

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS Y REFUERZO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
VÍA ALFONSO LAMARMORA, UBICADO EN LA CD. DE
IRSINA, PROVINCIA DE MATERA, ITALIA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

PRESENTA

NANCY VANESSA ORTEGA CARAZA

ASESOR

DR. GUILLERMO MARTINEZ RUIZ

RESUMEN

En la actualidad el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios existentes de concreto armado (RC) se ha convertido en un vital tema de investigación de la ingeniería estructural, toda vez que algunos de estos edificios aún se encuentran en servicio y cuando fueron diseñados lo hicieron sin haber considerado la estimación de la acción sísmica. Por lo que he centrado este trabajo en la investigación de la vulnerabilidad sísmica del conjunto habitacionales ubicado en Vía Lamarmora, Irsina, provincia de Matera, Italia el cual es (RC) y aún se encuentra en funcionamiento y tomando en cuenta que fue construido en los años 60's en Matera Italia y fue diseñado sólo para cargas verticales.

La investigación concluye al proponer que para que la estructura siga con su funcionamiento habitual y adecuado un mejoramiento los cuales son los siguientes:

- División de la edificación en tres partes favoreciendo a la estructura cumpliendo los requisitos de regularidad.
- Mejoramiento en las dimensiones de vigas y columnas.
- Refuerzo externo de un compuesto de Fibras de Carbono (CFRP) para lograr una mejor resistencia de cortante y momento flexionante.
- Debido al aumento de rigidez de la estructura: se propuso muros de rigidez para equilibrar y evitar problemas torsionantes.

Esto con el propósito de evitar posibles daños futuros en la estructura.

Palabras clave: Estructura, Aceleraciones, Regulaciones, Sísmica, Reforzamiento

ABSTRACT

At present, the study of the seismic vulnerability of existing buildings of reinforced concrete (RC) has become a vital research topic of structural engineering, since some of these buildings are still in service and when they were designed. They did without having considered the estimation of the seismic action. So I have focused this work on the investigation of the seismic vulnerability of the housing complex located in Vía Lamarmora, Irsina, province of Matera, Italy which is CR and is still in operation and taking into account that it was built in the 60's in Matera Italy and was designed only for vertical loads.

The research concludes by proposing that for the structure to continue with its normal and adequate functioning an improvement which are the following:

- Building division into three parts, favoring the structure fulfilling the requirements of regularity.
- Improvement in the dimensions of beams and columns.
- External reinforcement of a Carbon Fiber composite (CFRP) to achieve better shear strength and bending moment.
- Due to the increased stiffness of the structure: stiffening walls were proposed to balance and avoid torsional problems.

This with the purpose of avoiding possible future damage to the structure.

Keywords: Structure, Accelerations, Regulations, Seismic, Reinforcement.

DEDICATORIA

A mis padres, Artemio Ortega y Alejandra Caraza, por ser los pilares más importantes en mi vida y porque siempre me apoyaron tanto en lo moral como en lo económico para llegar hasta donde me encuentro ahora, sin importar nuestras diferencias de opiniones conformamos un gran equipo, ya que sin sus sabios consejos no estaríamos disfrutando este momento tan especial.

A mis hermanos y demás familiares que en general siempre me otorgaron su apoyo día a día, que directa e indirectamente estuvieron ahí en el transcurso de mis estudios, guiándome, y de vez en cuando corrigiendo mi camino.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es el resultado final de lo que inicio siendo “solo una idea”, es la culminación y el cumplimiento de todo un esfuerzo realizado por varios años de dedicación y trabajo que fue realizado en un principio en la Universita’ Degli Studi Della Basilicata en conjunto con la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, lugares en los cuales conocí diferentes personas que participaron directa e indirectamente, opinando, corrigiendo, dando animo en esos momentos de crisis y felicidad.

Es por ello que es mi deseo como sencillo gesto en primer lugar agradecer a mi asesor de tesis, el Dr. Guillermo Martínez Ruiz, por su paciencia ante mi inconsistencia y los errores cometidos en el transcurso de la elaboración de este trabajo de investigación y mayormente agradezco su valiosa dirección en este camino, esos sabios consejos, sus palabras de aliento, lo que me ayudo a llegar a la conclusión de mi tesis.

También extiendo un profundo agradecimiento a mis co-asesores Micheleangelo Laterza y Michele D’amato primeramente por haberme recibido en su Universidad, y segundo por su paciencia, sabiduría, apoyo así como al ánimo que me brindaron durante mi estancia en Matera, Italia donde tuve la oportunidad de aprender y finalizar una parte de este trabajo.

Agradezco también la colaboración del equipo involucrado en el proceso de tomar muestras y ejecución de resultados en el laboratorio ya que sin su colaboración no hubiera sido posible la realización de dicho estudio.

A todos mis compañero y amigos, estén donde estén, que con ellos se compartieron incontables horas de trabajo, experiencias inolvidables, gracias por los buenos y malos ratos, por aguantarme y escucharme gracias a todos por darme ánimos en todo el camino que recorrimos juntos en especial a Daniel Araiza, Israel Ledesma, José Fabián y Octavio Méndez.

Gracias a Olga Aragón, David Hernández, Edgar Laguna, Daniela Fuentes, Vito Cassamasima, Michelle Signorelli, Antonella Venezia y Filomena Sarcuni que me recibieron bien durante mi estancia en Matera, Italia y por haberme dado la oportunidad de convivir dentro y fuera de la Universidad.

He de reconocer que todo esto no hubiera sido posible sin el amparo incondicional que me otorgaron mis padres y mi familia que entendieron mi ausencia y me apoyaron estando lejos en todo aquello que pudiera necesitar.

Mis palabras nunca serán suficientes para testimoniar mi aprecio y mi agradecimiento.

**AGRADECIMIENTO ESPECIAL/
RINGRAZIAMENTI SPECIALI**

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

LISTAS DE TABLAS.....	- 1 -
LISTA DE FIGURAS	- 2 -
LISTA DE GRÁFICOS	- 4 -
1. INTRODUCCIÓN.....	- 5 -
2. OBJETIVO PRINCIPAL	- 6 -
2.1 OBJETIVO SECUNDARIOS.....	- 6 -
2.2 JUSTIFICACIÓN.....	- 6 -
2.3 DELIMITACIONES DEL TEMA	- 6 -
3. ANTECEDENTES HISTÓRICOS	- 7 -
3.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	- 8 -
4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	- 13 -
4.1 DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE Y SU ENTORNO.....	- 13 -
4.2 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS	- 15 -
5. PATOLOGÍAS	- 18 -
5.1 INTRODUCCIÓN.....	- 18 -
5.2 EXAMEN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN	- 19 -
5.2.1 HUMEDAD	- 20 -
5.2.2 FISURAS	- 21 -
5.2.3 DETERIORO	- 23 -
6. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL.....	- 24 -
6.1 PRUEBAS NO- DESTRUCTIVAS Y DESTRUCTIVAS	- 26 -
6.1.1 CARBONATACIÓN	- 26 -
6.1.2 SonReb (Esclerometrica+Ultrasónica)	- 29 -
6.1.3 TRACCIÓN DE ACERO.....	- 37 -
7. MODELADO NÚMÉRICO.....	- 39 -
7.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	- 40 -
7.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS.	- 40 -
7.3 CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA.	- 40 -
7.4 ESTIMACIÓN DEL PESO DE COLUMNAS POR ENTREPISO	- 43 -
7.5 CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA	- 44 -
7.6 PROYECTO DE SIMULACIÓN DE ACERO	- 46 -
8. DEMANDA SISMICA.....	- 48 -

