0,440

Tabla 18. Peligrosidad sísmica para el caso de estudio.

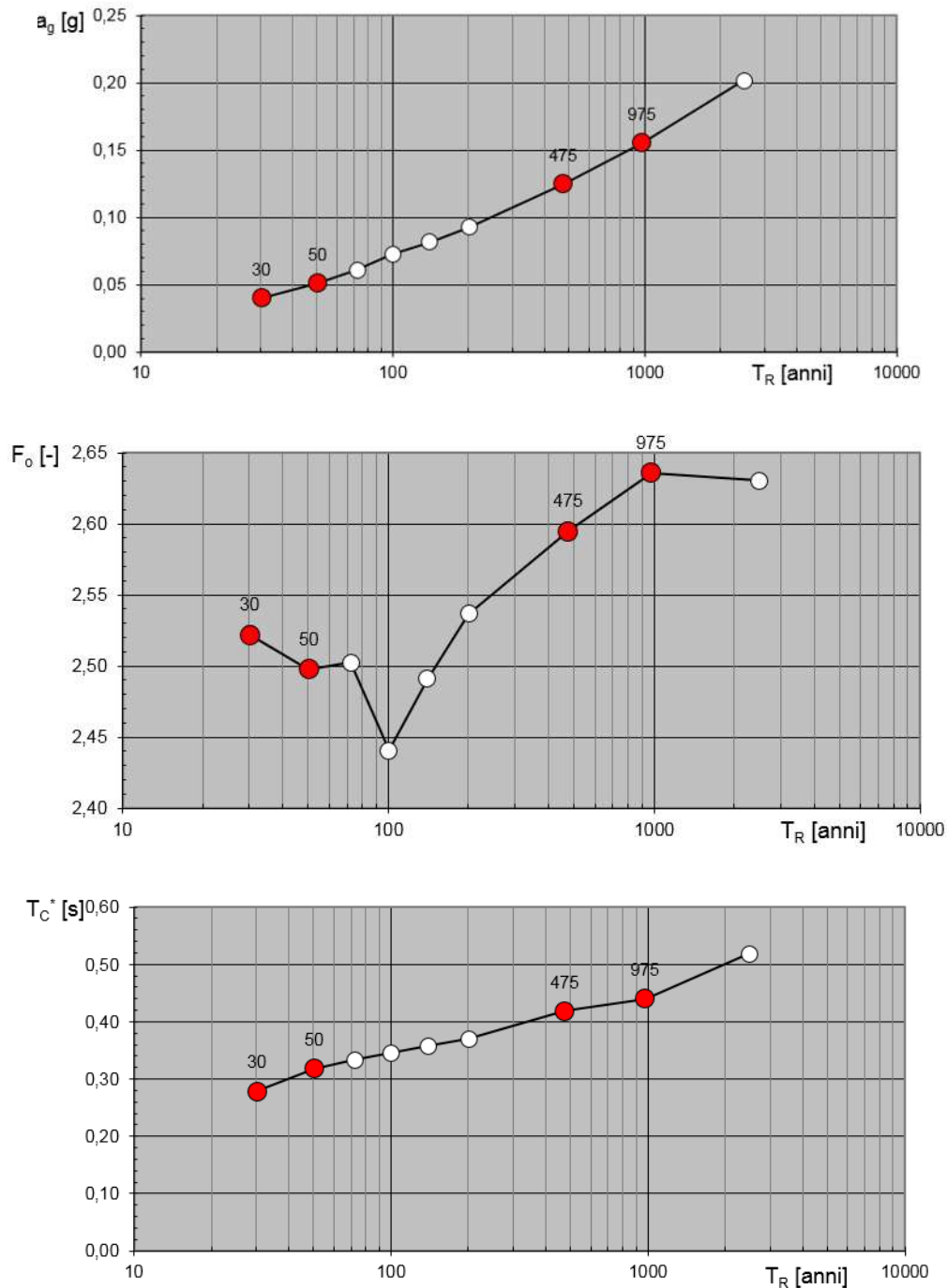


Figura 48. Parámetros relativos a la definición de la acción sísmica para el caso de estudio. (NTC, 2008)

En particular, los efectos de la acción sísmica pueden evaluarse según los siguientes métodos de análisis:

- Análisis estático lineal con espectro elástico o con el factor de estructura q .
- Análisis Modal con espectro de respuesta elástico dinámico o con el factor q .
- Análisis estático no lineal.

Para el caso de estudio fueron evaluados los efectos sísmicos horizontales usando un análisis dinámico, mediante el factor q .

Este método de análisis utiliza el espectro de diseño definido en el punto 3.2.3 de la NTC-08, en este punto se menciona lo siguiente:

“...es posible utilizar el espectro de diseño, definido en el p.t. 3.2.3 de la NTC, que se obtiene del espectro elástico reduciendo las ordenadas mediante el factor q de la estructura, cuyo valor se elige entre 1.5 y 3, de acuerdo a la tasa de regularidad, así como los materiales sometidos a la acción estática.”

Para el caso de uso del factor q para una estructura, todos los elementos estructurales dúctiles deben satisfacer las condiciones que las solicitaciones requieren de la acción sísmica reducida, sea menor o igual a la resistencia correspondiente.

A la luz de estas consideraciones, las columnas se verifican de acuerdo a la carga de compresión axial en referencia a la condición permanente, y como el modo de falla es dúctil, se asume que el factor estructural q es igual a **3** para verificaciones de flexión y de cortante en vigas.

6.4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO EN ACELERACIÓN DE LA COMPONENTE HORIZONTAL

El espectro de respuesta de aceleración elástica se expresa por una forma espectral de manera conjunta con una amortiguación del 5%, multiplicado por el valor de la aceleración horizontal máxima (a_g) en el sitio de referencia rígida horizontal.

Los espectros bien definidos son utilizados para las estructuras con periodo fundamental menor o igual a 4 segundos. Para estructuras con periodos fundamentales mayores, el espectro debe ser definido por un análisis o la acción sísmica debe ser descrita a través de acelerogramas.

El espectro de respuesta elástico de la componente horizontal está definido por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{NTC-08 Eq. 3.2.4}$$

Donde **T** y **Se**, son respectivamente, periodo de vibración y aceleración espectral horizontal.

S, representa el coeficiente que toma en cuenta la clase de subsuelo y condiciones topográficas, se calcula de la siguiente manera:

$$S = S_s * ST \text{ (NTC-08 Eq. 3.2.5)}$$

- Donde S_s es un coeficiente de amplificación estratigráfica del suelo (tabla 3.2.II NTC-08)
- ST coeficiente de amplificación topográfica (tabla 3.2.III NTC-08)

n es un factor que altera al espectro elástico para los coeficientes de amortiguamiento viscosos convencionales diferentes a 5%, utilizando la relación :

$$n = \frac{\sqrt{10}}{(5+\xi)} \geq 0.55 \text{ (NTC-08 Eq. 3.2.6)}$$

- ξ amortiguamiento que evaluado sobre la base de los materiales, el tipo de estructura y el suelo de fundación.

Fo es el factor que cuantifica la amplificación espectral máxima del sitio, tiene un valor mínimo igual a 2.2.

T_c indica el periodo correspondiente al inicio del intervalo a velocidad constante del espectro, calculado como:

$$T_c = C_c * T^*c \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.7})$$

- Donde C_c es un coeficiente en función de la categoría del suelo y T^*c indica el periodo inicial del intervalo a una velocidad constante del espectro en aceleración.

T_B y **T_D** corresponden a periodos determinados al inicio del intervalo del espectro en aceleración constante (expresados en segundos), se calculan de la siguiente forma:

$$T_B = \frac{T_B}{3} (\text{NTC-08 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = 4 \left(\frac{A_g}{g} \right) + 1.6 (\text{NTC-08 Eq. 3.2.9})$$

6.4.1. AMPLIFICACIÓN ESTRATIGRÁFICA

Para suelos de categoría A, los coeficientes S_s y C_c , tomarán el valor de 1. Para categorías de suelo B, C, D y E, los coeficientes S_s y C_c se calculan en función de los valores de F_o y T^*c , relativos al suelo de categoría A, mediante las expresiones mostradas en la tabla 19.

Tipo de Suelo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.0 \leq 1.4 - 0.4 * F_o \text{ ag/g} \leq 1.2g$	$1.1 * (T * c)^{-0.2}$
C	$1.0 \leq 1.7 - 0.6 * F_o \text{ ag/g} \leq 1.5g$	$1.05 * (T * c)^{-0.33}$
D	$1.0 \leq 2.4 - 1.5 * F_o \text{ ag/g} \leq 1.8g$	$1.25 * (T * c)^{-0.5}$
E	$1.0 \leq 2.0 - 1.1 * F_o \text{ ag/g} \leq 1.6g$	$1.15 * (T * c)^{-0.4}$

Tabla 19. Expresiones para S_s y C_c de acuerdo a la categoría del suelo, se toma una categoría **B**, para el caso de estudio (tabla 3.2.V NTC-08)

6.4.2. AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA

Con el propósito de tomar en cuenta las condiciones topográficas y en ausencia de un análisis específico de respuesta local, se utilizan los valores del coeficiente topográfico (ST) identificadas en la tabla 20 y definidos de acuerdo a la categoría topográfica del lugar de estudio.

Categoría Topográfica	Ubicación del Caso de Estudio	ST
T1	-----	1.0
T2	Correspondiendo a la parte superior de la pendiente	1.2
T3	Correspondiendo a la cresta del relieve	1.2
T4	Correspondiendo a la cresta del relieve	1.4

Tabla 20. Coeficiente de amplificación topográfica, la categoría que adopta el edificio de estudio pertenece a **T1**, tomando un valor de **ST** igual a **1**(tabla 3.2.VI NTC-08).

6.5. ACCIÓN SÍSMICA DEL PROYECTO

En relación a la peligrosidad del caso de estudio, la acción sísmica ha sido definida:

- Para una vida nominal de la construcción VN igual a 50 años y una clase de uso II Cu igual a 1.
- Un subsuelo de categoría B.
- Factor de amplificación topográfica ST igual a 1 (categoría topográfica T1).

De esta manera, se ha elegido llevar a cabo las comprobaciones de resistencia de los elementos estructurales con referencia al proyecto de acción sísmica en espera de una nueva construcción con la misma clase de usuario del edificio en cuestión.

Con el periodo de referencia definido y con el método análisis utilizado (análisis dinámico modal con el factor q), se obtienen las resistencias que darían lugar a la adaptación del edificio con respecto a la acción sísmica.

A continuación se presentan las siguientes tablas que muestran los parámetros A_g , F_0 , T_c^* , para la definición de la acción sísmica en VR igual a 50 años, así como los puntos importantes para la definición de los espectros en los diferentes estados límite, de acuerdo con las ecuaciones mencionadas con anterioridad en referencia a la NTC-08.

Estado Límite	P_{VR} (%)	T_R (años)	a_g (g/10) (m/sec ²)	F_0	T_c^* (sec)
SLO	81	30	0.040	2.522	0.278
SLD	63	50	0.051	2.498	0.319
SLV	10	475	0.125	2.595	0.418
SLC	5	975	0.155	2.636	0.440

Tabla 21. Definición de la acción sísmica para VR=50 años.

SLO- Valores de parámetros para la definición del espectro de acción horizontal				
S_T	S_S	T_B	T_C	T_D
1.000	1.200	0.132	0.395	1.760

Tabla 22. Definición del espectro para VR=50 años en el SLO.

SLD -Valores de parámetros para la definición del espectro de acción horizontal				
S_T	S_S	T_B	T_C	T_D
1.000	1.200	0.147	0.441	1.806

Tabla 23. Definición del espectro para VR=50 años en SLD.

SLV - Valores de parámetros para la definición del espectro de acción horizontal				
S_T	S_s	T_B	T_C	T_D
1.000	1.200	0.183	0.548	2.100

Tabla 24. Definición del espectro para VR=50 años en el SLV.

SLC - Valores de parámetros para la definición del espectro de acción horizontal				
S_T	S_s	T_B	T_C	T_D
1.000	1.200	0.190	0.571	2.222

Tabla 25. Definición del espectro para VR=50 años en el SLC.

La figura 49 presentada a continuación nos presenta los espectros elásticos para cada uno de los estados límite, donde se aprecia que el **SLC** presenta la mayor pseudo-aceleración. La figura 50 muestra la aceleración horizontal utilizada para nuestro caso estudio, representado por el estado límite **SLV**, dicho estado límite es empleado para la revisión de edificaciones existentes, de acuerdo a la NTC-08.

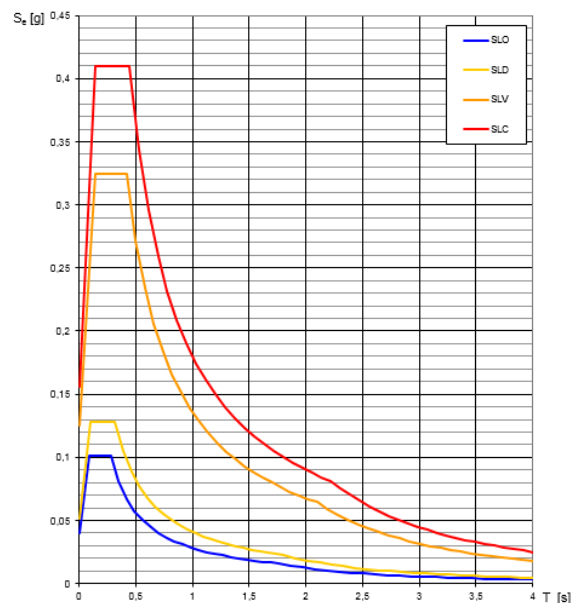


Figura 49 –Espectros de la componente horizontal para los diferentes estados límite.

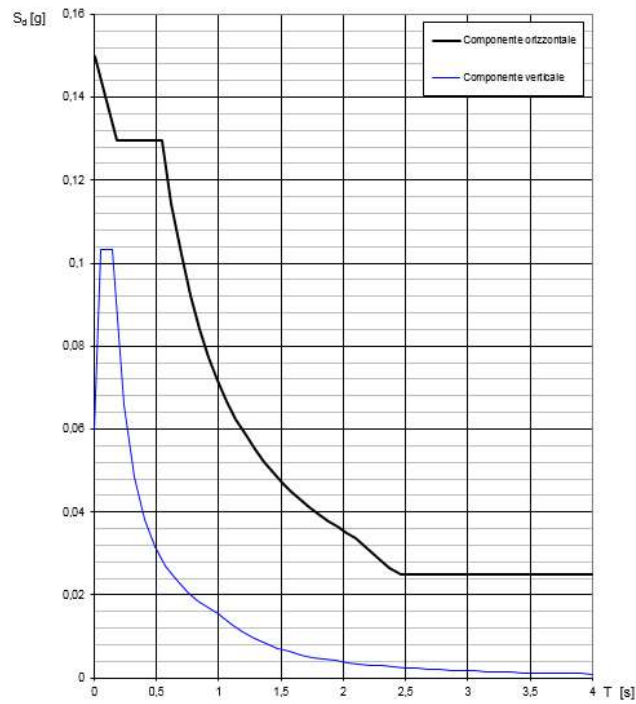


Figura 50 –Espectro SLV para el caso de estudio ($q=3$).

7. ANÁLISIS ESTÁTICO Y PROPUESTA DE REFUERZO

7.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

A continuación se presentan los resultados del análisis dinámico modal, donde se muestra la estructura modelada para la norma de estudio (NNTC-04, 2004). En las figuras 51, 52, 53, y 54 se muestran los modos de vibrar de la estructura, de los cuales, el primer modo de vibrar presenta características roto-traslacionales con prevalencia a lo largo de X ($T_1 = 0.976$ s) y con una prevalencia a lo largo de Y para el segundo y tercer modo de vibrar ($T_2 = 0.88$ s y $T_3 = 0.84$ s). Los primeros 12 modos son suficientes para excitar sustancialmente la totalidad de la masa del edificio.