8.1	CARGA DE SISMO.....	- 48 -
8.2	ESPECTRO DE DISEÑO.....	- 50 -
8.2.1	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	- 53 -
8.2.2	ESTADOS LÍMITE DE ÚLTIMO.....	- 53 -
8.3	CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	- 60 -
8.3.1	ESTRUCTURA REGULAR.....	- 61 -
8.3.2	ESTRUCTURA IRREGULAR.....	- 62 -
8.3.3	ESTRUCTURA FUERTEMENTE-IRREGULAR.....	- 62 -
8.4	CORRECCIONES DE REGULARIDAD.....	- 62 -
9.	ACCIÓN SÍSMICA DE PROYECTO.....	- 63 -
10.	ANÁLISIS ELÁSTICO Y PROPUESTAS DE REFUERZO.....	- 67 -
10.1	MODELACIÓN DE ESTRUCTURA MEDIANTE EL PROGRAMA SAP 2000.....	- 67 -
10.2	ASIGNACIÓN DE MATERIALES.....	- 69 -
10.3	ASIGNACIÓN DE SECCIONES.....	- 70 -
10.4	ASIGNACIÓN DE CARGAS.....	- 73 -
10.5	ASIGNACIÓN DE ESPECTROS.....	- 78 -
10.6	ASIGNACIÓN REVISIÓN DEL DISEÑO.....	- 82 -
11.	ANÁLISIS DINÁMICA MODAL.....	- 83 -
11.1	CENTRO DE CARGA, DE MASA Y DE TORSIÓN.....	- 85 -
12.	DISEÑO DE ELEMENTOS.....	- 88 -
13.	REVISIÓN DE LAS VIGAS.....	- 89 -
13.1	VERIFICACIÓN DE MOMENTO RESISTENTE.....	- 90 -
13.2	VERIFICACIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE.....	- 91 -
14.	REVISIÓN DE COLUMNAS.....	- 92 -
15.	COMPARACIÓN DE MOMENTO RESISTENTE Y MOMENTO REQUERIDO...-	93 -
16.	REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	- 96 -
	¿POR QUÉ REFORZAR UNA ESTRUCTURA?.....	- 96 -
16.1	INTERVENCIÓN EN LA ESTRUCTURAS CON REFUERZO FRP.....	- 97 -
16.1.1	REFUERZO A FLEXIÓN CON CFRP USANDO EL ACI.....	- 100 -
16.2	REFUERZO A CORTANTE CON CFRP.....	- 108 -
17.	ANÁLISIS NO LINEAL.....	- 112 -
17.1	NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	- 113 -
	UMBRAL DE DAÑO DIRECCIÓN X DE LA ESTRUCTURA SIN REFUERZO.....	- 116 -

UMBRALES DE DAÑO DIRECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA SIN REFUERZO ... - 116 -

18. APLICACIÓN Y RESULTADOS ANÁLISIS PUSHOVER - 117 -

19. CONCLUSIONES..... - 124 -

20. REFERENCIAS - 128 -

ANEXO 1 131

ANEXO 2.....132

ANEXO 3.....133

ANEXO 4..... 136

LISTAS DE TABLAS

Tabla 1 Zona sísmica del territorio italiano (Consejo Regional de Basilicata).....	- 9 -
Tabla 2 TABLA DE COLUMNAS Y VIGAS EXISTENTES EN LA EDIFICACIÓN.....	- 14 -
Tabla 3 Tipo de pruebas realizadas en la edificación (Vía Lamarmora) (Caraza, 2017).....	- 26 -
Tabla 4 Resultados mínimo, medio y máximo de la profundidad de carbonatación	- 28 -
Tabla 5 Factores de corrección aplicados a la resistencia de compresión.....	- 33 -
Tabla 6 Fcls de resistencia del concreto obtenidos a partir de la resistencia de compresión de las muestras F_{car}	- 33 -
Tabla 7 Resultados obtenidos en el Laboratorio.....	- 35 -
Tabla 8 Aplicación del método de SonReb.....	- 36 -
Tabla 9 Resultados obtenidos en la literatura y teóricos de la resistencia a la compresión	- 37 -
Tabla 10 Resultados de la prueba de tracción del acero	- 38 -
Tabla 11 Propiedades de los Materiales	- 40 -
Tabla 12 Carga Muerta Entrepiso.....	- 41 -
Tabla 13 Carga Muerta Azotea.....	- 41 -
Tabla 14 Carga Muerta muros externos.....	- 42 -
Tabla 15 Carga Muerta muros internos	- 42 -
Tabla 16 Peso de columnas por entrepiso	- 43 -
Tabla 17 Cargas Vivas Unitarias	- 45 -
Tabla 18 Acero existente en columnas	- 47 -
Tabla 19 Estados Límite de Servicio y Estados límite últimos	- 53 -
Tabla 20 Peligrosidad Sísmica para el caso de estudio	- 54 -
Tabla 21 Categoría del subsuelo	- 55 -
Tabla 22 Características topográficas.....	- 56 -
Tabla 23 Categorías adicionales del subsuelo.....	- 56 -
Tabla 24 Categoría del subsuelo	- 58 -
Tabla 25 Amplificación Topográfica	- 58 -
Tabla 26 Tipo de construcción para conocer su vida nominal.....	- 64 -
Tabla 27 Tipo de clases de acuerdo a la función de la estructura	- 64 -
Tabla 28 Coeficiente de acuerdo a la clase de uso	- 64 -
Tabla 29 Definición de la acción sísmica para un VR de 50 años	- 65 -
Tabla 30 Definiendo el espectro de Diseño	- 65 -
Tabla 31 Secciones asignadas en el programa SAP 2000.....	- 70 -
Tabla 32 Secciones correspondientes para cada columna (dimensiones).....	- 71 -
TABLA 33 Secciones correspondientes para cada viga (dimensiones)	- 71 -
Tabla 34 Combinaciones de cargas	- 82 -
Tabla 35 Análisis Modal de la Estructura con y sin muros de rigidez	- 87 -
Tabla 39 Propiedades de la sección	- 101 -
Tabla 40 Propiedades del refuerzo CFRP	- 101 -
Tabla 41 Factores de reducción ambiental	- 103 -
Tabla 42 Propiedades de la sección	- 108 -
Tabla 43 Propiedades del refuerzo CFRP	- 108 -
Tabla 46 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (Vision 2000, 1995)	- 113 -
Tabla 47 Cargas laterales aplicadas para análisis Pushover.....	- 117 -

Tabla 48 Punto de desempeño ATC-40.....	- 120 -
Tabla 49 Punto de desempeño FEMA-440.....	- 120 -
Tabla 50 Punto de desempeño ATC-40 (Estructura Reforzada).....	- 122 -
Tabla 51 Punto de desempeño FEMA-440.....	- 123 -
Tabla 36 Cortante y momento máximo presente en secciones de viga (primer nivel).	132
Tabla 37 Confrontación entre Momento resistente y momento requerido en vigas.....	134
Tabla 38 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido en vigas	135
Tabla 44 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido con fibras	136
Tabla 45 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido con fibras.....	137

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1 Mapa de peligrosidad sísmica (territorio nacional italiano).....	- 10 -
Fig. 2 Falla en conexión produciendo fallas y colapsos (Italia, Consorzio Poroton).....	- 12 -
Fig. 3 Colapso de planta baja débil (Italia, Consorzio Poroton)	- 12 -
Fig. 4 Macro y Micro localización de la región de Basilicata (Keywords).....	- 13 -
Fig. 5 Vía Alfonso Lamarmora, Irsina (Google).....	- 14 -
Fig. 6 Perspectiva sur-norte y elevación (Caraza, 2017).....	- 15 -
Fig. 7 Perspectiva oeste- este y elevación (Caraza, 2017).....	- 15 -
Fig. 8 Sistema de Piso (Autocad 3D).....	- 16 -
Fig. 9 Plano vista en planta de la Edificación.....	17
Fig. 13 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación (Caraza, 2017)	- 19 -
Fig. 14 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación (Caraza, 2017)	- 20 -
Fig. 15 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación (Caraza, 2017)	- 21 -
Fig. 17 Muestra de Fisuras en la viga (Balcón) de la edificación (Caraza, 2017)	- 22 -
Fig. 16 Muestra de Fisuras en la columna de la edificación (Caraza, 2017).....	- 22 -
Fig. 18 Muestra de deterioro en la columna de la edificación (Caraza, 2017).....	- 23 -
Fig. 19 Muestra de carbonatación en columnas y vigas (Caraza, 2017)	- 27 -
Fig. 20 Esclerómetro (Martillo de Schmidt) (Caraza, 2017)	- 29 -
Fig. 21 Medición de rebote con esclerómetro (Caraza, 2017).....	- 30 -
Fig. 22 Medición Ultrasónico (Caraza, 2017)	- 31 -
Fig. 23 Extracción de barra de acero (Caraza, 2017).....	- 37 -
Fig. 24 Categoría de Acero A.Spe.A en la circular M.L.L.PP. de 1957.....	- 38 -
Fig. 25 Planta tipo de la edificación.....	- 39 -
Fig. 26 Losa (sistema Travetti) (VIGUETA Y BOVEDILLA)	- 41 -
Fig. 27 Vista en Planta de la dirección en la que trabaja la losa	- 43 -
Fig. 28 Localización de Balcones	- 46 -
Fig. 29 Acciones/Respuestas durante la vida útil de una edificación.....	- 48 -
Fig. 30 Mapa de Peligrosidad Sísmica Territorio Nacional Italiano, Basilicata, Irsina con probabilidad del 10 % en 50 años (INGV, ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA) ...	- 50 -
Fig. 31 Parámetros relativos para definir la acción sísmica	- 54 -