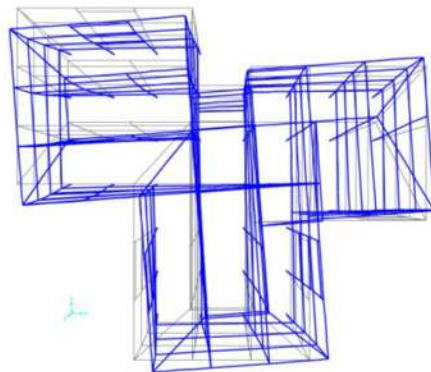


Figura 51. Primer modo de vibrar: forma modal ($T_1=0.976$ seg y Frecuencia = 1.024 Hz)

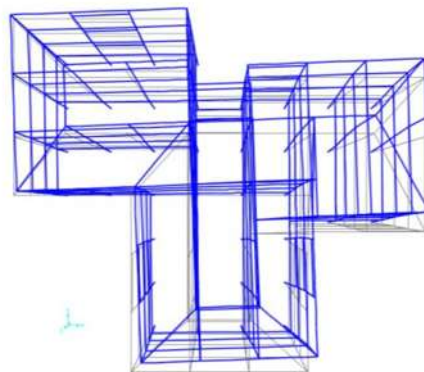


Figura 52. Segundo modo de vibrar: forma modal ($T_2=0.88$ seg y Frecuencia = 1.13 Hz)

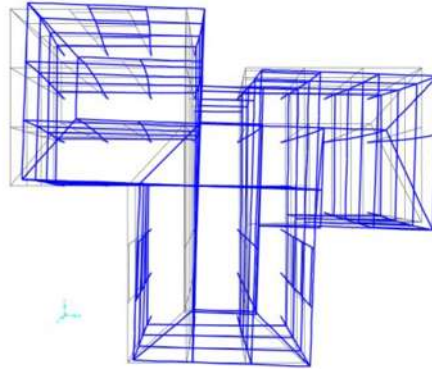


Figura 53. Tercer modo de vibrar: forma modal ($T_3=0.84$ seg y Frecuencia = 1.19 Hz)

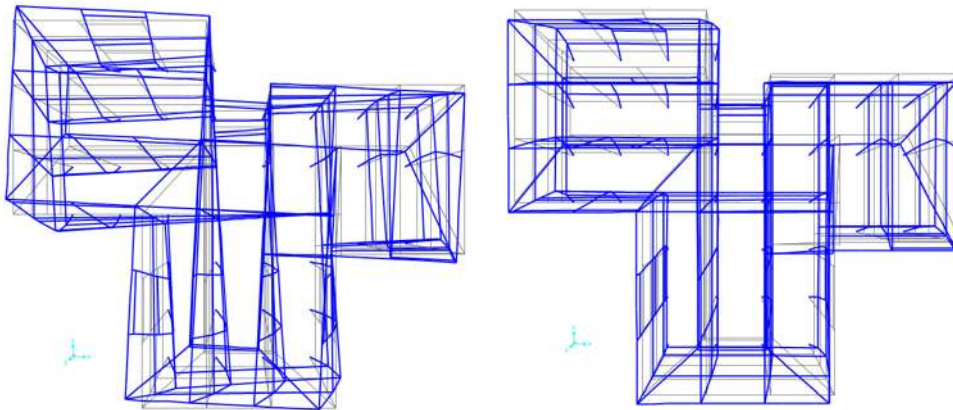


Figura 54. Cuarto y quinto modo de vibrar: formas modales ($T_4=0.30$ seg. Y $f=3.32$ Hz; $T_5=0,28$ seg y $f=3.57$ Hz)

De acuerdo a los modos de vibrar presentados con anterioridad, la estructura presenta torsión en el primer modo, por lo cual, esto se debe evitar. Por lo cual se pensó en agrandar la sección de las columnas con el propósito de evitar la torsión y convertir su movimiento en un solo eje. De esta manera usando el principio de las rigideces se calcularon las secciones para cada una de las columnas y posteriormente se comprobaron en el software de elementos finitos

(SAP2000v.19.0.0), para verificar que el movimiento torsional no se cumpla. La tabla 26 muestra las secciones resultantes de las columnas.

COLUMNA	b (cm)	h (cm)
1	60	60
2	30	30
3	30	30
4	60	55
5	60	60
6	30	30
7	30	60
8	50	50
9	60	55
10	30	30
11	30	30
12	60	60
13	60	55
14	55	55
15	55	55
16	55	55
17	55	55
18	55	55
19	60	60
20	50	30
21	50	30
22	55	55
23	60	60
24	60	60
25	30	30
26	30	30
27	30	30
28	30	55
29	55	55
30	30	30
31	30	30
32	55	55
33	55	55
34	55	55
35	55	55
36	50	50
37	50	50
38	50	50
39	55	55
40	50	55

Tabla 26. Sección de columna ya incrementada su sección.

De acuerdo al desplazamiento lateral máximo que puede tener el edificio, en la sección 1.8 de la NTC para diseño sísmico se menciona lo siguiente:

“Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012....”

De acuerdo a lo mencionado como la estructura no cuenta con muros de mampostería como elemento que aporte rigidez a la estructura, el límite empleado para el desplazamiento máximo será de 0.012. De esta manera, al revisar los desplazamientos mediante el software de apoyo, se presenta una tabla que será mostrada en la sección de anexos de esta investigación. Es importante mencionar que el desplazamiento máximo será de 3.8 cm.

Al momento de correr el sistema de elementos finitos para verificar si los desplazamientos cumplen o no con la norma, se presentó como máximo desplazamiento 2.2 cm, de esta manera el edificio, caso de estudio, cumple con los requisitos para desplazamiento laterales. De esta manera el edificio cumple con los problemas de torsión mediante el aumento de sección en las columnas y con la adición de muros de cortante (como se aprecia en las figuras 53-60).

7.2. MUROS DE RIGIDEZ O DE CORTANTE

Su función permite básicamente absorber las fuerzas laterales coplanares (sismo, viento), rigidizando la estructura con el propósito de reducir las deformaciones excesivas y por consiguiente los daños, que puedan afectar el comportamiento integral de la misma. Los muros de cortante elaborados de concreto armado, ante los sismos severos presentan dos tipos principales de fallas: flexión y fuerza cortante. Sin embargo, si no se controlan adecuadamente estas fallas, pueden

degenerar en un tipo de falla más peligrosa e irreparable como es la falla por deslizamiento o corte-cizalla (Carrillo & M. Alcocer, 2011).

RECOMENDACIONES:

Si la edificación es de dos pisos o más, los muros de cortante deben ser coincidentes en todos sus niveles.

Cuando se construyan placas de concreto armado que sean colindantes a predios con muros de ladrillo o adobe, estos muros del vecino, no deberán ser utilizados como encofrados para el vaciado de la placa.

No se debe colocar ningún accesorio ni tubería sobre el muro, porque la debilita.

La distribución de muros de cortante con el propósito de estabilizar los efectos de torsión, se presentan en las siguientes figuras, así como también, se muestran los primeros modos de vibrar.

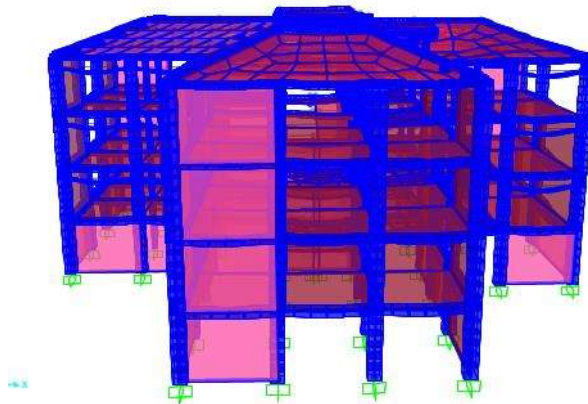


Figura 55. Vista de Fachada

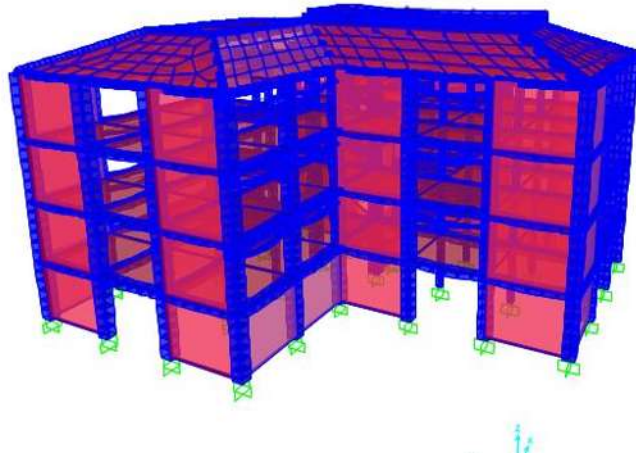


Figura 56. Vista Lateral Izquierda.

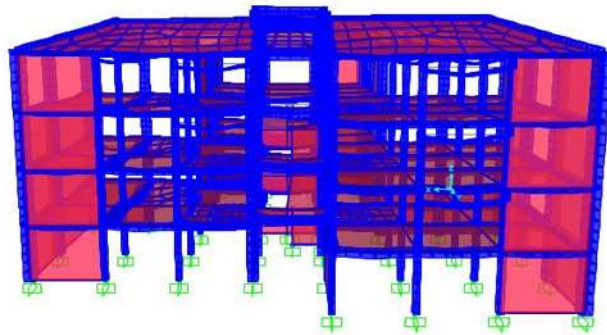


Figura 57. Vista Posterior

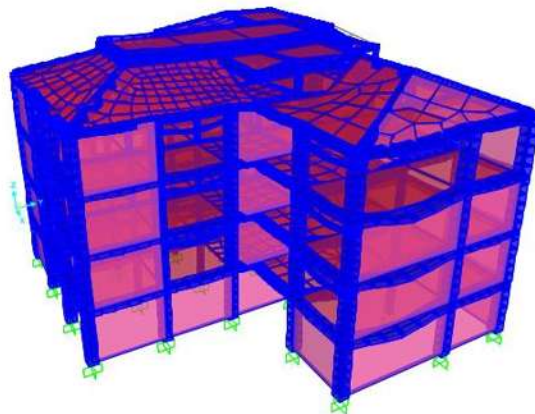


Figura 58. Vista Lateral Derecha

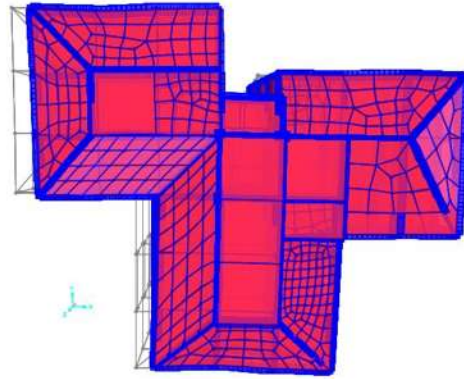


Figura 59. Primer modo de vibrar ($T= 0.289$ s).

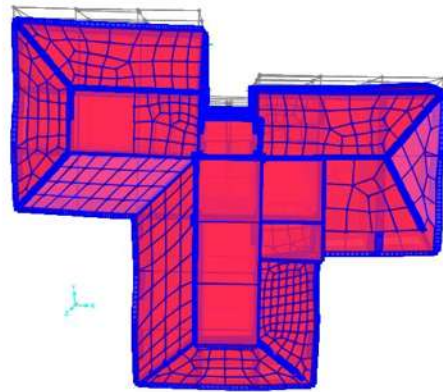


Figura 60. Segundo modo de vibrar ($T= 0.176$ s).

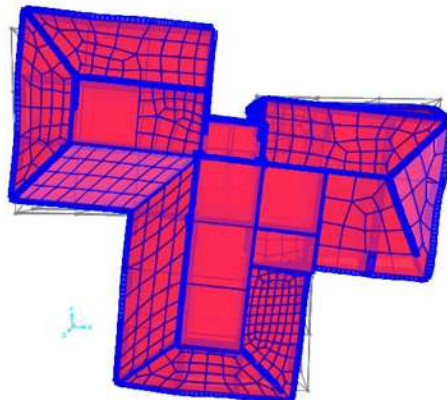


Figura 61. Tercer modo de vibrar ($T= 0.138$ s).

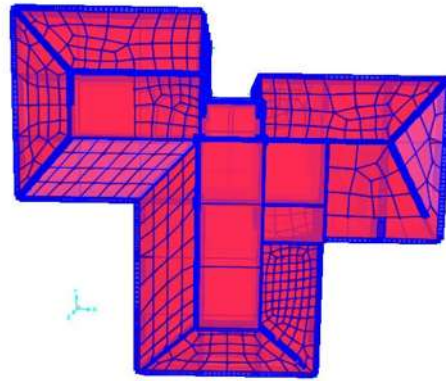


Figura 62. Cuarto modo de vibrar ($T= 0.121$ s).

7.3. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MEDIANTE LA NTC-2004

A continuación se presentan los resultados obtenidos mediante el software de cálculo (Sap2000 v.19.0.0), mediante el cual se muestran las resistencias a flexión y cortante requeridas en cada sección de viga (tabla 27). Principalmente, se obtiene que las secciones de viga resultan ser las más críticas en cuanto a resistencias se refieren. La sección de vigas a verificar se logran apreciar en la figura 63, las cuales deberán ser comparadas con el cálculo de las resistencias determinadas mediante las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal del 2004 (NNTC-04, 2004), con el propósito de determinar si la viga resiste o no a las resistencias solicitantes.

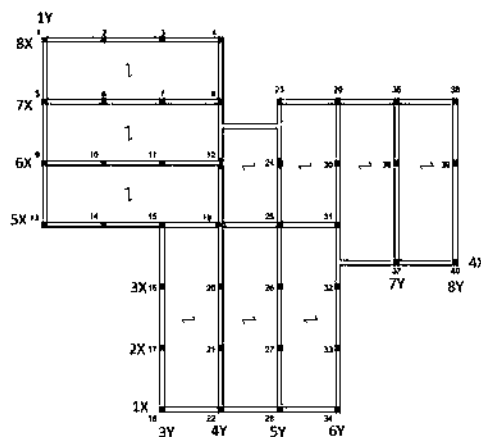


Figura 63. Identificación de la sección de estudio de vigas y columnas.

VIGAS	APOYO		CLARO		APOYO	
	M. ÚLTIMO (TON-M)	V. ÚLTIMO (Ton)	M. ÚLTIMO (TON-M)	V. ÚLTIMO (Ton)	M. ÚLTIMO (TON-M)	V. ÚLTIMO (Ton)
1-2	11.70	9.60	3.36	4.50	11.94	10.26
2-3	10.91	9.52	2.20	3.50	10.85	9.48
3-4	11.98	10.28	2.70	4.55	11.50	9.55
5-6	10.97	9.98	3.30	3.98	11.50	10.70
6-7	10.40	9.70	2.75	2.97	10.30	9.69
7-8	11.37	10.60	3.10	3.70	3.48	9.87
9-10	10.20	9.60	3.30	3.60	10.90	10.40
10-11	9.84	9.47	2.74	2.69	9.89	9.46
11-12	10.67	10.12	3.21	3.23	8.92	9.14
13-14	9.70	8.86	3.28	3.60	10.35	9.90
14-15	9.50	9.60	2.90	2.80	8.79	9.06
15-19	9.76	8.12	2.22	3.90	11.37	8.10
19-25	10.60	6.60	1.36	3.86	4.75	4.75
18-22	9.09	6.00	1.19	3.95	8.70	6.23
22-28	7.81	5.49	0.86	3.26	7.90	5.55
28-34	8.62	6.17	1.18	3.88	9.20	6.05
31-37	3.90	3.69	1.18	2.44	6.65	4.80
37-40	7.56	5.76	1.57	3.17	7.70	5.53
23-29	8.16	5.87	1.53	3.26	5.87	5.87
29-35	5.20	7.20	5.18	2.90	7.19	5.18
35-38	7.26	5.20	0.79	2.90	7.19	5.18
1-5	9.30	6.53	1.22	4.20	9.76	6.33
5-9	8.39	5.79	0.85	3.50	8.34	5.77
9-13	9.81	6.35	1.21	4.20	9.20	6.50
15-16	11.36	9.90	2.60	4.18	10.70	9.16
16-17	10.28	9.31	2.85	3.20	10.35	9.37
17-18	10.87	9.23	2.65	4.20	11.31	9.90
4-8	7.93	5.81	1.20	3.52	8.26	5.46
8-12	11.67	9.83	3.23	4.65	7.94	35.50
12-19	16.60	11.83	4.58	8.13	15.11	11.98
8-23	4.11	3.92	1.58	2.00	3.89	3.26
19-20	9.90	9.60	3.00	2.40	7.80	9.20
20-21	10.61	9.90	2.77	3.15	10.88	9.87
21-22	11.00	9.99	3.30	4.00	11.60	10.80
23-24	13.87	11.50	10.57	10.48	20.40	41.00
24-25	15.50	11.78	3.27	5.02	12.05	11.30
25-26	10.78	9.89	2.78	3.30	10.96	10.16
26-27	10.55	9.79	2.79	3.09	10.60	9.86
27-28	11.76	10.87	3.30	4.11	11.09	10.04
29-30	11.67	11.14	3.26	4.30	12.18	11.14
30-31	11.40	10.26	2.78	3.40	11.37	10.27
31-32	12.30	11.21	3.26	4.95	3.06	7.14
32-33	2.73	9.44	2.80	3.43	10.54	9.30
33-34	11.67	10.13	2.66	4.41	11.25	9.40
35-36	13.50	11.08	2.60	6.30	16.70	13.39
36-37	18.30	16.15	9.08	2.54	17.02	15.10
38-39	13.60	10.43	2.12	6.31	15.80	12.16
39-40	16.88	13.13	7.48	2.56	16.20	12.30

Tabla 27. Cortante y momento último presente en secciones de viga (primer nivel), con base a los resultados determinados por el software.

7.3.1. VERIFICACIÓN DE CORTANTE Y FLEXIÓN PARA VIGAS

Para realizar la verificación de las vigas se emplearon los criterios de las Normas Técnicas Complementarias Vigentes del Distrito Federal 2004, con el fin de obtener el momento flexionante como el cortante resistente de las vigas.

A continuación se presenta el cálculo de la resistencia de la sección de viga 28-27 (paso a paso), siguiendo los criterios de la NTC-04 (NNTC-04, 2004), dicha viga se muestra en la figura 64.

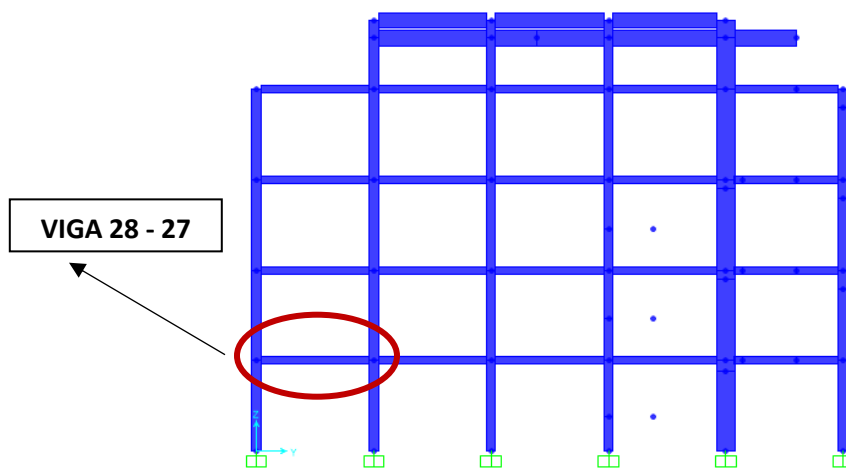


Figura 64. Representación de la sección de viga a evaluar mediante los métodos de la normativa mexicana. (SAP2000 v.19.0.0)

MOMENTO RESISTENTE

Datos: **Se analiza la viga 28-27**

$$F'c=255 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c=204 \text{ kg/cm}^2 \quad f'c=173.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy=2753.23 \text{ kg/cm}^2 \quad r=3\text{cm} \quad d= 21\text{cm}$$

Procedimiento:

Del plano estructural tenemos para la viga 27-28 un área de acero igual a A_s real=11.06 cm² (apoyo)

Se calcula el porcentaje de acero mínimo y máximo.

$$Pb = \frac{f''c}{fy} * \frac{6000\beta}{fy + 6000} = 0.0366$$

$$Pmax = 0.75 * Pb = 0.0275$$

$$Pmin = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = 0.00405$$

$$Qmin = Pmin \frac{fy}{f''c} = 0.0644$$

$$Qmax = Pmax \frac{fy}{f''c} = 0.4366$$

Calculamos ρ

$$\rho = \frac{Asreal}{bd} = 0.0075 \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.7})$$

Calculando q

$$q = \rho * \frac{fy}{f''c} = 0.1194 \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.6})$$

NOTA: Como el índice de acero se encuentra entre el porcentaje de acero mínimo y máximo, se considera correcto y se procede a calcular el Momento Resistente.

Calculando el Momento Resistente

$$Mr = Fr * b * d^2 * f''c * Q * (1 - 0.5Q) \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.4})$$

$$Mr = 0.9 * 70 * 21^2 * 173.4 * 0.1194 * (1 - 0.5 * 0.1194) = 541142.26 \text{ kg} * \text{cm}$$

CORTANTE RESISTENTE

Datos: **Se analiza la viga 28-27**

$F'c=255 \text{ kg/cm}^2$ $f^*c=204 \text{ kg/cm}^2$ $f'c=173.4 \text{ kg/cm}^2$ S estribo=

$Fy \text{ estribo}=3000 \text{ kg/cm}^2$ $r=3\text{cm}$ $d=21\text{cm}$ $As=11.06 \text{ cm}^2$ $Av \text{ estribo}=0.283 \text{ cm}^2$

Procedimiento:

Procedimiento:

Calculamos ρ

$$\rho = \frac{A_{sreal}}{bd} = 0.0075 \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.7})$$

Si $\rho < 0.015$

$$VCR = FR * b * d * (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c} * \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.19})$$

Si $\rho \geq 0.015$

$$VCR = 0.5FR * b * d * \sqrt{f_c} * \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.20})$$

Como $\rho < 0.015$ se utiliza la Ecuación 2.19.

$$VCR = 0.8 * 70 * 21 * (0.2 + 20(0.0075)) \sqrt{204} = 5886.16 \text{ kg}$$

Calculando VSR

$$VSR = \frac{FR * Av * fy \text{ estribos} * d}{S \text{ estribos}} \quad (\text{NTC-04 Eq. 2.23})$$

$$VSR = \frac{0.8 * 0.283 * 3000 * 21}{20} = 716.16 \text{ kg}$$

Calculando el cortante resistente de la viga

$$VR = VCR + VSR$$

$$VR = 5886.82 + 713.16 = 6599.98 \text{ kg}$$

A continuación, en las tablas 28 y 29 se presenta la información de los cálculos de cortante y momento flexionante referente a cada una de las vigas, en donde se comparan los resultados calculados para cada una de las vigas mediante la NNTC-04 y se comparan con la carga solicitante, de esta manera se conocerá si las resistencias pasan o no.

7.3.2. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA DE COLUMNAS

Con el fin de obtener una evaluación de la resistencia del edificio, se analizan las secciones de columnas enumeradas de acuerdo a la figura 65.

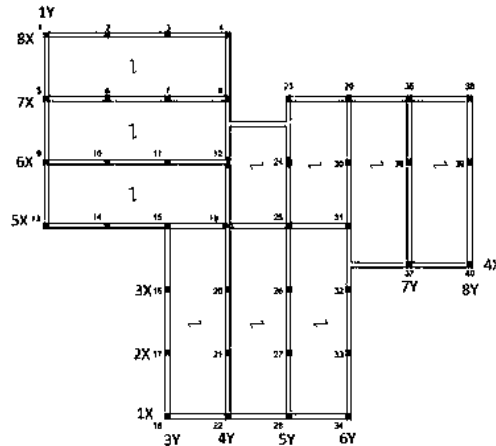


Figura 65. Identificación de columna en el plano "xy"

Mediante el apoyo del programa de elementos finitos (Sap2000 v.19.0.0), se emplea la relación de capacidad (*Capacity of Ratio*) de las columnas, en la cual se analizan las resistencias en base a la Norma Técnica Complementaria 2004.

A continuación se presentan los resultados de las verificaciones efectuadas a las columnas (figuras 67 a 74). Los valores de los esfuerzos para la verificación a flexo-compresión se derivan del modelo de cálculo basado en elementos finitos (SAP2000 v.19.0.0) con referencia sólo a las combinaciones de cargas verticales (ya que como el edificio fue diseñado solo para resistir las cargas verticales, resulta apropiado conocer si resiste o no a dichas cargas). La verificación se realiza considerando un dominio $Nu-Mxu-Myu$ tridimensional, las siguientes figuras para cada elemento incluyen los factores de seguridad denominados relación CR entre la distancia L-O desde O ($N = 0, Mx = 0, My = 0$) del punto Psd (Nsd, Mxd, Myd) que representa las tensiones de cálculo (punto L de la figura 66) y la distancia C-O desde el punto O del punto Pu (Nu, Mxu, Myu) que representa la condición de rotura más adelante). Si la relación es $CR > 1$, no se satisface (la columna se presenta en color rojo).

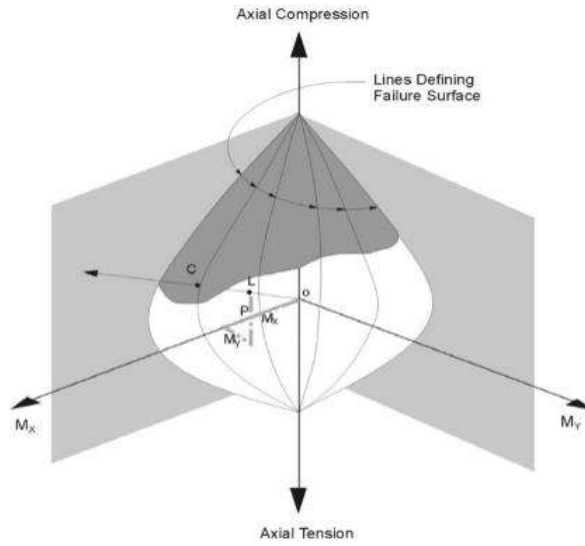


Figura 66. Representación geométrica de la relación de capacidad de radio de la columna (SVIBS, 1999).