Fig. 32 Ingreso de Nueva modelación y definiendo mallado del sistema.....	- 67 -
Fig. 33 Diseño y restricciones de la estructura.....	- 68 -
Fig. 34 Admisión de las propiedades del concreto.....	- 69 -
Fig. 35 Admisión de las propiedades del acero.....	- 69 -
Fig. 36 Definir las propiedades de las secciones (dimensiones y material)	- 70 -
Fig. 37 Definiendo propiedades de las losa y escaleras (dimensiones y material)	- 72 -
Fig. 38 Modelo de la estructura en SAP2000	- 72 -
Fig. 39 Definir los diferentes tipos de cargas aplicadas en la edificación	- 73 -
Fig. 40 Definir los diferentes tipos de cargas aplicadas en la edificación	- 73 -
Fig. 41 Definiendo como masas las cargas en la edificación.....	- 74 -
Fig. 42 Asignación de cargas en la estructura	- 75 -
Fig. 43 Asignación de cargas en el entrepiso (tipo).....	- 76 -
Fig. 44 Asignación de cargas en la azotea	- 77 -
Fig. 45 Definiendo los espectros de respuesta de acuerdo a su Normativa	- 78 -
Fig. 46 Espectros de respuesta de acuerdo a la Normativa Italiana	- 79 -
Fig. 47 Asignando los casos Sismo x y Sismo y con espectro	- 80 -
Fig. 48 Combo de combinaciones	- 81 -
Fig. 49 Revisión de la Estructura	- 83 -
Fig. 50 Primer modo de vibrar forma modal (T1=1.47111 seg)	- 83 -
Fig. 51 Segundo modo de vibrar forma modal (T2=1.39357)	- 84 -
Fig. 52 Tercer modo de vibrar forma modal (T3=1.01023)	- 84 -
Fig. 53 Cuarto modo de vibrar forma modal (T4=0.46802 seg)	- 84 -
Fig. 54 Vista Noreste con Muros de Rigidez.....	- 86 -
Fig. 55 Vista Sureste con Muros de Rigidez.....	- 86 -
Fig. 56 Vista Oriente con Muros de Rigidez	- 86 -
Fig. 57 Vista Poniente con Muros de Rigidez	- 87 -
Fig. 58 Diagrama de Interacción columna 10 con un CR > 1 (O/S #14).....	- 93 -
Fig. 59 Gráfico del Método del Espectro de Capacidad para determinar el punto de demanda (Academia.edu)	- 113 -
Fig. 60 Curva de capacidad a Espectro de Capacidad	- 115 -
Fig. 61 Umbral de Daño en la Estructura sin Refuerzo en dirección X.....	- 116 -
Fig. 62 Umbral de Daño en la Estructura sin Refuerzo en dirección Y	- 116 -
Fig. 63 Triángulo invertido de fuerzas en entrepisos de la edificación.....	- 117 -
Fig. 64 Espectro de capacidad de la estructura sin refuerzo (Dirección X)	- 118 -
Fig. 65 Espectro de capacidad de la estructura sin refuerzo (Dirección Y)	- 118 -
Fig. 66 Espectro de Demanda (Sa vs T) a Espectro de Demanda (Sa vs Sd)	- 119 -
Fig. 67 Punto de desempeño y rango de daño de la estructura ATC-40 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV	- 120 -
Fig. 68 Punto de desempeño y rango de daño de la estructura FEMA-440 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV	- 121 -
Fig. 69 Espectro de capacidad de la estructura con refuerzo (Dirección X).....	- 121 -
Fig. 70 Espectro de capacidad de la estructura con refuerzo (Dirección Y).....	- 121 -
Fig. 71 Punto de desempeño de la estructura reforzada ATC-40 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV	- 122 -

Fig. 72 Punto de desempeño de la estructura reforzada FEMA-440 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV - 123 -

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 Gráfico mínimo, medio y máximo de la profundidad de carbonatación.....	- 29 -
GRÁFICO 2 Resistencia a la compresión derivado de las muestras	- 34 -
GRÁFICO 3 Correlación experimental entre la resistencia a la compresión y a la velocidad ultrasónica y el índice de rebote medido.....	- 34 -
GRÁFICO 6 Espectro de diseño estado limite SLV con factor $q=1,5$ de la componente horizontal del caso de estudio	- 66 -
GRÁFICO 5 Espectro elástico de la componente horizontal para el caso de estudio	- 66 -
GRÁFICO 7 Espectro de Respuesta ubicación del Periodo vs aceleración del análisis modal	- 88 -
GRÁFICO 8 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 30x21 de la viga 1—5.....	- 94 -
GRÁFICO 9 Gráfico de momento resistente y momento requerido viga 30x21 de la viga 1-5.....	- 94 -
GRÁFICO 10 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 70x21 de la viga 26-22 ...	- 95 -
GRÁFICO 11 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 70x21 de la viga 26-22 ...	- 95 -
GRÁFICO 12 Representación bilineal de curva de capacidad con estados de daño (Marinilli, junio de 2009)	- 114 -

1. INTRODUCCIÓN

En el siguiente trabajo de investigación, se expresa el desarrollo y planteamiento de un proyecto de restauración y conservación de una edificación de los años 60's en base a un proceso metodológico de análisis y reflexión, este corresponde a conjunto habitacionales ubicado en Vía Lamarmora, Irsina, provincia de Matera, Italia.

En el transcurso de los años, está la posibilidad de que la estructura haya sufrido varios cambios durante su vida útil siendo hoy en día un conjunto de casas habitacionales que alberga a 6 familias.

Uno de los motivos de este estudio se debe a que en Basilicata gran parte de los alrededores existen edificios con características similares a dicho estudio, esto lleva a una problemática ya que la mayoría de estos tienen su primer nivel como estacionamiento, ocasionando la llamada "planta baja débil" y al ocurrir un evento sísmico ocasionaría graves problemas en dicha zona.

El proyecto de restauración se contempló en diversas fases una de ellas fue el diagnóstico de la estructura, se realizó una inspección detallada, tomando los parámetros comunes con el objetivo de generar antecedentes, de acuerdo a la documentación, se efectuaron pruebas destructivas y no destructivas, con ello se tendría calidad de los materiales que lo conforman, a través del modelo estructural se colocaron acciones que pueden afectar la estructura con el objetivo de verificar que la estabilidad de la edificación, y cumplimiento de los requisitos exigidos por las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC-04, 2004),.

En caso de que la estructura presentara daños se tomaron las intervenciones correspondientes primordialmente dirigida a la conservación del inmueble, garantizando la seguridad y dejando un documento que aporte que es necesario la intervención en este tipo de edificaciones que ayuden a evitar alguna catástrofe en algún futuro.

2. OBJETIVO GENERAL

Conservación de una estructura de los años 60's tomándose como una de las primeras edificaciones de concreto armado del siglo XX verificando su buen comportamiento, cumplimiento de seguridad, estabilidad y resistencia de acuerdo a la normativa.