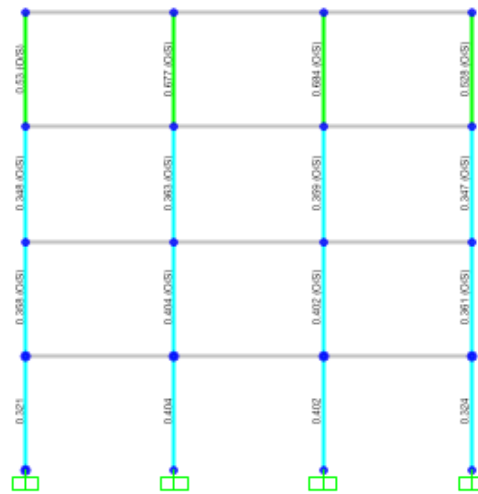


Figura 67. Plano 1X

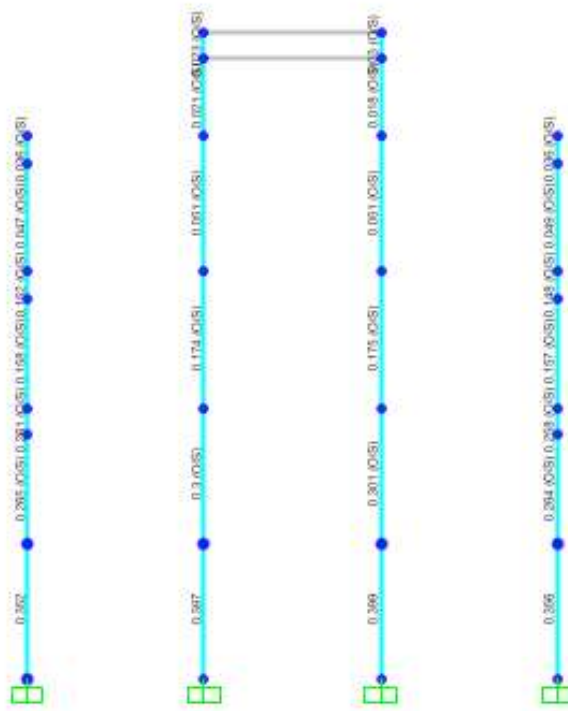


Figura 68. Plano 2X

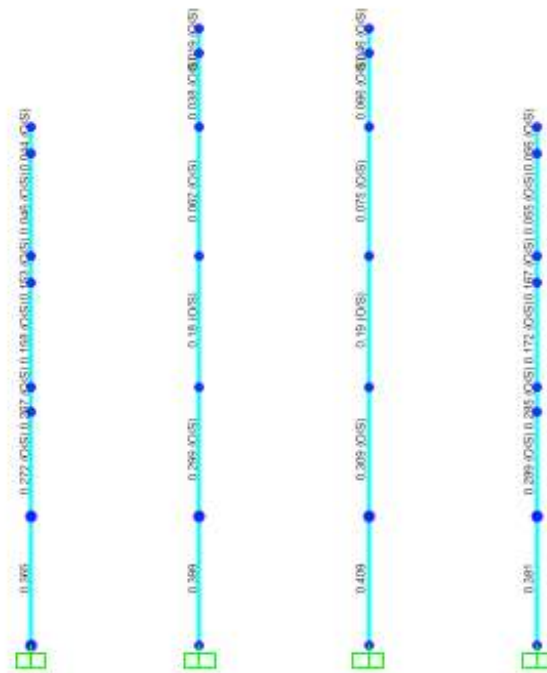


Figura 69. Plano 3X

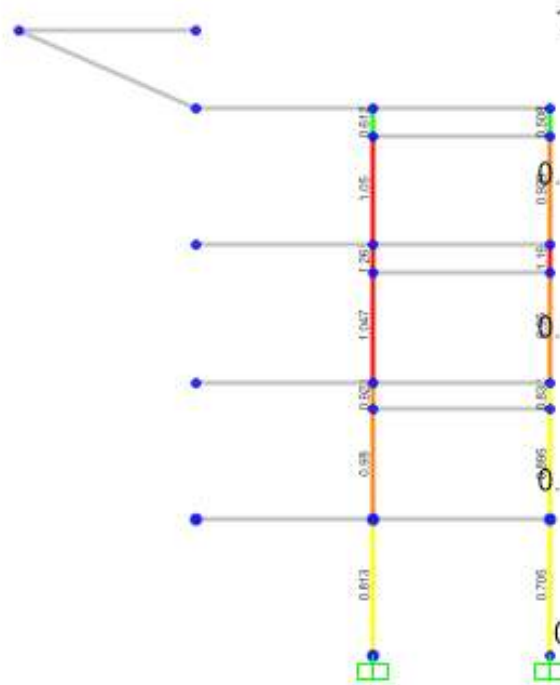


Figura 70. Plano 4X

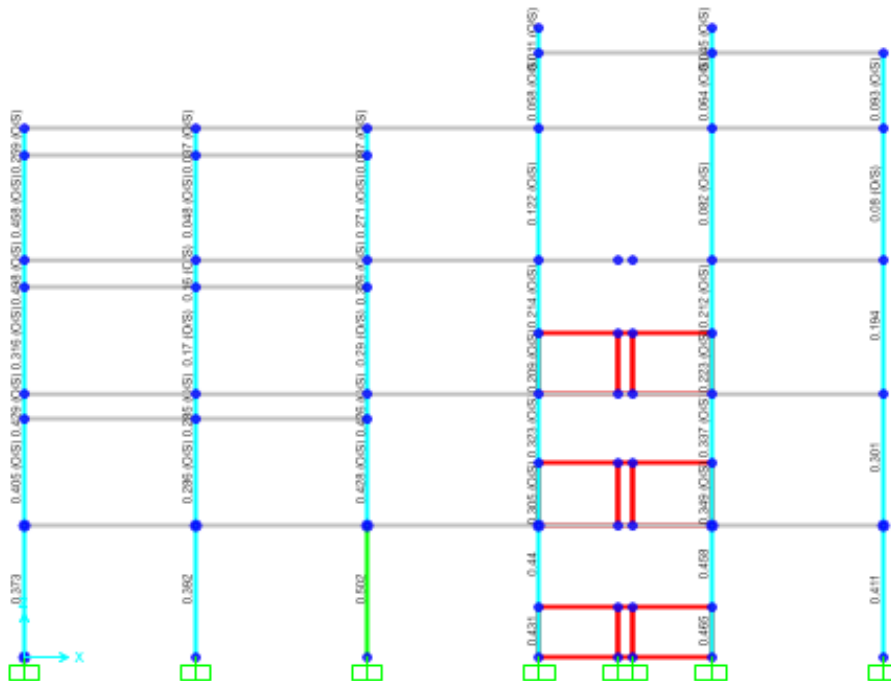


Figura 71. Plano 5X

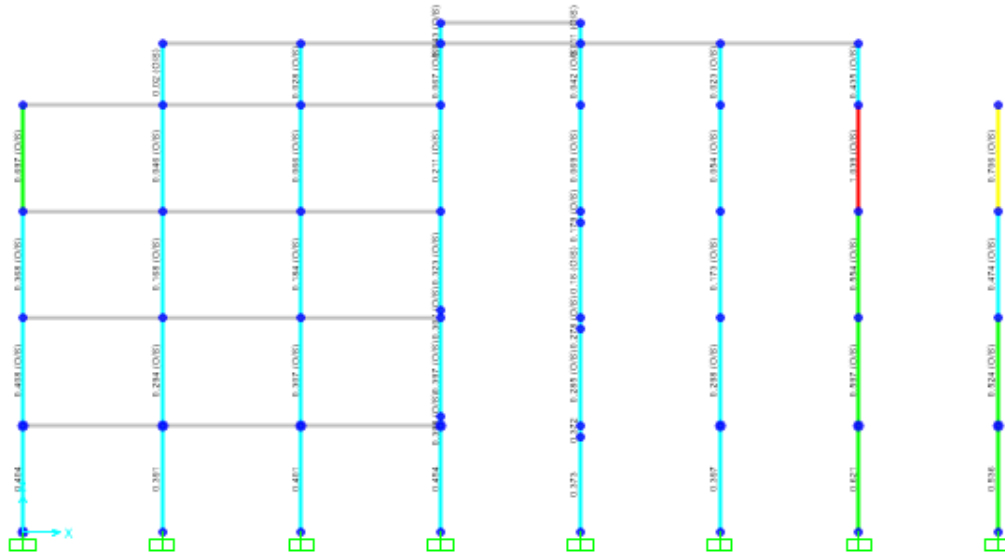


Figura 72. Plano 6X

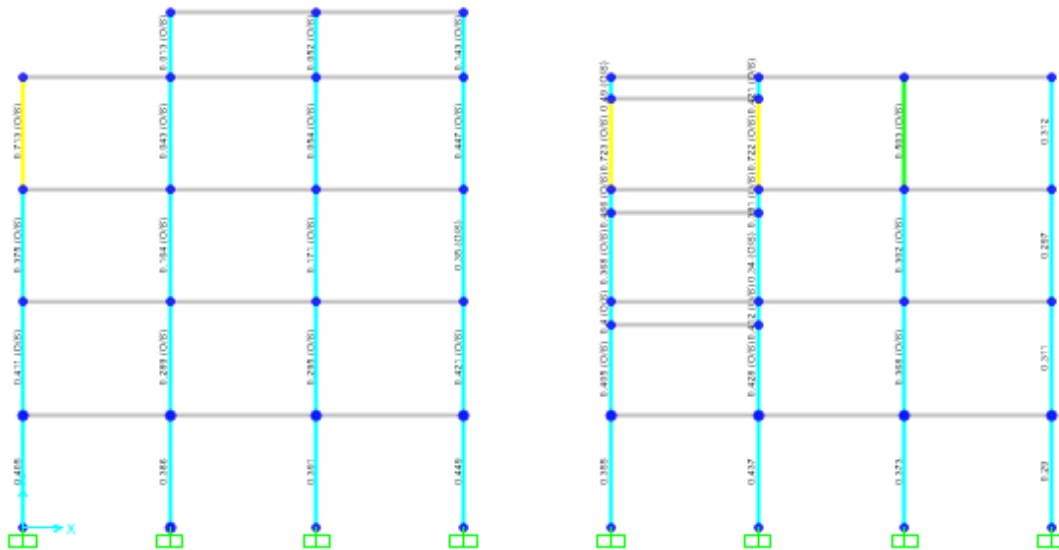


Figura 73. Plano 7X

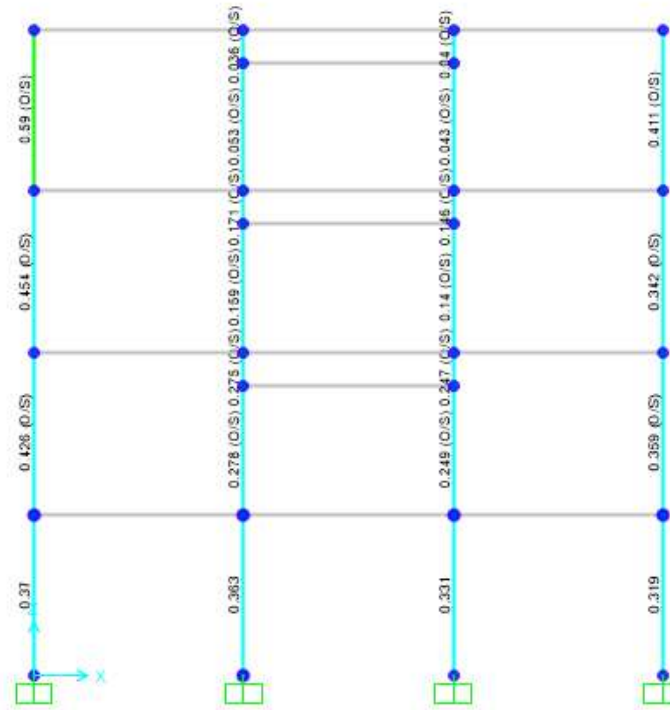


Figura 74. Plano 8X

En las figuras mostradas con anterioridad se observa que las columnas 36 y 37 (figura 72 y 70) no satisfacen por lo que se recomienda hacer intervención en ellas con el propósito de incrementar su resistencias.

Cabe mencionar que el análisis se realizó para las columnas aún sin reforzar, con el propósito de conocer si estas cumplen con base a las cargas verticales (ya que de esta manera fue diseñado el edificio), donde se obtuvo que dos de ellas *no pasan*. Posteriormente, en este trabajo se evaluarán las columnas ya reforzadas con el propósito de ver su comportamiento ante carga sísmica.

7.3.3. CONFRONTACIÓN DEL MOMENTO ÚLTIMO Y SOLICITADO DE LAS VIGAS

Una vez determinadas las resistencias de cada viga se deberán comparar con las resistencias últimas determinados con el software Sap2000 v.19.0.0, como se muestra en las tablas 28 y 29, donde se representa en color "rojo" todas aquellas vigas en las que no cumple el momento último con el momento requerido, en cambio, todas aquellas señaladas en color verde, representan que el momento

último satisface al requerido. En caso de que el momento o cortante resistente sean menores que los valores últimos, se deberá hacer una intervención a cada columna o viga con el propósito de modificar sus propiedades y así puedan cumplir con la resistencia solicitante.

CONFRONTACIÓN ENTRE EL MOMENTO RESISTENTE CON EL SOLICITANTE									
VIGA	APOYO			APOYO			CLARO		
	RESISTENTE (ton-m)	SOLICITANTE (ton-m)	PASA	RESISTENTE (ton-m)	SOLICITANTE (ton-m)	PASA	RESISTENTE(ton-m)	SOLICITANTE (ton-m)	PASA
1-2	5.41	11.70	NO	5.41	11.94	NO	3.95	3.36	OK
2-3	5.41	10.91	NO	5.41	10.85	NO	3.40	2.20	OK
3-4	5.41	11.98	NO	5.41	11.50	NO	3.95	2.70	OK
5-6	5.41	10.97	NO	5.41	11.50	NO	5.01	3.30	OK
6-7	5.41	10.40	NO	5.41	10.30	NO	3.95	2.75	OK
7-8	5.41	11.37	NO	5.41	3.48	OK	5.01	3.10	OK
9-10	5.41	10.20	NO	5.41	10.90	NO	5.01	3.30	OK
10-11	5.41	9.84	NO	5.41	9.89	NO	3.95	2.74	OK
11-12	5.41	10.67	NO	5.41	8.92	NO	5.01	3.21	OK
13-14	5.41	9.70	NO	5.41	10.35	NO	3.95	3.28	OK
14-15	5.41	9.50	NO	5.41	8.79	NO	3.40	2.90	OK
15-19	5.41	9.76	NO	5.41	11.37	NO	5.01	2.22	OK
19-25	5.41	10.60	NO	4.54	4.75	NO	4.27	1.36	OK
18-22	3.47	9.09	NO	4.21	8.70	NO	3.38	1.19	OK
22-28	4.21	7.81	NO	4.21	7.90	NO	3.05	0.86	OK
28-34	4.21	8.62	NO	3.47	9.20	NO	3.38	1.18	OK
31-37	4.21	3.90	OK	3.47	6.65	NO	3.38	1.18	OK
37-40	3.47	7.56	NO	3.47	7.70	NO	3.38	1.57	OK
23-29	3.47	8.16	NO	4.21	5.87	NO	3.38	1.53	OK
29-35	4.21	5.20	NO	4.21	7.19	NO	3.05	5.18	NO
35-38	4.21	7.26	NO	3.47	7.19	NO	3.38	0.79	OK
1-5	3.47	9.30	NO	4.21	9.76	NO	3.38	1.22	OK
5-9	4.21	8.39	NO	4.21	8.34	NO	3.05	0.85	OK
9-13	4.21	9.81	NO	3.47	9.20	NO	3.38	1.21	OK
15-16	5.41	11.36	NO	5.41	10.70	NO	3.95	2.60	OK
16-17	5.41	10.28	NO	5.41	10.35	NO	3.40	2.85	OK
17-18	5.41	10.87	NO	4.36	11.31	NO	3.95	2.65	OK
4-8	4.33	7.93	NO	4.56	8.26	NO	4.67	1.20	OK
8-12	4.60	11.67	NO	4.60	7.94	NO	5.99	3.23	OK
12-19	9.98	16.60	NO	11.02	15.11	NO	3.56	4.58	NO
8-23	10.90	4.11	OK	10.90	3.89	OK	8.42	1.58	OK
19-20	5.10	9.90	NO	5.41	7.80	NO	5.01	3.00	OK
20-21	5.41	10.61	NO	5.41	10.88	NO	3.95	2.77	OK
21-22	5.41	11.00	NO	5.41	11.60	NO	5.01	3.30	OK
23-24	4.60	13.87	NO	6.01	20.40	NO	5.28	10.57	NO
24-25	6.01	15.50	NO	5.41	12.05	NO	5.28	3.27	OK
25-26	5.41	10.78	NO	5.41	10.96	NO	3.95	2.78	OK
26-27	5.41	10.55	NO	5.41	10.60	NO	3.95	2.79	OK
27-28	5.41	11.76	NO	5.41	11.09	NO	5.01	3.30	OK
29-30	5.41	11.67	NO	5.41	12.18	NO	3.95	3.26	OK
30-31	5.41	11.40	NO	5.41	11.37	NO	3.40	2.78	OK

31-32	5.41	12.30	NO	5.41	3.06	OK	5.53	3.26	OK
32-33	5.41	2.73	OK	5.41	10.54	NO	3.95	2.80	OK
33-34	5.41	11.67	NO	5.41	11.25	NO	5.01	2.66	OK
35-36	15.24	13.50	OK	14.53	16.70	NO	12.11	2.60	OK
36-37	14.53	18.30	NO	7.52	17.02	NO	6.79	9.08	NO
38-39	14.20	13.60	OK	14.07	15.80	NO	11.13	2.12	OK
39-40	14.07	16.88	NO	8.14	16.20	NO	6.74	7.48	NO

Tabla 28. Valores para momento resistente de vigas con concreto $f'c=25.06$ Mpa, la vigas no cumplen por momento (primer nivel).

CONFRONTACIÓN ENTRE EL CORTANTE RESISTENTE CON EL SOLICITANTE									
NUMERACIÓN DE VIGA	APOYO			APOYO			CLARO		
	RESISTENTE (ton)	SOLICITANTE (ton)	PASA	RESISTENTE (ton)	SOLICITANTE (ton)	PASA	RESISTENTE (ton)	SOLICITANTE (ton)	PASA
1-2	12.10	9.60	OK	11.17	10.26	OK	5.83	4.50	OK
2-3	11.17	9.52	OK	11.17	9.48	OK	5.57	3.50	OK
3-4	11.17	10.28	OK	12.10	9.55	OK	5.83	4.55	OK
5-6	11.17	9.98	OK	13.94	10.70	OK	6.35	3.98	OK
6-7	13.95	9.70	OK	13.94	9.69	OK	5.83	2.97	OK
7-8	13.95	10.60	OK	11.17	9.87	OK	6.35	3.70	OK
9-10	11.17	9.60	OK	13.94	10.40	OK	6.35	3.60	OK
10-11	13.95	9.47	OK	13.94	9.46	OK	5.83	2.69	OK
11-12	13.95	10.12	OK	11.17	9.14	OK	6.35	3.23	OK
13-14	12.10	8.86	OK	11.17	9.90	OK	5.83	3.60	OK
14-15	11.17	9.60	OK	11.17	9.06	OK	5.57	2.80	OK
15-19	13.95	8.12	OK	11.17	8.10	OK	6.35	3.90	OK
19-25	15.28	6.60	OK	14.85	4.75	OK	5.99	3.86	OK
18-22	8.83	6.00	OK	11.76	6.23	OK	5.09	3.95	OK
22-28	11.76	5.49	OK	11.76	5.55	OK	4.93	3.26	OK
28-34	11.76	6.17	OK	8.83	6.05	OK	5.09	3.88	OK
31-37	11.76	3.69	OK	8.83	4.80	OK	5.09	2.44	OK
37-40	8.83	5.76	OK	8.83	5.53	OK	5.09	3.17	OK
23-29	8.83	5.87	OK	11.76	5.87	OK	5.09	3.26	OK
29-35	11.76	7.20	OK	11.76	5.18	OK	4.93	2.90	OK
35-38	11.76	5.20	OK	8.83	5.18	OK	5.09	2.90	OK
1-5	8.83	6.53	OK	11.76	6.33	OK	5.09	4.20	OK
5-9	11.76	5.79	OK	11.76	5.77	OK	4.93	3.50	OK
9-13	11.76	6.35	OK	8.83	6.50	OK	5.09	4.20	OK
15-16	12.10	9.90	OK	11.17	9.16	OK	5.83	4.18	OK
16-17	11.17	9.31	OK	11.17	9.37	OK	5.57	3.20	OK
17-18	11.17	9.23	OK	11.58	9.90	OK	5.83	4.20	OK
4-8	8.32	5.81	OK	13.47	5.46	OK	5.72	3.52	OK
8-12	13.95	9.83	OK	16.27	35.50	NO	6.84	4.65	OK
12-19	28.39	11.83	OK	22.08	11.98	OK	4.33	8.13	NO
8-23	17.23	3.92	OK	17.23	3.26	OK	5.38	2.00	OK
19-20	13.58	9.60	OK	13.94	9.20	OK	6.35	2.40	OK
20-21	13.95	9.90	OK	13.94	9.87	OK	5.83	3.15	OK
21-22	13.95	9.99	OK	11.17	10.80	OK	6.35	4.00	OK
23-24	13.70	11.50	OK	16.92	41.00	NO	6.48	10.48	NO
24-25	16.92	11.78	OK	11.58	11.30	OK	6.48	5.02	OK
25-26	13.95	9.89	OK	13.94	10.16	OK	5.83	3.30	OK
26-27	13.95	9.79	OK	13.94	9.86	OK	5.83	3.09	OK
27-28	13.95	10.87	OK	11.17	10.04	OK	6.35	4.11	OK
29-30	12.10	11.14	OK	11.17	11.14	OK	5.83	4.30	OK
30-31	11.17	10.26	OK	11.17	10.27	OK	5.57	3.40	OK

31-32	12.10	11.21	OK	12.10	7.14	OK	6.60	4.95	OK
32-33	13.95	9.44	OK	13.94	9.30	OK	5.83	3.43	OK
33-34	13.95	10.13	OK	11.17	9.40	OK	6.35	4.41	OK
35-36	18.04	11.08	OK	5.70	13.39	NO	10.96	6.30	OK
36-37	16.50	16.15	OK	13.55	15.10	NO	8.15	2.54	OK
38-39	16.84	10.43	OK	6.96	12.16	NO	10.02	6.31	OK
39-40	16.56	13.13	OK	14.68	12.30	OK	7.67	2.56	OK

Tabla 29. Valores para cortante resistente de vigas con concreto $f'c=25.06$ Mpa, las vigas no cumplen por cortante (primer nivel).

7.4. PROPUESTA DE REFUERZO: INTERVENCIÓN A BASE DE FRP (FIBER REINFORCED POLYMER)

Con fin de reducir la vulnerabilidad en una estructura existente, ante la presencia de acciones permanentes y accidentales que actúan en ella, se puede realizar dos tipos de intervención (Abad & Recillas, 2007):

- Intervención Correctiva: consiste en la reparación de elementos dañados, los cuales provocan condiciones de inseguridad y un mal comportamiento en la funcionalidad de la estructura.
- Intervención Preventiva: consiste en el reforzamiento de elementos estructurales que no presentan daño pero son vulnerables ante acciones que eventualmente incidirán sobre la estructura, como en el caso de sismos.

Cabe señalar que hoy en día la sociedad carece de una cultura enfocada a la prevención de desastres, de esta manera, se destinan más recursos a las estructuras que presentan daños serios y notables, de manera contraria sucede a las provocadas por acciones de carácter preventivo que por la edad, deterioro de los materiales, deficiencias de proyecto, errores constructivos, entre otros, pueden presentar un alto riesgo de vulnerabilidad ante la incidencia de eventos de naturaleza accidental, como son los sismos.

La tecnología derivada de los compuestos formados de polímeros reforzados con fibras FRP (Fiber Reinforced Polymer), ha logrado un nivel de desarrollo que hace

posible su utilización racional y competitiva como un refuerzo complementario de elementos estructurales para resistir su capacidad original o para incrementarla.

El uso de los materiales compuestos FRP externamente adheridos para el reforzamiento de estructuras existentes inician en Europa a principios de los años ochenta, mientras que en América Latina se empleó por primera vez a mediados de la década de los 90. Estos materiales se emplearon en sus inicios como refuerzo de flexión en puentes y para confinamiento de columnas de concreto. En México, los primeros refuerzos llevados a cabo de esta manera se realizaron a finales de los 90.

El rango de aplicabilidad de estos materiales abarca estructuras de concreto, mampostería, madera e incluso metal.

Hoy en día se emplea este tipo de compuestos FRP en un sin número de estructuras, con el fin de reparar y/o reforzar materiales. Entre estos tipos de elementos estructurales, tenemos las vigas, columnas, muros, conexiones, chimeneas, bóvedas, entre otros.

7.4.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPUESTOS FRP

El término FRP se refiere a un material compuesto por un polímero (resina) reforzado con fibras que le aportan su resistencia mecánica. Estos compuestos son normalmente fabricados orientando las fibras en una sola dirección, de modo que aportan resistencia uni-direccional. Las fibras utilizadas con propósitos estructurales son: carbono (C), vidrio (G) y aramida (A), las cuales se saturan con una matriz de un polímero que puede ser de distintos tipos, generalmente de origen epóxico (GangaRao, Taly, & Vijay, 2007).

Para diferenciar el tipo de fibra del compuesto se emplean los términos CFRP (carbono), GFRP (vidrio), y AFRP (aramida), respectivamente.

- Las fibras de vidrio (GFRP) tienen como ventaja principal su bajo costo, sin embargo son menos resistentes que otros tipos de fibras.
- Las fibras de aramida (AFRP) presentan la ventaja de comportarse de buena manera ante cargas cíclicas, además de presentar una alta dureza.

Presentan una estructura anisotrópica (mayor resistencia y módulo de elasticidad en el sentido longitudinal), presentan una respuesta estática lineal cuando se les carga tensión y presentan un comportamiento no lineal cuando trabajan en compresión. La fibra Kevlar es la fibra aramida más reconocida.

- Las fibras de carbono (CFRP) son las más conocidas y utilizadas debido a que presentan mayores propiedades mecánicas en comparación con los otros tipos de fibra (tabla 30). Estos son fabricados con polímeros tipo PITH o PAN. Las fibras a base de polímeros PITCH se fabrican de petróleo refinado o brea, ofrecen materiales de uso general y poseen una alta resistencia y alto módulo de elasticidad.

Material	Módulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a la tensión (MPa)	Deformación última a la tensión (%)
Carbono			
Alta resistencia	215-235	3500-4800	1,4-2,0
Ultra alta resistencia	215-235	3500-6000	1,5-2,3
Alto módulo	350-500	2500-3100	0,5-0,9
Ultra alto módulo	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Vidrio			
E	70	1900-3000	3,0-4,5
S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramida			
Bajo módulo	70-80	3500-4100	4,3-5,0
Alto módulo	115-130	3500-4000	2,5-3,5

Tabla 30. Propiedades mecánicas de las fibras de FRP. (Castillo, 2010)

Las fibras de PAN están hechas con poliácilonitrilo y producen un material de alta resistencia y alto módulo de elasticidad.

7.4.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las principales razones por lo que estos materiales se están imponiendo en el campo del refuerzo de elementos de concreto, son:

- Inmunidad a la corrosión.
- Bajo peso, del orden de la cuarta parte en comparación con el acero.
- Facilidad de aplicación en espacios confinados.
- Reducción en los costos finales, especialmente en la mano de obra.

- Resistencia alta a la tensión a la tensión axial.
- Disponibilidad casi ilimitada en tamaños y formas.

DEVENTAJAS

- Comportamiento lineal hasta la falla, sin deformaciones plásticas, lo que reduce la ductilidad de los elementos.
- Costo elevado por peso de material FRP en comparación con el acero.
- Coeficientes de expansión térmica incompatibles con el concreto.
- Degradación y posterior colapso prematuro de las fibras al ser sujetas a temperaturas elevadas, producto del fuego.
- Los materiales son propensos a sufrir daños por impacto, vandalismo y/o accidentes debido a que son un refuerzo externo.

7.4.3. CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de refuerzos externamente adheridos, se basa en los criterios de estados límite, y por tanto, son aplicables los mismos postulados del diseño del concreto reforzado, esto es, se establece la compatibilidad de deformaciones considerando la deformación plana de la sección, se obliga al equilibrio de las fuerzas internas a partir de las propiedades mecánicas de los materiales y se estima, finalmente, la capacidad de carga nominal la cual se afecta por los factores de la resistencia acordes al código o reglamento aplicable (GangaRao, Taly, & Vijay, 2007). La resistencia obtenida deberá ser mayor o igual a las secciones factorizadas, según la siguiente expresión:

$$\phi S_n \geq \sum \psi_i L_i$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia

S_n = Resistencia Nominal

L_i = Carga de servicio

Ψ = Factor de carga

A continuación se presenta el diseño para flexión y cortante mediante el uso del método ACI para reforzar vigas con materiales FPR, los cuales no cumplen al momento de realizar la verificación con la norma respectiva.

7.4.4. DISEÑO POR FLEXIÓN MEDIANTE COMPUESTOS DE CFRP

El reforzamiento por flexión para elementos de concreto mediante elementos FRP, funciona adhiriendo los materiales con resina epóxica a la superficie del elemento que se encuentra a tensión, orientando las fibras de manera paralela a la dirección de esfuerzos principales. Esta transmisión de esfuerzos se realiza a través de esfuerzos cortantes y normales, generados en la interfase del sustrato y el adhesivo epóxico de liga. En la figura 75 se ilustra la idealización de la deformación y refuerzo de una viga de concreto reforzado, así como las condiciones de equilibrio de las fuerzas en condiciones de carga última.

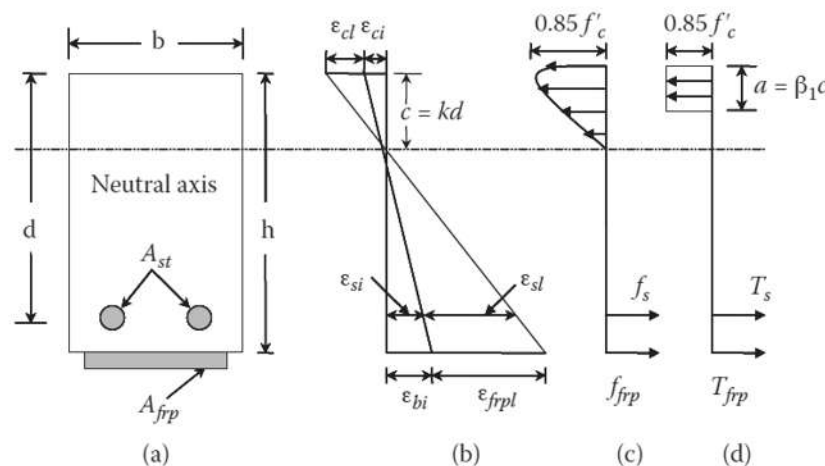


Figura 75. Distribución de la deformación y condiciones de equilibrio de las fuerzas en una viga de concreto reforzado mediante FRP: a) sección transversal de la viga, b) distribución de la deformación, c) distribución del esfuerzo parabólico, d) distribución del esfuerzo rectangular equivalente. (GangaRao, Taly, & Vijay, 2007)

Para realizar la intervención a las vigas que no cumplieron con las resistencias requeridas, se utilizaron elementos compuestos de CFRP (Carbon Fiber Reinforced

Polymer) cuyas propiedades de refuerzo cuentan con un espesor de 0.0164 cm, longitud de 30 cm y una deformación de 240,000 Mpa.

Como ejemplo, se analizará la viga de concreto armado No. 28-27, realizada mediante los criterios establecidos por el ACI. La viga cuenta con las siguientes propiedades:

DATOS DE VIGA 28-27:

Carga Muerta = 352,715.78 lb-in

DATOS SECCIÓN			DATOS FRP		
b =	27.56	In	tf =	0.035	in
h =	9.45	In	f ffu* =	95000	Lb
d =	8.27	In	Efu =	0.017	in/in
As =	1.7143	in ²	Ef =	5600000	lb/in ²
f'c =	3634.645	lb/in ²	CE =	0.95	
fy =	39160.19	lb/in ²	n placas =	3	
Es acero =	30457922	lb/in ²	wf =	15	in
Ec concreto =	5445063	lb/in ²			

Nota: Para el empleo de la norma ACI, como utiliza el Sistema Inglés de Unidades, se debieron convertir a este sistema los valores obtenidos para su cálculo, ya que fueron elaborados en un Sistema Internacional de Unidades.

DESARROLLO

Propiedades del acero de refuerzo existente.

$$ps = \frac{As}{bd} = \frac{1.7143}{(27.56)(9.45)} = 0.00752$$

$$ns = \frac{Es}{Ec} = \frac{30457922}{5445063} = 5.5937$$

$$ps \cdot ns = (0.00752)(5.5937) = 0.042$$

Profundidad del Eje Neutro (EN)

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb} = \frac{(1.7143)(39160.19)}{0.85(3634.645)(27.56)} = 0.788 \text{ in.}$$

$$c = \frac{a}{B1} = \frac{0.788}{0.85} = 0.927 \text{ in.}$$

La relación entre la profundidad EN y la profundidad efectiva.

$$\frac{c}{dt} = \frac{0.927}{8.27} = 0.112$$

$$\frac{c}{dt} \leq 0.375$$

La deformación de acero:

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{d} \right)$$

Fortalecimiento de los miembros estructurales.

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{8.27 - 0.927}{0.927} \right) = 0.0237 > 0.005$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{sy} = \left(\frac{fy}{E_s} \right) = \frac{39160.19}{30437922} = 0.00128 \frac{\text{in}}{\text{in}}$$

Se calculan las propiedades del material de diseño del sistema FRP. Para esto, se emplea un factor de reducción ambiental C_E de 0.95, especificado en la figura 76.

Exposure Condition	Fiber and Resin Type	Environmental-Reduction Factor (C_E)
Interior exposure	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
Aggressive environment (chemical plants and waste water treatment plants)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

Source: ACI 440.2R-02.

Figura 76. Factor de reducción ambiental para los diferentes sistemas de FRP de acuerdo a las condiciones de aplicación. (GangaRao, Taly, & Vijay, 2007)

$$ffu = CE ffu *$$

$$ffu = 0.95(95,000 \text{ lb}) = 90,250 \text{ lb}$$

$$\epsilon fu = CE \epsilon fu * = (0.95) \left(0.017 \frac{\text{in}}{\text{in}} \right) = 0.01615 \text{ in/in}$$

Propiedades de Refuerzo CFRP

$$Af = ntfWf = (3\text{placas})(0.035 \text{ in})(15 \text{ in}) = 1.575 \text{ in}^2$$

$$pf = \frac{Af}{bd} = \frac{1.575}{(27.56)(8.27)} = 0.0069$$

$$nf = \frac{\epsilon f}{\epsilon c} = \frac{5,600,000}{5445063} = 1.0285$$

$$pf * nf = (0.0069)(1.028) = 0.0071$$

Determinando el estado de tensión existente. El estado actual se obtiene suponiendo la viga agrietada y que las cargas actuantes en el momento de la instalación de FRP son cargas muertas.

$$k = \sqrt{(psns)^2 + 2(psns)} - (psns)$$

$$k = \sqrt{(0.042)^2 + 2(0.042)} - (0.042) = 0.251$$

$$c = kd = (0.251)(8.27) = 2.076 \text{ in.}$$

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nsAs(d - c)^2 = \frac{(27.56)(2.076)^3}{3} + 5.59(1.7143)(8.27 - 2.076)^2$$

$$I_{cr} = 450.09 \text{ in}^4$$

$$\epsilon_{bi} = \frac{MDL(h - kd)}{I_{cr} E_c} = \frac{352715.78(9.45 - (0.251)(8.27d))}{450.09(5445063)} = 0.00106$$

Determinando el coeficiente dependiente del enlace del sistema FRP comparándolo con $nE_{ft} \leq 1,000,000$

$$nE_{ft} = (3)(5600000)(0.035) = 588,000 < 1,000,000$$

Como es menor a 1,000,000 se utiliza la siguiente ecuación, para el cálculo de km .

$$km = \frac{1}{60 \epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n \epsilon_{ft}}{2,000,000} \right) \leq 0.90$$

$$km = \frac{1}{60(0.017)} \left(1 - \frac{588,000}{2,000,000} \right) = 0.728 < 0.90$$

Valor estimado de la profundidad del eje neutro. El valor de "c" se debe ajustar después de comprobar el equilibrio.

$$c = \left(1.33 \frac{E_{cu}}{E_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) d = \left(1.33 \frac{0.003}{0.003 + 0.01615} \right) 8.27 = 1.723 \text{ in}$$

$$\frac{c}{d} = 0.208$$

Determinando el nivel efectivo de deformación en el refuerzo de FRP.

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq km \epsilon_{fu}$$

$$= 0.0095 < 0.0117$$

SATISFACE

En caso de que la solución no sea satisfactoria, se vuelve a probar con un nuevo "c".

Calculando la deformación en el acero de refuerzo existente.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{h - c} \right) = (0.0095 - 0.00106) \left(\frac{8.27 - 2.087}{9.45 - 2.087} \right) = 0.0071$$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y = (30457922)(0.0071) = 39,160.19 \text{ lb}$$

Entonces, 39,160.19 lb

$$f_{fe} = \epsilon_f \epsilon_{fe} = (5600000)(0.0095) = 53,304.99 \text{ psi}$$

Calculando la fuerza interna resultante y comprobando el equilibrio. El equilibrio de la fuerza se verifica con la estimación inicial de "c", observando que $c = a/B1$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{0.85 B1 f'c b} = \frac{(1.7143)(39,160.19) + (1.575)(53,304.99)}{0.85 (0.85)(3634.645)(27.56)} = 2.087 \text{ in.}$$

Calculando "a"

$$a = B1 c = (0.85)(2.087) = 1.774 \text{ in.}$$

Calculando la resistencia a la flexión del diseño de la sección. Aplicando un factor de reducción adicional, $\psi_f = 0.85$, a la resistencia a la flexión. Debido a que $\epsilon_s > 0.005$, se utiliza el siguiente factor de reducción $\phi = 0.90$.

$$\phi M_n = \phi \left(A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n = 0.90 & \left((1.7143)(39160.19) \left(8.27 - \frac{1.77}{2} \right) \right. \\ & \left. + 0.85(1.575)(53304.99) \left(9.45 - \frac{1.77}{2} \right) \right) = 996010.688 \text{ k-in} \end{aligned}$$

Convirtiendo a unidades del SI, tenemos.

$$\phi M_n = 12.649 \text{ ton-m}$$

Lo cual al ser comparado con el momento último requerido (10.36 ton-m), se observa que si cumple. A continuación en la tabla 31 se presentan los valores obtenidos para cada una de las vigas con su respectivo refuerzo, las cuales ahora satisfacen a las cargas solicitantes.