2.1 OBJETIVO PARTICULAR

- Observar los daños presentados de la edificación a través de los años.
- Realizar las pruebas no destructivas y destructivas para conocer la resistencia de los materiales que la conforman.
- Analizar de acuerdo con la reglamentación con el uso de espectro de diseño de la zona.
- Intervenciones y restauraciones necesarias en los elementos estructurales

2.2 JUSTIFICACIÓN

La realización de este trabajo para este tipo de estructuras es el interés en la infraestructura suburbana teniendo en cuenta el progreso y desarrollo de la sociedad ofreciendo comodidad y seguridad, además de que son aplicados los conocimientos de elementos constituidos de concreto.

2.3 DELIMITACIONES DEL TEMA

Realización de análisis de una edificación de 4 niveles ubicado en Irsina, Italia, desconociendo en si como se conforma la estructura en general sin dejar a un lado que no se cuenta con datos precisos de cimentación.

3. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Primeramente debemos de concientizar que antes de realizarse una inspección se debe conocer como está compuesta una estructura de concreto armado (Sánchez, 2008):

- Elementos horizontales planos, que reciben las cargas de uso.
- Las vigas que soportan sus cargas y pesos propios.
- Muros que recogen el total de cargas, planta por planta del edificio.
- La cimentación que transmite las cargas de columnas y muros al terreno.

La estructura debe de cumplir con la función para la cual fue diseñada, además de mantenerse dentro de los límites estructurales, económicos y satisfacer las necesidades de los ocupantes.

Debido al crecimiento de la población en la región de Basilicata, se ha generado que el entorno de la región se modifique, ofreciendo así comodidad, protección y calidad de vida a sus habitantes, la Azienda Territoriale Edilizia Residenziale de Matera (ATER) el 1 de junio de 1937 y con la aplicación de la ley el 6 de junio de 1935 n.1129, dio apoyo al beneficio de clase obrera en la escala social, otorgándoles vivienda a los que no cuentan con los recursos suficientes para obtenerla.

En un principio se trabajó en construcciones existentes con función pública, pero dándole una evaluación a estas edificaciones, la vulnerabilidad de los edificios de concreto armado construidos en los 60's muestran problemas importantes desde el punto de vista sísmico, ya que fueron diseñadas con ausencia de normativa sísmica. (G.Manfredi & Frunzio, 2001)

Se han llevado acabo evaluaciones en cuanto a la resistencia del concreto que tienen las edificaciones, tanto públicas (Estancias de Gobierno) como privadas (casas habitación), las cuales fueron construidas en los periodos de 1960- 1970, ya que fueron las primeras edificaciones en el sur de Italia, en donde la resistencia promedio fue de 29.33 N/mm². Sin embargo dentro del estudio e investigación que realice y debido al resultado que arrojaron las pruebas fue de 27,07 N/mm² en esta

misma no fue considerada una normativa sísmica, con nuestro análisis se verificó si se encuentra dentro de los límites de servicio o si es necesario intervenir para que siga cumpliendo la función a la que está destinada.

3.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad se define como; una magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo.

Actualmente las poblaciones están aumentando considerablemente y en gran volumen de crecimiento, esto influye en que deban ubicarse en zonas que pueden considerarse de alto, medio o bajo riesgo sísmico, y es así que va en aumento el porcentaje de las pérdidas humanas y los daños en la estructura.

El movimiento sísmico afecta de una u otra manera a la estructura de una edificación, aun estando asentada en un suelo que se presume no se deforma, es decir, la estructura y el suelo jamás estarán separadas una de la otra, por lo tanto al haber un movimiento sísmico, se moverán conjuntamente, teniendo desde un leve a un grave deterioro en la estructura, ya que existen acciones importantes que pueden llegar afectarla y hacerla vulnerable a estas acciones. Por lo tanto desde el comienzo del análisis debe considerarse la interacción entre edificación y movimiento del suelo, no solo como un comportamiento estructural y constructivo. Sin embargo ya existen iniciativas en el ámbito nacional como internacional, para tomar precauciones y acciones, siendo más conscientes sobre la importancia que tiene este tema, se han redactado parámetros y normas para disminuir la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

En Italia, la situación no es diferente, esto se debe a su ubicación geográfica, ya que ha estado expuesta a movimientos sísmicos, a lo largo de su historia, los cuales han causado grandes desastres, es por ello que esto los llevó a tener normas estrictas para regular la seguridad y el confort de sus edificaciones.

La Ordenanza del Presidente del Consejo de Ministros no.3274/2003, actualizado por el Consejo Regional de Basilicata de liberación .731 de 19.11.2003 da al territorio 4 zonas sísmicas, tabla (I) de acuerdo al mapa de peligrosidad otorgada por la Ordenanza del PCM n.3519/2006 fig. (1) sobre la base del “valor de la aceleración horizontal máxima” (en g) con probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años.

Zona	Descripción	Aceleración con gran probabilidad de 10% en 50 años	Convencional aceleración horizontal máxima (Normas Técnicas)	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 ≤ 0,25 g	0,25 g	2,198
3	Área que puede estar sujeta a terremotos fuertes, pero rara.	0,05 <a g ≤ 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 ≤ 0,05 g	0,05 g	2.244

(*): Los territorios de varios municipios que cae en diferentes zonas sísmicas (por ejemplo. la ciudad de pescorocchiano).

Tabla 1 Zona sísmica del territorio italiano (Consejo Regional de Basilicata)

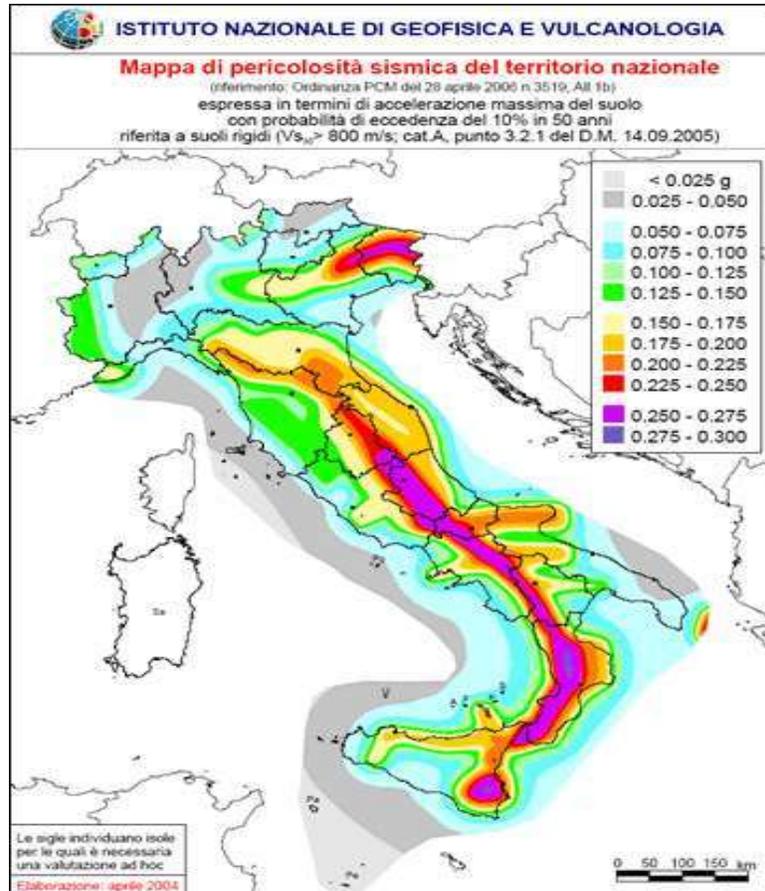


Fig. 1 Mapa de peligrosidad sísmica (territorio nacional italiano)

Al tener mayor información del caso de estudio, se tiene un conocimiento preciso y un comportamiento real de la estructura, el territorio de Irsina es un punto de vista geológico que se encuentra en la parte central de la Bradanica foso (Migliorini, 1937). La fosa Bradanica es la cuenca de sedimentación entre las montañas de los Apeninos al oeste y al este del Apulo Antepaís. Que corresponde al Adriático Sur donde se encuentra un conjunto de depósitos arenosos-conglomerados.

Italia es un país que se encuentra en alto peligro sísmico, su primera metodología comenzó en el año de 1982 llamada índice de vulnerabilidad (GNDT), después de los daños en edificaciones causados por el terremoto de Friuli con magnitud M_w 6.5, Profundidad de 6 km, Intensidad de Mercalli de IX-X y epicentro (Artegna, Italia), estos estudios fueron mejorados después del terremoto de 1980 en Irpina con magnitud M_w 6.9, Profundidad 30 km, Intensidad de Mercalli X y epicentro (Campania central y Basilicata centro-norte, Italia) (INGV) causando daños y así

obligando a crear una inspección detallada siendo la base de datos que se utiliza actualmente, este método da una calificación a la calidad de diseño y construcción sismo resistente, la operación consiste en dar valoración de 11 parámetros ya establecidos o mediante el daño producido en la estructura para enseguida calcular el índice de vulnerabilidad.

Uno de los sismos que causaron daños y problemas estructurales fue el que ocurrió en la ciudad de L'Aquila el 6 de abril del 2009, tuvo una M_w de 5.8 seguido por diversas replicas, unas con magnitud superior a 5, dañando así edificaciones que habían resistido al evento principal. (Masi A, 2009)

Las estructuras de tipo residencial principalmente de concreto armado, fueron dañadas gravemente en sus elementos (viga, columnas y conexiones) y en algunos casos colapso global o una planta entera.

En estructuras de concreto armado, existen diversos detalles de construcción que se deben tener en cuenta. Los cuales van de acuerdo al criterio de los diseños y de la capacidad, y para obtener un comportamiento sísmico aceptable, debe de tener la capacidad de disipar la energía inducida por el movimiento del terreno, debido al sismo todo atribuido a los elementos estructurales.

Uno de los problemas presentados en el país Italiano, por la vulnerabilidad de las estructuras, se caracterizan por grandes aberturas en la primera planta y debido a esto se presenta planta baja débil y al concentrarse una alta demanda de ductilidad puede causar el colapso prematuro y frágil de la estructura.

Hace algunos años la construcción en Italia se trabaja a través de la actualización de la norma actual (NTC N. t., 2008) , pero existen aún en zonas de terremotos que aún existen edificaciones construidas bajo el reglamento DM 16/01/1996 en edificios el cual no contiene, al menos explícitamente, información esencial sobre la ductilidad debido a los elementos. (Italia, 2009)

Conociendo los movimientos ocurridos en Italia algunas edificaciones de concreto armado, donde su ejecución fue incorrecta o bien el diseño de la estructura ha dado paso a casos de colapso. Una de las principales fallas fueron las conexiones de

viga-columna, otra de las fallas se presenta cuando las columnas están conectadas inadecuadamente a los pisos consecutivos produciendo colapso de una planta Fig. (2), Uno de los principales casos de daño que se ha informado en varias ocasiones corresponde “a planta baja débil” Fig. (3)



Fig. 2 Falla en conexión vigas y columnas (Italia, Consorzio Poroton)



Fig. 3 Colapso de planta baja débil (Italia, Consorzio Poroton)

4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE Y SU ENTORNO

Las edificaciones consisten en departamentos ubicados en Vía Alfonso Lamarmora, Irsina, en la provincia de Matera de la región de Basilicata al sur de Italia. Latitud $40^{\circ}45'17.93''N$ y Longitud $16^{\circ}14'8.52''E$ (fig.4).



Fig. 4 Macro y Micro localización de la región de Basilicata (Keywords)

La altura del edificio a nivel de terreno es de 13.75 m, de 3 m entre entresijos, el edificio está diseñado para albergar 6 departamentos dos por piso y un aproximado de alojamiento de 7 vehículos en el área de estacionamiento.

En lo que respecta a sus fachadas, al oriente, cuenta con un tipo de balcones y ventanales, lo cual permite iluminación y ventilación en los departamentos de todos los niveles, misma en dirección poniente pero inverso. (figs.6 y 7)

En general la estructura se compone a base de columnas cuadas y rectangulares, mientras que las vigas en los niveles encontramos dos tipos de dimensiones y en los balcones una más pequeña en la parte superior. Tabla (2).

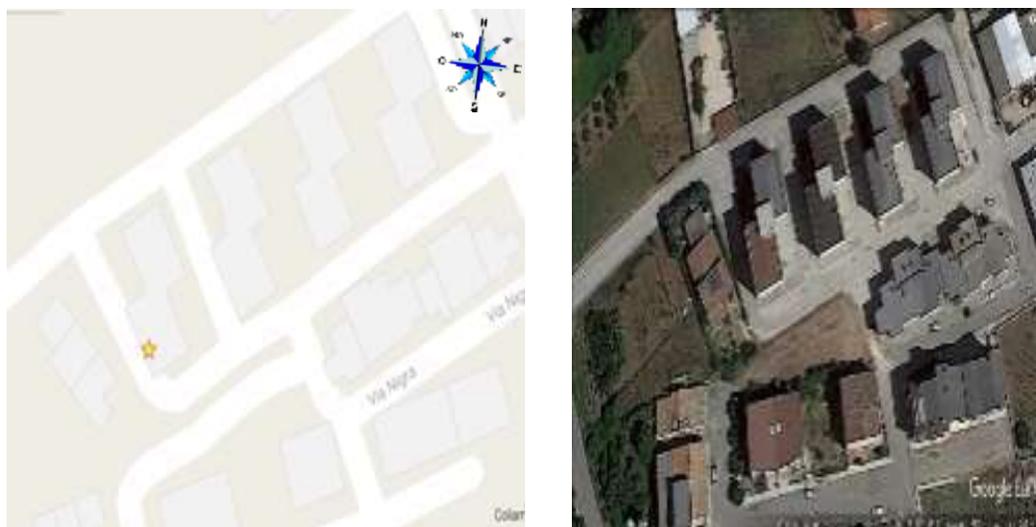


Fig. 5 Vía Alfonso Lamarmora, Irsina (Google)

COLUMNAS			
NIVEL	NUMERACIÓN DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	DIMENSION (cm)
1,2,3,4	1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	25	30X30
	7-8-9-23-24-25	6	25X30
VIGAS			
NIVEL	NUMERACIÓN DE VIGAS	NÚMERO DE VIGAS	DIMENSION (cm)
1,2,3,4	1-2, 2-3, 3-4, 4-5,5-6, 1-10, 10-11, 11-12, 12-13, 13-14-26, 6-15, 15-26, 7-14, 17-18, 17-25, 17-18, 18-19, 19-20, 20-21, 21-22, 22-31, 26-27, 27-28, 28-29, 29-30, 30-31	25	30X21
	6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 22-23, 23-24, 24-25, 25-26	8	70X21
2,3,4	Balcones	---	13x30

Tabla 2 TABLA DE COLUMNAS Y VIGAS EXISTENTES EN LA EDIFICACIÓN

4.2 CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS

La construcción data entre 1960 -1970. Este fue construido con consideraciones de diseño de la norma vigente del Reglamento de ese tiempo.

Las edificaciones tienen geoméricamente, en planta, una forma irregular planteados a base marcos rígidos, integrado por columnas, vigas principales, sistema de piso (travetti latero) asemejando vigueta y bovedilla fig. (8), Trabajando el sistema en una sola dirección (Fig.9), concreto reforzado y mampostería.



Fig. 6 Perspectiva sur-norte y elevación (Caraza, 2017)



Fig. 7 Perspectiva oeste- este y elevación (Caraza, 2017)

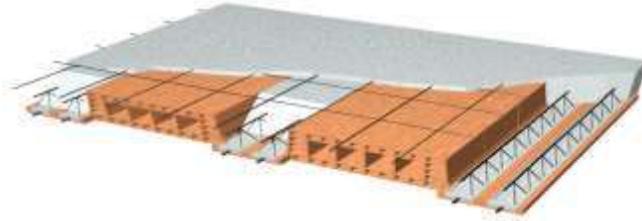


Fig. 8 Sistema de Piso (AutoCAD 3D)

El edificio está plantado sobre un terreno aproximadamente de 790.86 m² con una superficie de construcción de 1339.196 m², en la planta baja con espacio para estacionamiento, tres plantas tipo y un nivel de azotea.