7.4.5. DISEÑO PARA CORTANTE MEDIANTE COMPUESTOS DE CFRP

El reforzamiento a cortante de un elemento estructural mediante compuestos FRP se logra mediante el empleo de resina epóxica sobre la superficie, de tal forma que se el agrietamiento potencial que puede generarse por la tensión diagonal. Las configuraciones de envoltura comunmente empleadas para aumentar la resistencia al corte, se aprecian en la figura 77.

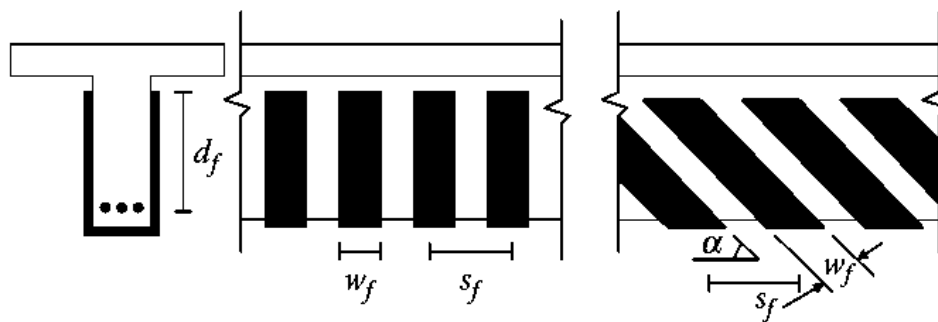


Figura 77. Instalación de envolturas de FRP en tiras verticales o diagonales.

(GangaRao, Taly, & Vijay, 2007)

El CFRP empleado para esta intervención contiene como propiedades de refuerzo un espesor de 0.0164cm, una capacidad de deformación de 240,000 Mpa, se colocará refuerzo forma "U". Para el cálculo por diseño de cortante mediante refuerzo de CFRP, se elabora el siguiente ejemplo, el cual fue elaborado para determinar el refuerzo necesario para la viga 28-27 (misma viga analizada para flexión), presentada a continuación.

DATOS FRP PROPIEDADES			DATOS DE REFUERZO (COLOCACIÓN)		
tf =	0.035	ln	d =	8.27	in
ffu* =	95000	lb/in2	df =	7.5	in
Efu* =	0.017	in/in	wf =	6	in
Ef =	5600000	lb/in2	Sf =	5	in
			n =	2	placas
RESISTENCIA DE CONCRETO			CE =	0.95	
			f'c =	3634.645	lb/in2

DESARROLLO

Se diseñan las propiedades del material. La viga se encuentra en un lugar interior, por lo que a la fibra de CPRP se le aplica un factor de 0.95.

$$ffu = CEffu^* = 0.95(95,000\text{lb/in}^2) = 90,250\text{ lb/in}^2$$

$$\varepsilon fu = CE \varepsilon fu^* = (0.95) \left(0.017 \frac{\text{in}}{\text{in}} \right) = 0.01615\text{ in/in}$$

Calculando el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de corte de FRP. La deformación efectiva en las envolturas U de FRP debe determinarse usando el método de reducción de enlaces, mediante el coeficiente kv.

$$Le = \frac{2500}{(n\text{ } tf \in f)^{0.58}} = \frac{2500}{(2)(0.035)(5600000)^{0.58}} = 1.423\text{ in}$$

$$k1 = \left(\frac{f'c}{4000} \right)^{2/3} = \left(\frac{3634.645}{4000} \right)^{2/3} = 0.938$$

$$k_2 = \left(\frac{df - Le}{df} \right) = \left(\frac{7.5 - 1.226}{7.5} \right) = 0.809$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 Le}{468 \epsilon f_u} \leq 0.75$$

$$k_v = \frac{(0.938)(0.8498)(1.226)}{468(0.017)} = 0.143 < 0.75 \quad ok$$

La deformación efectiva puede calcularse de la siguiente manera:

$$\epsilon_{fe} = k_v \epsilon_{fu} \leq 0.004$$

$$\epsilon_{fe} = (0.118)(0.017) = 0.0023 < 0.004 \quad ok$$

Contribución del refuerzo de FRP a la capacidad de corte. El área de refuerzo de para cortante de FRP, se calcula de la siguiente manera:

$$A_{fv} = 2ntfwf = 2(2)(0.035)(6) = 0.84 \text{ in}^2$$

La tensión efectiva en FRP

$$f_{fe} = \epsilon_{fe} \epsilon_f = (0.0019) \left(5600000 \frac{l}{in^2} \right) = 12957.61 \text{ lb/in}^2$$

La contribución de cortante en FRP, calculada con la siguiente ecuación.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) df}{sf}$$

Nota: Aplicación de refuerzo a 90°

$$V_f = \frac{(0.84) (10745.67) (1)(7.5)}{5} = 16326.58 \text{ lb}$$

Capacidad cortante de la sección:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

$\phi\psi=0.85$ usando por ACI. 440 R2-2. Los valores de V_c y V_s , ya calculados por la NTC-04, corresponden a un 6.61 ton-m.

$$\phi V_n = 0.85(V_c + V_s + (0.85)(16326.58))$$

$$\phi V_n = 11,795.96 \text{ lb} = 5.89 \text{ ton}$$

$$V_{nr} = 5.89 + 6.61 = 12.5 \text{ ton} \quad \text{ok resiste}$$

7.5. RESULTADOS PARA FLEXIÓN Y CORTANTE EN VIGAS, MEDIANTE COMPUESTOS CFRP.

A continuación se presentan los resultados obtenidos tanto para flexión y cortante para las secciones de vigas que han requerido refuerzo (tabla 31 y 32). Es importante señalar que la condición de carga que rige en estos elementos estructurales se hace tomando en cuenta la carga sísmica.

VIGA	VARIABLE		MOMENTO REQUERIDO	MOMENTO ÚLTIMO CON CFRP
	NUMERO DE PLACAS	Wf (in)	(Ton-m)	Mn (Ton-m)
1-2	3	15	11.7	12.70
2-3	3	15	10.91	13.00
3-4	3	15	11.98	13.27
5-6	3	15	10.97	13.52
6-7	3	15	10.4	13.83
7-8	3	15	11.37	14.10
9-10	3	15	10.2	14.39
10-11	3	15	9.84	14.70
11-12	3	15	10.67	14.97
13-14	3	15	9.7	15.29
14-15	3	15	9.5	15.59
15-19	3	15	9.76	15.94
19-25	3	15	10.6	16.29
18-22	3	15	9.09	16.57

22-28	3	15	7.81	16.87
28-34	3	15	8.62	17.16
31-37	3	15	3.9	17.42
37-40	3	15	7.56	17.74
23-29	3	15	8.16	18.04
29-35	3	15	5.2	18.33
35-38	3	15	7.26	18.62
1-5	3	15	9.3	18.91
5-9	3	15	8.39	19.21
9-13	3	15	9.81	19.50
15-16	3	15	11.36	19.71
16-17	3	15	10.28	20.01
17-18	3	15	10.87	22.54
4-8	3	15	7.93	22.94
8-12	3	15	11.67	12.26
12-19	3	15	16.6	20.72
8-23	3	15	4.11	21.48
19-20	3	15	9.9	12.68
20-21	3	15	10.61	12.68
21-22	3	15	11	12.14
23-24	10	30	13.87	21.50
24-25	5	20	15.5	15.73
25-26	3	15	10.78	12.69
26-27	3	15	10.55	12.68
27-28	3	15	11.76	12.65
29-30	3	15	11.67	12.66
30-31	3	15	11.4	12.68
31-32	3	15	12.3	12.63
32-33	3	15	2.73	12.70
33-34	3	15	11.67	19.45
35-36	5	15	13.5	22.43
36-37	3	15	18.3	20.51
38-39	5	15	13.6	21.20
39-40	5	15	16.88	20.97

Tabla 31. Momento Flexionante resistente mediante elementos CFRP para cada una de las secciones de viga (primer nivel).

VIGA	VARIABLES DE CÁLCULO				SOLICITANTE	RESISTENTE Ton
	Df (in)	Wf (in)	Sf (in)	N (número de placas)	Ton	
8-12	9	6	3	5	35.50	37.24
12-19	7.5	6	5	2	11.93	34.29

23-24	11	6	3	5	41	49.14
35-36	8	6	5	3	13.39	26.48
36-37	7.5	6	5	2	15.10	22.40
38-39	7.5	6	5	2	12.16	22.74

Tabla 32. Cortante Resistente mediante compuestos CFRP, sección de vigas reforzadas.

8. ANÁLISIS NO LINEAL

Los análisis inelásticos ayudan a entender cómo las estructuras se comportan cuando están sujetas a una sollicitación que exceda su capacidad elástica.

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 lineal simplificado, tal como el método de capacidad-espectro, requiere de la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño (Comartin, 1996).

8.1. CAPACIDAD

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. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance el estado límite establecido (Comartin, 1996).

8.2. DEMANDA

A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales como una condición de diseño, ya que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una sollicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

8.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Propuesto por Freeman (S.A., J.P., & J.V., 1975), es un método utilizado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios. Emplea un método estático no lineal para calcular la curva de capacidad de la estructura y un espectro de respuesta elástico para representar la demanda sísmica.

Para el análisis estático se emplea el análisis “pushover”. De esta manera la curva de capacidad y la demanda se superponen en un mismo gráfico, para estimar el desempeño de la estructura con la intersección de las dos curvas (figura 78).

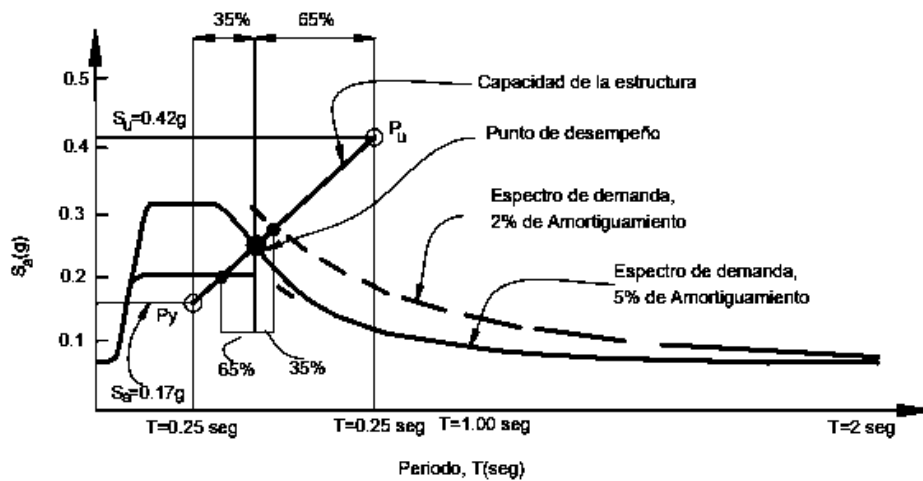


Figura 78. Método del espectro de capacidad (S.A., J.P., & J.V., 1975)

La figura 78 presenta el método del espectro de capacidad en donde P_y es la fluencia del primer elemento de la estructura, S_a es la aceleración espectral correspondiente a P_y , P_u es la capacidad última y S_u es la aceleración correspondiente a la capacidad última.

8.3.1. REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para construir la representación bilineal, se define el punto (d_{pi}, a_{pi}) el cual es un punto inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda, posteriormente, si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de

demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en el punto, este será el punto de desempeño (Comartin, 1996).

La ubicación del punto de desempeño satisface lo siguiente:

- El punto debe descansar en la curva del espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
- El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, ya que este, representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento.

La determinación del punto de desempeño requiere de un proceso de iteración de modo que se satisfagan los dos criterios antes mencionados. Para nuestra investigación, dicha iteración es determinada mediante el software basado en elementos finitos SAP 2000 v19.0.0

La aplicación de la técnica de la capacidad del espectro requiere que tanto el espectro de respuesta de demanda como las curvas de capacidad estructural (o pushover) estén representados mediante la aceleración espectral vs desplazamiento espectral. Los espectros trazados en este formato se conocen como **Acceleration Displacement Response Spectra** (ADRS) propuesto por Mahaney en 1993.

Cada punto del espectro de respuesta se asocia con su desplazamiento espectral único, S_a , velocidad espectral, S_v , desplazamiento espectral, S_d y un período T . Para convertir un espectro del formato estándar S_a vs T encontrado en el formato ADRS del código de construcción, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada uno, en la curva (S_{ai} vs T_i). Esto se puede hacer con la ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}$$

Los espectros de respuesta de demanda contienen un rango de aceleración espectral constante y un segundo rango de velocidad espectral constante. La aceleración espectral y el desplazamiento en el período T_i están dados por:

$$S_{ai} = \frac{2\pi}{T_i} S_{vi}$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_{vi}$$

Para desarrollar el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad (o pushover), es necesario realizar una conversión punto por punto a las coordenadas espectrales del primer modo. Cualquier punto $V_i \Delta_{roof}$ en la curva de capacidad se convierte al punto correspondiente S_{ai}, S_{di} , del espectro de capacidad usando las siguientes ecuaciones (ATC-40, 1996):

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W} \alpha_1 \quad S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \Phi_{roof})}$$

Donde:

α_1 y PF_1 son respectivamente los coeficientes de masa modal y los factores de participación para el primer modo natural de la estructura. Φ_{roof} , representa la amplitud del nivel del techo del primer modo.

La figura 79 muestra una descripción de este método tomada de los criterios del ATC-40.

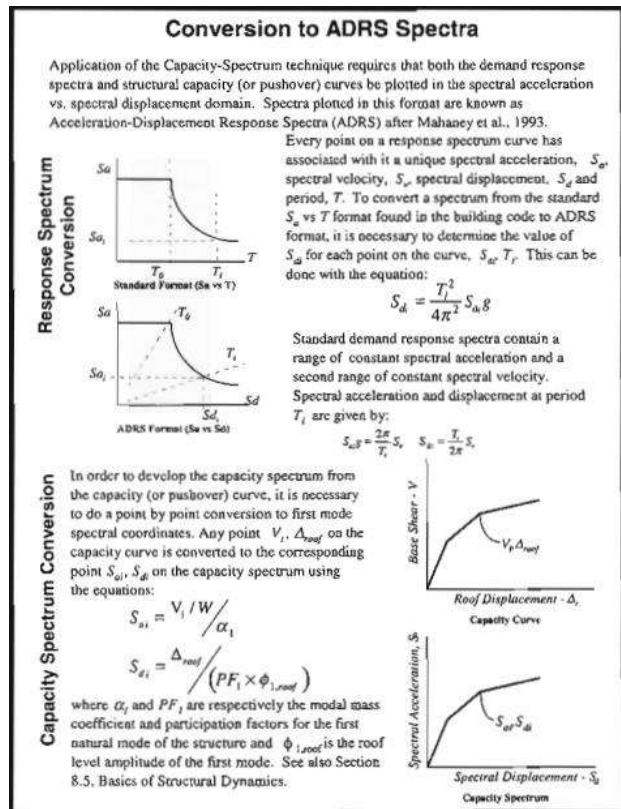


Figura 79. Conversión del Espectro de capacidad convencional (S_a vs T) al formato ADRS (S_{ai} vs S_{di}) (ATC-40, 1996).

9. DESEMPEÑO SÍSMICO

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera fase conceptual, antes de emprender las sucesivas fases del proceso entre las que destacan la fase numérica, orientadas en el diseño propiamente dicho, y finalmente la fase de implementación, donde la calidad de diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran, 1997). Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de 3 conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, nivel de amenaza y el desempeño esperado de la calificación.

Conocida la norma empleada y el número de pisos, se estima el calor medio de la fuerza cortante basal resistente dividida por el peso del edificio, el cual incluye la sobrerresistencia, el periodo efectivo de vibración y la capacidad de deformación plástica la cual se expresa en términos de un factor de ductilidad última. Con estos parámetros y adoptando un relación bilineal entre la fuerza cortante y el desplazamiento en el techo (u), se determina el desplazamiento cedente (u_y) y desplazamiento último (u_u). Se definen cuatro estados de daño: Leve, Moderado, Severo y Colapso, en función al desplazamiento (figura 80). El desplazamiento cedente corresponde con el inicio del estado de daño moderado y desplazamiento último con la ruina del edificio, los estados de leve y severo se definen por los valores de desplazamiento.