Las dimensiones de los departamentos tipo son de 110 m² de construcción aproximadamente es por eso que se les asigna el destino como casa habitación de uso residencial.

Todos los departamentos cuentan con estancia, comedor, cocina, área de servicio, baño completo, balcón y recamaras.

El relieve geométrico- estructural ha permitido, junto con la ejecución de ensayos definir los materiales resistentes de la construcción, examen de calidad y el estado en el que se encuentran los materiales y conocer los elementos que la constituyen.

En el plano arquitectónico se muestra la planta tipo de las edificaciones de estudio y las vista 3D de la edificación tipo.

SISTEMA TRAVETTI-LATERO

Es un sistema mixto con ladrillos y concreto, formando una asociación de bloques de concreto, acero y ladrillo para obtener la función principal de aligeramiento. Fig. (8)
(ASSCLATER)

MARCOS RIGIDOS

En el sistema estructural más común constituida por un esqueleto vertical resístete, que permiten gran libertad en el uso del espacio interior este se emplea de una viga para transmitir cargas hacia los apoyos.
(Piralla)

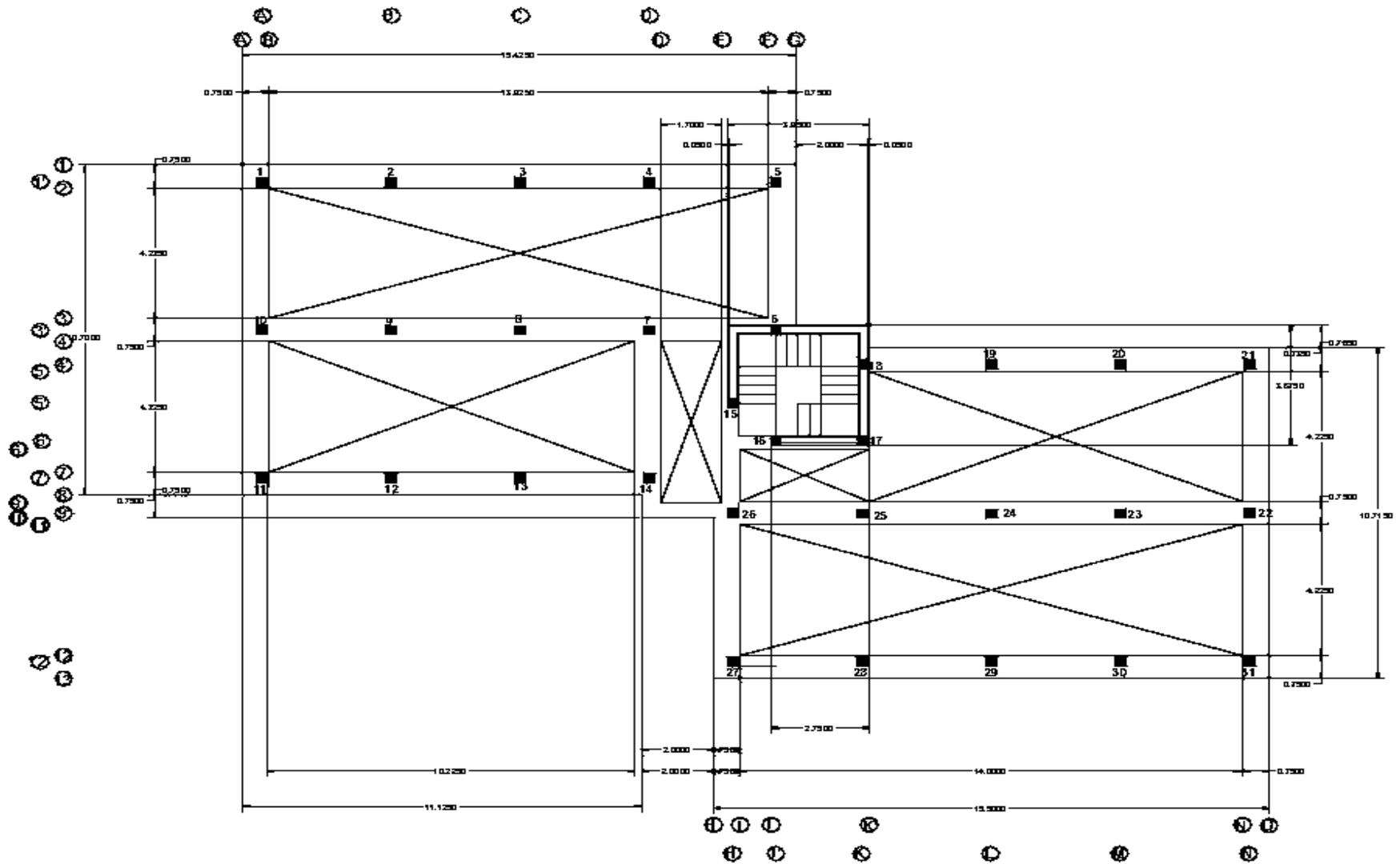


Fig. 9 Plano vista en planta de la Edificación

5. PATOLOGÍAS

5.1 INTRODUCCIÓN

El término patología tiene sus raíces en la ciencia médica. Es una palabra que proviene del griego: Pathos= enfermedad, y Logos= tratado o estudio. (Elguero, 2004)

Existen diferentes tipos de patologías asignándole primeramente el diseño de la construcción, el uso, el mantenimiento de la edificación y los aspectos accidentales. Son tres tipos de causas que podrían producir alteraciones en los materiales que se compone la estructura.

Se ha comprobado que el 75% de las patologías observadas en las construcciones se deben a falta de control en la obra o bien errores de diseño, un 22% a mal uso o poco mantenimiento y el 3% a causa de fenómenos naturales.

Existen diferentes tipos de daño que llegan hacer molestos y en algunas ocasiones pueden causar colapso o derrumbe. Pero cualquiera que sea el daño que presente es importante dar un estudio de investigación para así mismo conocer el origen, y así proceder a una solución correcta.

Las patologías se clasifican en: Leves, Graves o ruidosas considerando las primeras donde un elemento no cumple su función o presenta daños estéticos en lo que cabe a las graves y ruidosas es cuando la estructura queda sin servicio a causa de su grado de peligrosidad. (Knaibl).

Los aspectos accidentales se deben a los acontecimientos que no podemos evitar refiriéndose a los efectos de la naturaleza, pero en la edificación si podemos disminuir el daño y evitar que se convierta en un desastre para ello es que antes y durante la construcción de la edificación se tomen en cuenta estos aspectos en los criterios de diseño.

Los defectos de diseño y construcción son de gran importancia en la permanencia, durabilidad y conservación de la edificación durante su vida útil, es determinante

conocer el comportamiento de la estructura pues a causa de un mal diseño la deja expuesta a grandes daños.

El deterioro de uso y mantenimiento se da a través durante su vida útil debido a la exposición de la estructura en el medio ambiente y a diversos cambios de uso, se ve afectada por diferentes manifestaciones continuamente, los ejemplos más comunes son contacto directo con sol, lluvia y el contenido de sustancias químicas del agua y aire.

Ahora bien se tiene un enfoque más claro de la importancia de conocer los efectos que se pueden presentar en las edificaciones y cuál es la causa de sus fallas de esta forma estaremos considerando mejorar la técnicas de construcción y tener un control más eficaz.

A continuación definiendo lo anterior mostraremos las patologías observadas en la edificación a analizar ubicada en Vía Lamarmora, Irsina, Italia.

5.2 EXAMEN VISUAL DE LA EDIFICACIÓN

Las patologías primeramente se hacen de forma visual en las estructuras para después conocer, estudiar cual es la causa y el efecto que le provoco tal reacción en la estructura. A continuación solo se muestran las observadas en la edificación.