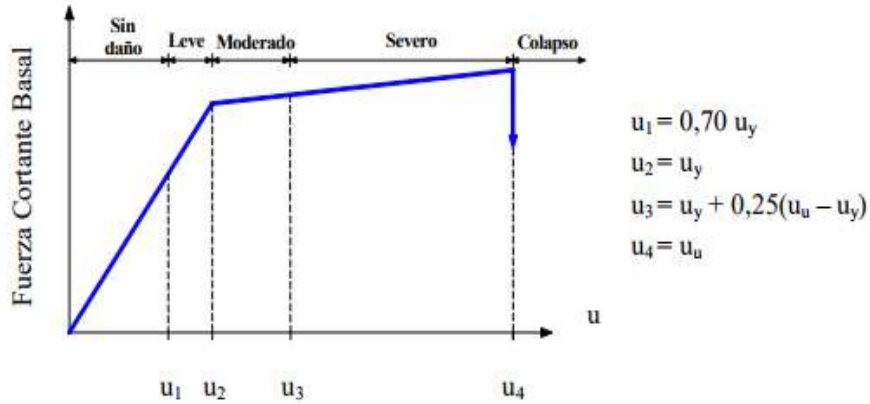


Figura 80. Definición de los estados de daño sobre una representación bilineal de una curva de capacidad. (Lopez, Manilli, Bonilla, & Fernandez, 2010)

A continuación se definen los estados de daño (figuras 81 y 82) para los diferentes estados límite del edificio de estudio sin refuerzo tanto en dirección X como en Y.

DIRECCIÓN Y



Figura 81. Estado Límite SLV, se observa que la estructura llega al colapso de acuerdo a los umbrales de diseño.

DIRECCIÓN X



Figura 82. Estado Límite SLV, se aprecia el momento en el que se presentan los daños de acuerdo a su desplazamiento espectral.

En las figuras anteriores se observan los umbrales de daño de acuerdo al desplazamiento espectral y aceleración espectral. Se observa que para la dirección “x” el desplazamiento espectral máximo llega 4.8 cm, después de ese rango se presenta colapso; para la dirección “y” se presenta un desplazamiento máximo de 9.09 cm, lo cual significa que en dirección “x” la distribución de columnas mantiene una mayor rigidez en relación a la dirección “y”. Posteriormente, mediante la adición de muros y aumento de sección de columnas se pretenderá que el punto de desplazamiento espectral máximo del edificio se mantenga dentro del rango de un umbral sin daño.

9.1. CASO DE ESTUDIO

El análisis no lineal “pushover” desarrollado para el edificio Di Vittorio se realizó mediante el software SAP2000 v19.0.0 basado en elementos finitos. De esta manera se determinó la curva de capacidad de la estructura a base de una serie de interacciones elaboradas por el programa.

Para la aplicación de la carga lateral, se adoptó por un perfil de deformaciones lineal, en donde se aplicó una carga lateral igual a 260 ton (cabe mencionar que el peso de total de la estructura es de 1293.28 ton), dicha carga representa el 20% del peso total del edificio; las cargas serán distribuidas de acuerdo al concepto del triángulo invertido, en donde para cada uno de los entrepisos correspondió la siguiente carga:

NIVEL	CARGA (Ton)
PRIMERO	65
SEGUNDO	130
TERCERO	195
CUARTO	260

Así mismo, se agregaron dos tipos de “Load Cases”, el primero, desarrollado para la carga gravitacional no lineal (CGNL), y la segunda, para la carga estática no lineal (CENL). Las figuras 83 y 84 muestran el procedimiento realizado en el software.

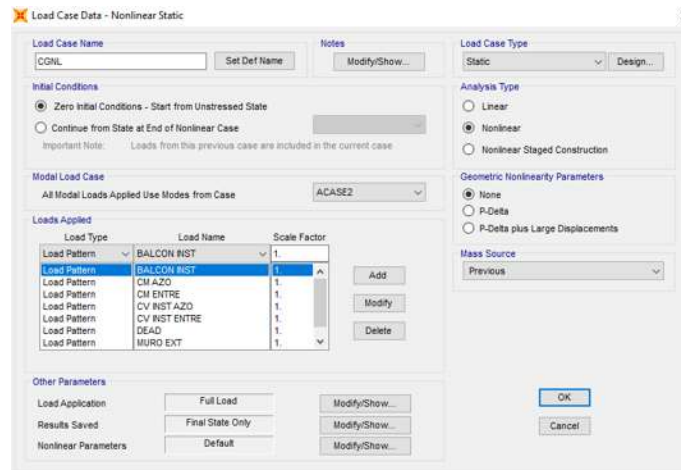


Figura 83. Elementos de carga incluidos para el Load Case “CGNL”

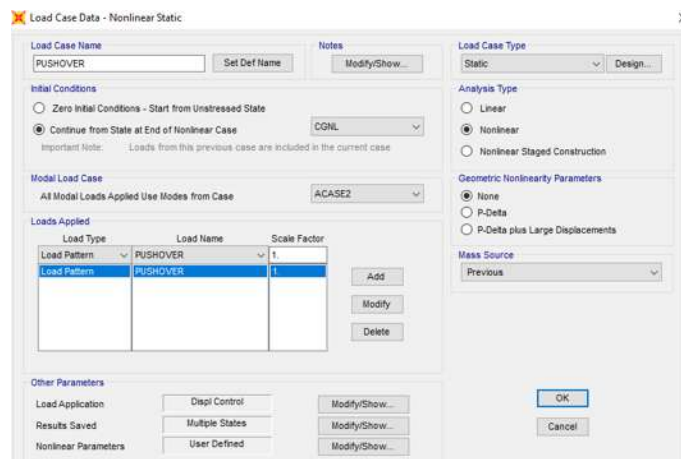


Figura 84. Elementos de carga incluidos para el Load Case “CENL”

Una vez indicados los casos de carga, se seleccionan tanto las vigas como columnas con el propósito de definir las probables rótulas plásticas, haciendo esto

mediante la acción de *Hinges*. En donde se selecciona una separación de estas rótulas plásticas a un 5% de acuerdo a las recomendaciones propuestas por el ASCE (Pekelnicky & Poland, 2012) de los extremos de los elementos barra como se aprecia en las figuras 85 y 86.

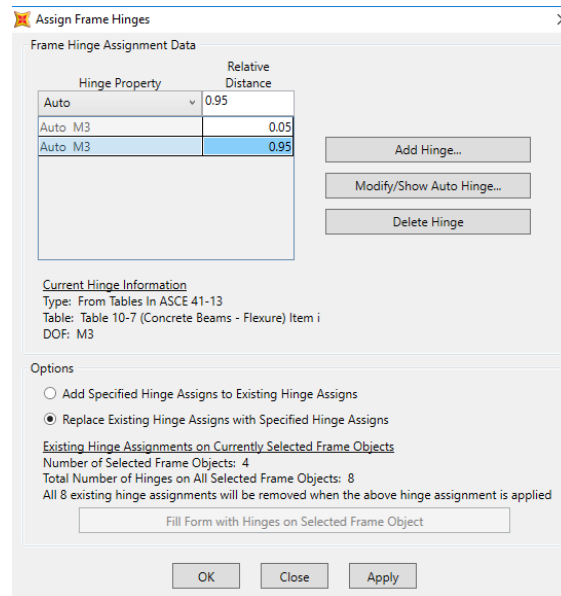


Figura 85. Distancia relativa de 5% aplicada a cada uno de los extremos de los elementos barra (vigas y columnas).

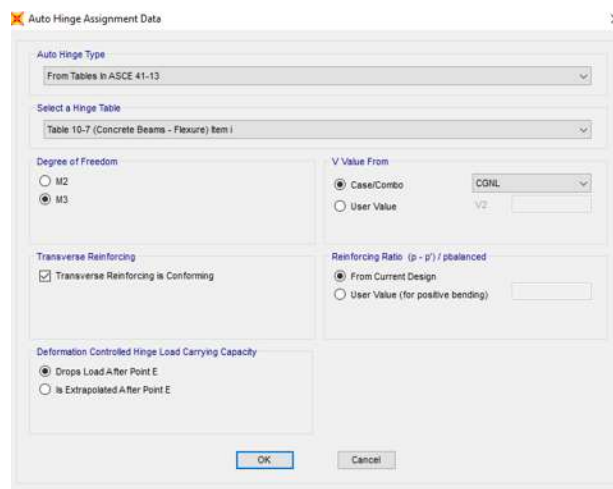


Figura 86. Selección de vigas y columnas de concreto mediante las tablas del ASCE 41-13 (Pekelnicky & Poland, 2012). El valor de cortante que tomaran las vigas será el Load Case de CGNL, y para las columnas será el de CENL.

Posteriormente, se corre el programa. Este proceso puede tardar varios minutos y esto debido al proceso de iteración que debe hacer el software con el propósito de encontrar los puntos de desempeño de la estructura en análisis.

9.2. RESULTADOS

El análisis se realizó tanto en dirección “x” como en “y” de la estructura con el propósito de ver el comportamiento del edificio en los dos sentidos y de esta manera definir la dirección más crítica. La curva de capacidad (del edificio de estudio) se muestra en la figura 87 donde se presenta un estado elástico de la estructura hasta 1.90 cm en la dirección “x” (figura izquierda) y 0.70 cm en la dirección “y” (figura derecha), donde a partir de ahí comienza la deformación no lineal de la estructura hasta llegar a los 4.77 cm (dirección “x”) y 9.09 cm (dirección “y”) de desplazamiento espectral donde se produce el colapso de la estructura.

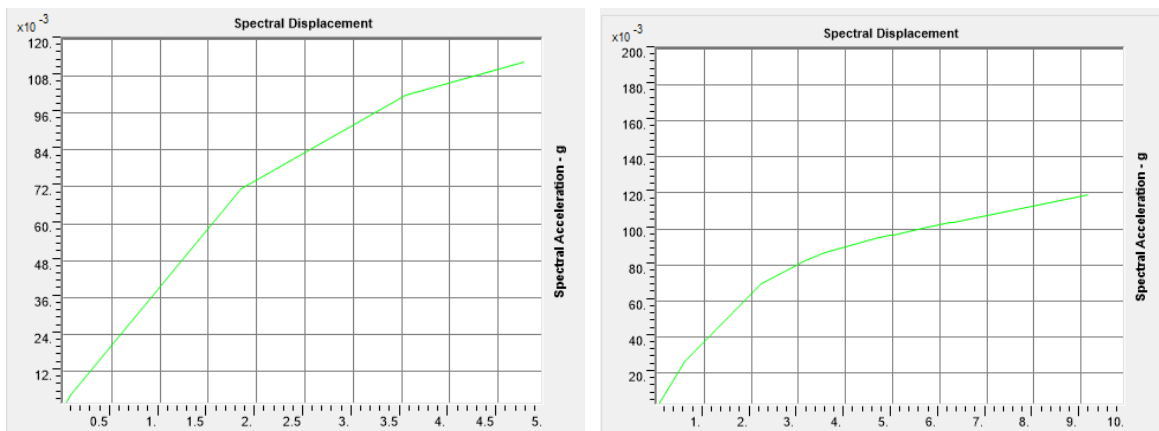


Figura 87. Curva de capacidad de la estructura (sin refuerzo) aplicando el empuje en la dirección “x” (figura izquierda) y “y” (figura derecha).

Es importante mencionar que la intersección entre la curva de capacidad con la curva de demandas, representa el punto de desempeño de la estructura.

Como método de investigación se empleó uno de los criterios que propone el FEMA (Federal Emergency Management Agency), el cual se incluye dentro del software de aplicación. Los criterios del ATC-40 (ATC-40, 1996) proporcionan los desplazamientos espectrales de la estructura antes de entrar en el rango inelástico.

El software Sap2000 v.19.0.0 incluye estas normas en el cuadro presentado en la siguiente figura 88.

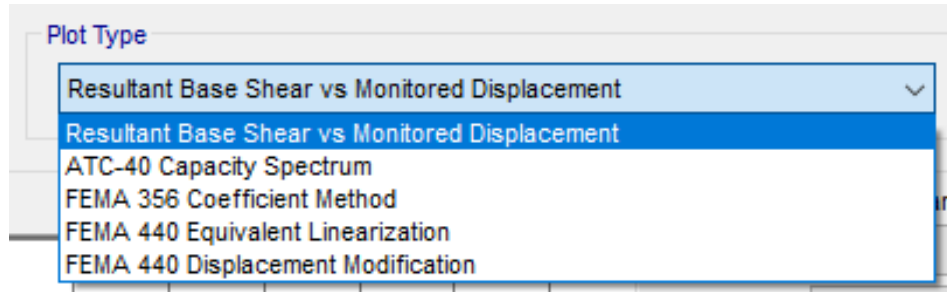


Figura 88. Normativas incluidas en el software Sap2000 v.19.0.0 para conocer los puntos de desempeño de la estructura, presentes en un análisis no lineal.

Las normativas incluyen espectros de capacidad donde se presentan cuatro espectros de demandas diseñados para la normativa ATC-40 correspondiendo un amortiguamiento del 5, 6, 7 y 10% (figura 89).

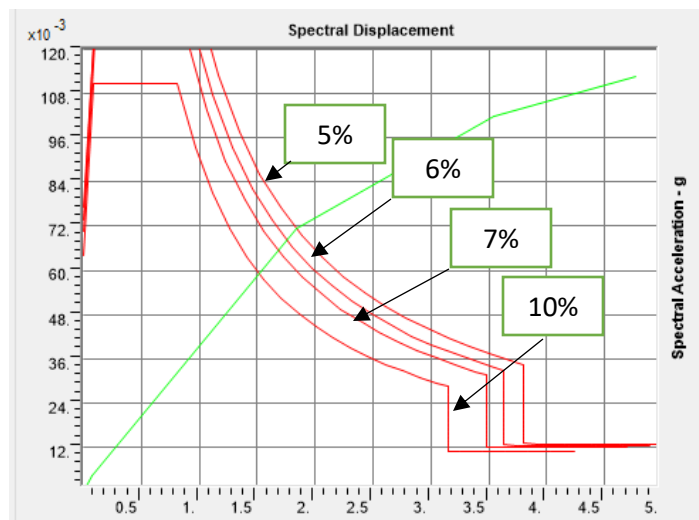


Figura 89. Factores de amortiguamiento empleados para la normativa ATC-40 en el diseño de espectros de demanda.

Para incluir los espectros de capacidad que se consideran en los criterios ATC-40, en el software de aplicación SAP2000 se debió multiplicar por un factor de escala "SF" (figura 90), el cual depende de la forma en la que se han incluido en el programa las funciones espectrales. Para nuestra investigación, el espectro se diseñó como fracción de "g", en donde el manual del software SAP2000 hace la

recomendación de elevar el factor SF igual a 981 cm/s^2 (aceleración de la gravedad). En el caso de que la función espectral haya incluido la aceleración de gravedad en su diseño, el factor SF sería de 1.

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name

Name: SLV

Units: Tonf, cm, C

Plot Axes: Sa - Sd Sa - T Sd - T

Axis Labels and Range: Set Axis Data...