*Fig. 10 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación
(Caraza, 2017)*

5.2.1 HUMEDAD

En el transcurso del tiempo la estructura a estado expuesta a la intemperie y durante dicho tiempo presenta diferentes tipo de daños, la edificación en estudio recibe uno de los principales agresores, la humedad, conociendo la ubicación del país, el cual se encuentra rodeado por el Mar mediterráneo prácticamente se puede considerar que es un país húmedo y nuestra edificación tiene altas posibilidades a estar expuesta a presentar índices de humedad. Figs. (10,11 y 12).



*Fig. 11 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación
(Caraza, 2017)*

Esto no quiere decir que por la ubicación del edificio se presente tal efecto si es uno de los factores que la causan pero existen otro tipo de factores, a continuación se mencionaran solo los que probablemente pueden causar este efecto en la edificación de estudio.

El factor de aislamiento es el que se crea desde el interior de la estructura a dejando muestra de una deficiente o nula existencia de aislante térmico en el perímetro de la estructura causando condensación de las partículas del agua en aire al contacto

con las paredes produciendo manchas debido al impacto térmico del interior como del exterior.



*Fig. 12 Muestra de Humedad en las paredes de la edificación
(Caraza, 2017)*

Otro factor es el factor técnico y de mantenimiento este se da por tener averías en instalaciones o por una falta de mantenimiento de los elementos no estructurales de la edificación. (Construcciones, s.f.).

La humedad de la edificación debilita los elementos estructurales y no estructurales de la edificación este efecto con el paso del tiempo y las condiciones climáticas pueden agravarse.

5.2.2 FISURAS

Las fisuras son el conjunto de síntomas que pueden presentarse en la estructura, en la edificación de estudio se observaron pequeñas fisuras las cuales a la vista causan molestias estéticamente hablando por otra parte pueden ser indicativo de algún fallo, tanto en su seguridad como en su durabilidad.

Las fisuras se pueden clasificar en Micro-fisuras ($e < 0.05\text{mm}$) las cuales carecen de importancia, las fisuras ($0.1 < e < 0.2\text{mm}$) son poco peligrosas sino se encuentran en ambientes agresivos en donde puede favorecer a la corrosión y Macro-fisuras

($e > 0.2\text{mm}$) estas son fisuras que se pueden tener repercusiones estructurales de importancia (Valcárcel).



Fig. 14 Muestra de Fisuras en la columna de la edificación (Caraza, 2017)



Fig. 13 Muestra de Fisuras en la viga (Balcón) de la edificación (Caraza, 2017)

Cual sea su causa su comportamiento puede ser fisuras vivas las cuales siguen en movimiento (abriéndose o cerrándose) o muertas las que están estabilizadas en su estado final.

Existen diferentes causas por las que se puede presentar este problema algunas de ellas es un curado del concreto deficiente, variaciones térmicas, ataque químicos, errores en el proyecto o errores de ejecución.

Para hacer una evaluación correcta se requiere identificar, monitorear, revisar el material, revisar la armadura, establecer las causas y plantear una posible solución para ello más adelante se abarcara las pruebas realizadas tomando muestras de la edificación para conocer y tomar medidas al respecto de la estructura.

5.2.3 DETERIORO

Se denomina deterioro cualquier cambio adverso de los mecanismos normales, de las propiedades físicas o químicas o ambas en la superficie o en el interior del elemento generalmente a través de la separación de sus componentes. (Harold Alberto, 2001)



*Fig. 15 Muestra de deterioro en la columna de la edificación
(Caraza, 2017)*

Existen diferentes tipos de deterioros los cuales se mencionan a continuación: Desintegración, Distorsión, Eflorescencia, Exudación, Incrustaciones, Picadores, Cráteres, Escamas, Corrosión sin embargo solo uno de ellos se presenta de forma visual en la estructura se trata de la desintegración el cual es el deterioro en forma de desprendimiento o de fragmentos.

En la fig. (15) se puede observar que la columna tuvo un desprendimiento claro el cual fue “reparado” adicionando una mezcla de concreto por los inquilinos de la zona.

Así pues la calidad y la seguridad de servicio que brinda la estructura a los usuarios no únicamente se deben a la resistencia que tenga sino se requieren ciertas evaluaciones que se le aplican al concreto y a los elementos estructurales a través de pruebas que se les llaman “pruebas no destructivas” estas nos ayudaran a

conocer a través de un diagnóstico rápido y confiable sobre el estado que guarda la estructura y sus materiales componentes sin comprometer a la misma a verse afectada en su función y resistencia.

6. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL

Las estructuras de concreto también envejecen, y hoy sabemos que no son eternas, pues tienen una vida finita, y que en mayor o menor proporción su vigencia está en función de los múltiples factores que les afectan cotidianamente. (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto)

Como se sabe las estructuras de concreto armado sus materiales trabajan integradamente, las deformaciones del acero son similares a las del concreto que está a su alrededor, estas soportan tracción y el concreto se comporta como material inelástico mientras el acero lo hace como material elasto-plástico. Los elementos como son vigas y columnas, se dimensionan de acuerdo a la magnitud de esfuerzo axial y momentos flexionantes mientras que para el esfuerzo cortante condicionan las características de la armadura transversal. Para los elementos flexionantes está condicionada principalmente por la cantidad y la resistencia de la armadura cuando el nivel de carga axial es baja (en condiciones de fallo dúctil), mientras que está más influenciada por la resistencia del concreto. Cuando el nivel de la carga axial se aproxima o incluso supera la resistencia corresponde a la ruptura equilibrada que marca el punto de transición entre las zonas de fractura y la ruptura dúctil.

Una de las cosas importantes para la revisión de la estructura diseñada en ausencia de una normativa sísmica, implica a dar las investigaciones pertinentes orientadas a identificar las cantidades de refuerzo y así lograr un buen grado de fiabilidad. Debido a que las estructuras existentes de concreto armado fueron diseñadas para cargas verticales en particular columnas y vigas, estas dependen de la magnitud de la carga axial que se les otorga evaluando las áreas de influencia y en vigas el cálculo de viga continúa.

Por lo tanto las columnas fueron dimensionadas a partir de una carga axial basada en la fuerza admisible del concreto (entre 30 y 50 Kg/cm²) y con la armadura mínima y los diámetros elegidos de acuerdo a las tradiciones de diseño y construcción en relación con la separación de los estribos. Una de las condiciones de la norma R.D 39 dice que la separación de los estribos no debe exceder 10 veces el diámetro de las barras longitudinales. Esto siendo de forma muy general nos lleva a la necesidad de llevar a cabo, junto con la verificación de su geometría de las edificaciones a la identificación correcta de la posición de las vigas y columnas, su tamaño y deformaciones.

Para realización de una verificación correcta se llevó a cabo investigaciones a través de pruebas no destructivas (pacómetro, esclerométrica, Ultrasónica) y pruebas destructivas (extracción de muestras de concreto y piezas de la armadura para ser sometidas a pruebas del laboratorio).

Los conocimientos que se obtiene en las pruebas tienen un impacto directo en el cálculo de la resistencia de los materiales pues es posible llevar una evaluación de sus capacidades y cargas que inciden en los materiales obteniendo pruebas individuales.

Las pruebas realizadas son resumidas de la siguiente manera:

20 pruebas esclerométrica que a su vez fueron asociadas a 10 pruebas ultrasónicas estas realizadas en sitio con la finalidad de estimar la resistencia del concreto con el método SonReb.

Se extrajeron 12 muestras de concreto para la determinación de la profundidad de carbonatación, la velocidad ultrasónica y conocer su resistencia a la compresión. También se extrajeron 3 barras de refuerzo para la determinación de la resistencia a la fluencia, la resistencia a la tracción y resistencia a la tensión e identificar la clase a la que pertenece.

Realización de 24 exploraciones con el paco-metro en 11 elementos estructurales y así obteniendo un levantamiento geométrico estructural asociados a pruebas de elementos de losa y viga-columna.

6.1 PRUEBAS NO- DESTRUCTIVAS Y DESTRUCTIVAS

Dependiendo de las condiciones y sus manifestaciones de daño de la estructura es de gran importancia localizar y realizar diferentes tipos de pruebas en diferentes puntos de la estructura que nos represente las condiciones actuales en la que se encuentra la edificación. En la tabla (3) se muestra los diferentes tipos de pruebas que se le realizaron y cuál es el propósito de dicha prueba.