Demand Spectrum Definition

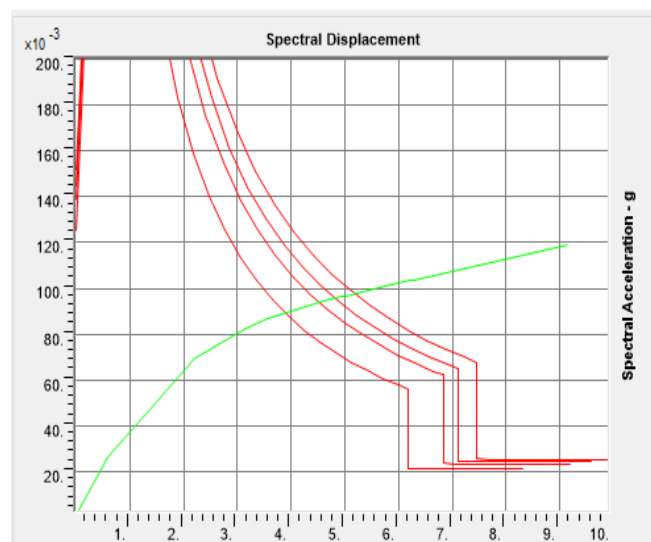
Function: ESPECTRO IT-NO-RED

SF: 981

User Coeffs: Ca: Cv:

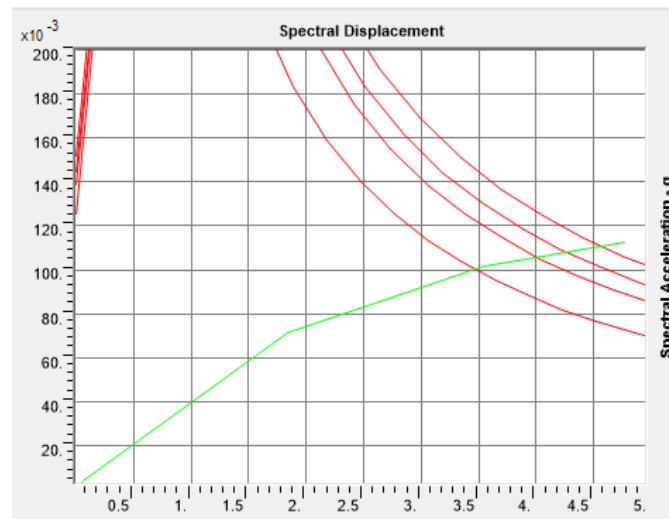
Figura 90. Parámetros empleados para la elaboración de los espectros de capacidad, el ovalo rojo muestra el factor SF incluido igual a 981 cm/s^2 .

A continuación se presentan los desplazamientos espectrales (figuras 91 y 92) obtenidos dentro del rango inelástico de la estructura donde se obtiene el cruce del espectro de capacidad más crítico con la curva de capacidad, los cuales representarán el punto de desempeño de la estructura (la línea verde corresponde al espectro de capacidad, mientras que las líneas rojas serán los espectros de capacidad).



SLV = 5.3 cm

Figura 91. Puntos de desempeño de la estructura mediante los criterios del ATC – 40 de acuerdo a los diferentes estados límite en la dirección **Y**.



SLV = 4.6 cm

Figura 92. Puntos de desempeño de la estructura mediante los criterios del ATC – 40 de acuerdo a los diferentes estados límite en la dirección **X**.

En las figuras 91 y 92 se puede observar el punto del desplazamiento espectral máximo del edificio tanto en dirección “x” como en “y” de esta manera se puede apreciar, de acuerdo a los umbrales de daño, en que rango de daño se encuentra el edificio.

En dirección “x” se presenta un desplazamiento espectral de 4.6 cm, lo cual al ser comparado con el umbral de daño, obtenemos que se encuentra en un estado que puede **presentar daños severos**.

En cambio, para dirección “y” se presenta un desplazamiento espectral de 5.3 cm, lo cual al ser comparado con el umbral de daño, obtenemos que se encuentra en un estado que puede **presentar daños severos**.

Como anteriormente se propuso en el capítulo 7, el edificio Di Vittorio fue reforzado aumentando la sección de las columnas así como también añadiendo muros de

cortante con el propósito de evitar efectos de torsión, posteriormente, las vigas fueron reforzadas empleando compuestos de CFRP para reducir los efectos de cortante y momento flexionante en ellas. Debido a esto, se procedió a evaluar la estructura ya reforzada para comprobar si en realidad no sufre algún daño. A continuación, la figura 93 muestra la curva de capacidad del edificio en la dirección **x** y **y**, donde se observa que la curva se mantiene dentro del rango elástico mostrando un desplazamiento espectral máximo de 0.115 cm para dirección **x** y de 0.27 cm para dirección **y**.

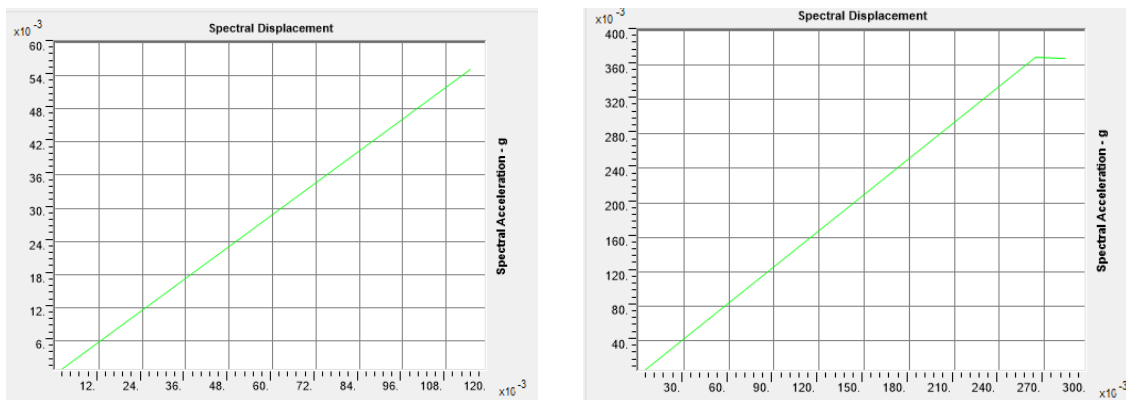


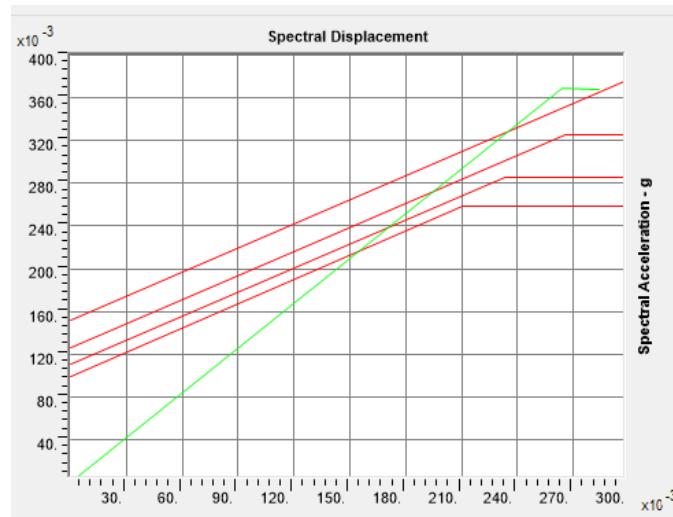
Figura 93. Curva de capacidad del edificio reforzado en dirección x (figura izquierda) y dirección y (figura derecha).

A continuación se presentan los desplazamientos espectrales de acuerdo a los criterios anteriormente vistos (ATC-40), con el propósito de identificar el comportamiento del edificio ya reforzado en cuanto a sus desplazamientos espectrales.

Es importante mencionar que para los criterios del ATC-40 el cruce se hará entre la curva de capacidad y el espectro que cuenta con un 5% de amortiguamiento.

En las siguientes figuras se muestran los puntos de desempeño referentes a los criterios de estudio.

DIRECCIÓN Y

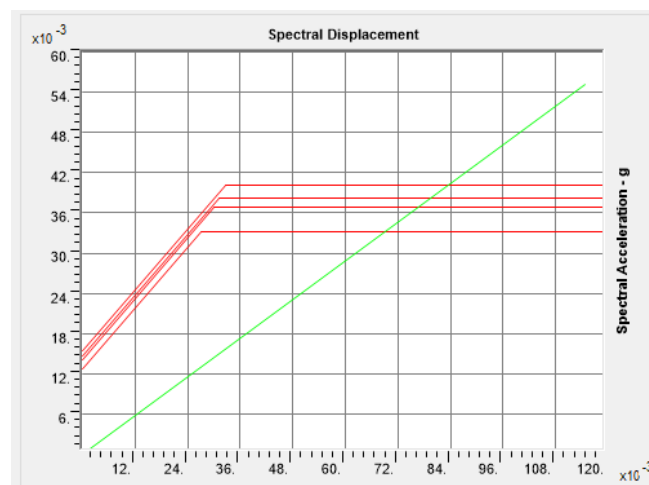


SLV= 0.24 cm

Figura 94. Puntos de desempeño de la estructura mediante los criterios del ATC – 40 de acuerdo a los diferentes estados límite en la dirección Y.

DIRECCIÓN X

ATC-40



SLV= 0.078 cm

Figura 95. Puntos de desempeño de la estructura mediante los criterios del ATC – 40 de acuerdo a los diferentes estados límite en la dirección X.

De acuerdo con los puntos de desempeño determinados en ambas direcciones, se observa que los desplazamientos espectrales se redujeron en comparación con los calculados en el edificio sin refuerzo. Por lo cual se obtuvo lo siguiente:

En dirección “x” se presenta un desplazamiento espectral de 0.078 cm, lo cual al ser comparado con el umbral de daño, obtenemos que se encuentra en un estado que ***no presenta daños***.

En cambio, para dirección “y” se presenta un desplazamiento espectral de 0.24 cm, lo cual al ser comparado con el umbral de daño, obtenemos que se encuentra en un estado que ***no presenta daños***.

10. CONCLUSIÓN

El resultado de la evaluación sísmica debe servir de base para la toma de decisiones frente a la necesidad de intervención de una edificación. Esta decisión puede dirigirse hacia diferentes posiciones que van desde no tomar ninguna acción, hasta hacer mínimas reparaciones y/o modificaciones, adecuar, reajustar la edificación o inclusive la posible demolición.

De acuerdo a lo mostrado en las evaluaciones efectuadas, se evidencia que:

- La estructura no muestra un evidente estado de deterioro del concreto, tanto para vigas como columnas, de acuerdo a las pruebas obtenidas.
- De acuerdo con las pruebas de resistencias realizadas al concreto y acero, la carga que actúa sobre los pilares base, de acuerdo a una evaluación analítica, resulta ser siempre inferior que la ruptura balanceada en la combinación sísmica, tales de predisponer las columnas a una ruptura del tipo dúctil.
- El edificio de estudio, de acuerdo al *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV), resulta ser sísmicamente vulnerable. De esta manera, ante la presencia de un posible terremoto, de acuerdo al SLV, la estabilidad del edificio, resultaría gravemente comprometida a presentar daños.

De esta manera se llevó a cabo la intervención tanto de vigas como columnas con el propósito de mejorar sus condiciones ante la acción sísmica. Para el caso de las vigas se propuso un refuerzo externo mediante compuestos CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), dicho material es muy utilizado en países desarrollados, donde se logró aumentar la resistencia de cortante y momento flexionante. Visto que en el edificio se producía torsión al momento de incluir una acción sísmica, se propuso incrementar la sección de las columnas, donde aún presentaba problemas de torsión el edificio. Para dar una solución al problema se propuso incluir muros de cortante (muro de concreto con un espesor de 12 cm, empleando un $f'c$ igual a 250 kg/cm²) los cuales proporcionaron mayor rigidez evitando problemas de torsión.

Posteriormente, se propuso conocer el comportamiento de la estructura de acuerdo al rango inelástico mediante el método “pushover”, donde se empujó el edificio

reforzado y sin reforzar tanto en dirección X como en Y. De esta manera se logró visualizar para el caso del edificio “no reforzado” un desplazamiento espectral del edificio ligeramente mayor en dirección Y que en X. De acuerdo a esto se evaluaron los umbrales de daño de la estructura (con el propósito de conocer su vulnerabilidad). Para el caso del edificio reforzado, se observó de acuerdo a su respectiva curva de capacidad que mantenía un rango elástico (dirección X) y ligeramente en un rango inelástico (dirección Y). Al momento de realizar la comparación entre el desplazamiento espectral del edificio reforzado y los desplazamientos de acuerdo a los umbrales de daño, se demostró que el edificio se mantiene en un rango donde no se producirán daños futuros.

Es importante mencionar que la mayor parte de las construcciones existentes diseñadas entre los años 60's y 70's (en ausencia de una normativa sísmica en el territorio Italiano) existen en gran cantidad en la zona sur de Italia, por lo que se recomienda hacer un estudio de la vulnerabilidad sísmica de todas estas edificaciones, con el propósito de mantener un control estructural de ellos. La continua presencia de terremotos en Italia, hace posible la necesidad de mantener cierta preocupación sobre este tipo de construcciones existentes y la forma de como reforzarlos ante estas fuerzas sísmicas, para de esta manera prevenir daños severos a la estructura o llegar al colapso de ella.

11. REFERENCIAS

- A.T.E.R. (s.f.). *Azienda Territoriale Edilizia Residenziale Matera*. Obtenido de Azienda Territoriale Edilizia Residenziale Matera: <http://www.atermatera.it/>
- Abad, H. C., & Recillas, H. (2007). Intervención de Estructuras con Refuerzos FRP. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- Amos, J. (20 de Octubre de 2016). ¿Por qué se producen tantos terremotos en Italia? *BBC*, pág. 2.
- Astorga, A., & Rivera, P. (2009). CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN GESTIÓN INTEGRAL DE RIESGOS. *PATOLOGÍAS EN LAS EDIFICACIONES*. MERIDA, YUCATAN, MEXICO.
- ATC-40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete building. Redwood city, California, USA.
- BARBAT, A. H. (2004). *EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y DEL RIESGO SÍSMICO*.
- Carrillo, J., & M. Alcocer, S. (2011). Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda. *Ingeniería Sísmica*.
- Castillo, R. (2010). *Uso de polímeros reforzados con fibras (FRP) como refuerzo externo*. Costa Rica: LanaMmeUCR.
- CNR. (2013). *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Composti Fibrorinforzati*. Roma.
- Comartin, C. D. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
- D'amato, M., Laterza, M., & Gigliotti, R. (2007). Indagini distruttive e non distruttive su edifici in ca esistenti secondo l'OPCM 3274/3431: evidenze sperimentali e significatività dei risultati. *12th Italian Conference on Earthquake Engineering*, (pág. 9).
- FEMA. (1976). *FEMA*. Obtenido de Federal Emergency Management Agency: <https://www.fema.gov>
- GangaRao, H. V., Taly, N., & Vijay, P. (2007). *Reinforced Concrete Design with FRP Composites*. New York: CRC Press.
- Gizzi, F. T. (Agosto de 2012). *Bolletín of Earthquake Engineering. 23 November 1980 Irpina - Basilicata earthquake (Southern Italy): towards a full knowledge of the seismic effects*. Potenza, Basilicata, Italia.
- GWIND. (s.f.). *Tuttitalia*. Obtenido de www.tuttitalia.it
- IMCYC. (2004). *PROPIEDADES DEL CONCRETO*.
- INGV. (s.f.). Instituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Obtenido de Instituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: <http://www.ingv.it>
- Lopez, O., Manilli, A., Bonilla, R., & Fernandez, N. (2010). EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS ESCOLARES EN VENEZUELA. *REVISIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA U.C.V.*, 81-94.

- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México: Limusa.
- NNTC-04. (2004). En *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* (pág. 107). México.
- NTC. (2008). *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Ojeda, A. A. (2008). ELABORACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA. *REVISTA DE MATEMÁTICA: TEORÍA Y APLICACIONES*, 41-48.
- Olivan, F. F. (2014). *Manual de Patología y Rehabilitación de Edificios*. Burgos: Universidad de Burgos.
- Pekelnicky, R., & Poland, C. (2012). ASCE 41-13: SEISMIC EVALUATION AND RETOFIT OF EXISTING BUILDINGS. *SEAOC 2012 CONVENTION PROCEEDINGS*, (pág. 12). CALIFORNIA.
- S.A., F., J.P., N., & J.V., T. (1975). Evaluation of existing buildings for seismic risk. *Proceeding of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle.
- Sauter, F. (JULIO de 2004). Interacción Mampostería - Estructura. MEXICO, MEXICO.
- SVIBS. (1 de Marzo de 1999). *Structural Vibrations Solutions*. Obtenido de <http://www.svibs.com>
- TECNO-PROVE. (s.f.). Laboratorio Especializado para pruebas de concreto y acero. Bari, Italia.
- UNE-EN-12504-2. (SEPTIEMBRE de 2013). PARTE 2: ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE. ITALIA.
- UNI-EN-12504-4. (1 de 1 de 2005). TESTING CONCRETE-PART 4: DETERMINATION OF ULTRASONIC PULSE VELOCITY. UNION EUROPEA.
- Verderame, G., Monfredi, G., & Frunzio, G. (9-13 de Septiembre de 2001). ANIDIS. *Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impegnati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60*. Potenza, Basilicata, Italia.