PRUEBA	APARATO/PROGRAMA/INDICADORES	PROPÓSITO
LOCALIZACIÓN DE ACERO	PACOMETRO	.- DETERMINAR SU EXISTENCIA .- FACILITAR LA EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DEL CONCRETO
MEDICIÓN DEL RECUBRIMIENTO	PACOMETRO	.- DETERMINAR POSICIÓN DE ESTRIBOS Y REFUERZO
PRUEBA DE CARBONATACIÓN	FENOLFTALEÍNA EN ALCOHOL	.- DETERMINAR LA PROFUNDIDAD DEL FRENTE DE DISMINUCIÓN DEL Ph
EXTRACCIÓN DE MUESTRAS	CAROTATRICE	.- DETERMINAR EL PARÁMETRO F'c .- MEDICIÓN DEL Ph .- DETERMINAR EL MÓDULO DE ELASTICIDAD
ULTRASONIDO	EQUIPO DE INSPECCIÓN DE ULTRASONIDO	.- DETERMINAR LA RESISTENCIA ASOCIADA A LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE UNA ONDA DE SONIDO
ESCLERÓMETRO	ESCLERÓMETRO	.- DETERMINAR LA RESISTENCIA ASOCIADA AL GOLPE DE UN MARTILLO
PRUEBAS DE CARGA	SAP 2000	.- DETERMINAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA

Tabla 3 Tipo de pruebas realizadas en la edificación (Vía Lamarmora) (Caraza, 2017)

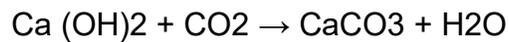
A continuación se encuentran debidamente comentado y descritos los procedimientos y resultados obtenidos.

6.1.1 CARBONATACIÓN

Para conocer la carbonatación (9944:1992) de la estructura es necesario una extracción de la muestra para ello se necesita la localización del acero y la medición del recubrimiento es así que estas cuatro pruebas van de la mano.

La carbonatación del concreto es una de las principales causas de la corrosión en la armadura. Este fenómeno es dañino para la armadura ya que la acción de la carbonatación le quita al concreto la capacidad de mantener en condiciones óptimas al acero.

La carbonatación afecta al hidróxido de calcio que está presente en la conglomeración del concreto ya que al tener interacción con el dióxido de carbono del medio ambiente genera la presencia de carbonato de calcio.



*Fig. 16 Muestra de carbonatación en columnas y vigas
(Caraza, 2017)*

El concreto está caracterizado por tener un pH entre 12.6 y 13.8 así tiene las propiedades para otorgar protección al acero, al estar en contacto con el dióxido de carbono presente en el aire su pH se reduce a valores de 9 y debido a ello se puede tener una corrosión del acero la cual puede tener una disminución en los márgenes de seguridad. (Carbonest)

Es de gran importancia diagnosticar la profundidad de carbonatación que se presenta en el edificio conociendo esto podemos predecir la corrosión que puede presentarse tanto en el concreto como en el acero dando paso al agrietamiento y astillamiento, para ello se determina a través de la prueba de fenolftaleína la cual

es una metodología que se aplicó en la edificación y está definida en la norma (UNI, 1992).

Esta prueba consiste en aplicar el indicador en la superficie de la muestra de concreto con un diámetro de 75 mm, lo que produce una coloración rosa oscuro cuando está en presencia de un $\text{pH} > 9$ Fig. (16). Esto significa que la coloración es un indicador de que el nivel del pH del concreto está por encima del valor estandarizado. En la Fig. (19) Puede observarse que en la parte superior de la fotografía no existen riesgos de carbonatación; sin embargo, en la parte inferior se exhibe un concreto el cual está expuesto a la intemperie y muestra evidentemente la existencia de la carbonatación, al no cambiar la coloración del concreto (Vidaud, 2012). En esta prueba se roció una solución de fenolftaleína a un ángulo de 70° en las muestras extraídas de la edificación esta prueba nos establece un estimado de la profundidad que ha alcanzado la carbonatación tal como se puede observar Gráfico (1), en la tabla (4) se muestran las profundidades Max, Med y Min que alcanzaron nuestras muestras

PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN DE MUESTRAS EXTRAÍDAS				
CÍVICO	SIGLAS Y UBICACIÓN	PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN (cm)		
		Mín.	Media	Max.
1	Columna 15b p.t.	3	3.1	3.2
1	Columna 25 p.t.	3.7	4.3	4.9
1	Columna 1-10 p.t.	3	3.25	3.5
1	Viga 31-22 p.t.	4.6	4.9	5.2
5	Columna 16 p.t.	1.4	1.6	1.8
5	Columna 25 p.t.	6	6	6
5	Viga 10-11 p.t.	2	2.2	2.4
7	Columna 6 p.t.	5.7	6	6.3
7	Columna 17 p.t.	3.3	3.35	3.4
7	Viga 1-10 p.t.	2	2.5	3
7	Viga 22-31 p.t.	6	6.35	6.7
5	Viga 21-22 p.t.	9.1	9.2	9.3

Tabla 4 Resultados mínimo, medio y máximo de la profundidad de carbonatación

PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN

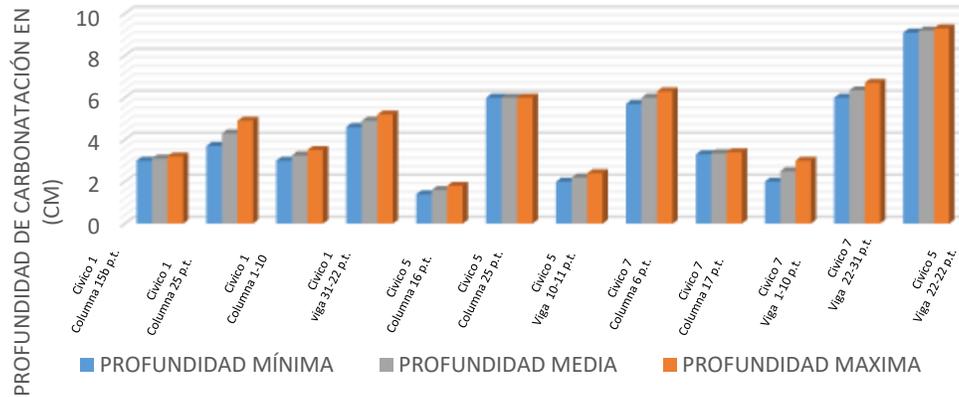


GRÁFICO 1 Gráfico mínimo, medio y máximo de la profundidad de carbonatación

6.1.2 SonReb (Esclerometrica+Ultrasónica)

Las pruebas esclerometrica (12504-2:2001) y ultrasónicas (12504-4:2005) en conjunto nos permiten conocer la resistencia a la compresión del concreto con más detalle a esta unión se le llama prueba SonReb para comprender esta prueba es necesario conocer las pruebas por separado las cuales se mencionan a continuación:



Fig. 17 Esclerómetro (Martillo de Schmidt)
(Caraza, 2017)

Primeramente la prueba con el esclerómetro Fig. (17) Conocido como martillo de Schmidt es una herramienta que se utiliza para realizar una inspección rápida sobre el concreto y así estimar un índice S de la dureza superficial del concreto por medio de la medición de rebote entre 10 y 70 N/mm² de un embolo cargado con un resorte fig. (18), Después de haber golpeado una superficie plana de la estructura.



*Fig. 18 Medición de rebote con esclerómetro
(Caraza, 2017)*

Los resultados con dicho método pueden verse afectados por diferentes factores los cuales son: la rugosidad de la superficie, la edad, condición de humedad del elemento y la carbonatación presente en la superficie del concreto. (Antonio)

La prueba con el esclerómetro (UNI EN, 2004) nos ayuda a evaluar la uniformidad del concreto, delimitar las zonas de baja resistencia y conocer los niveles de calidad resistente.

Hay que tomar en cuenta que el índice de rebote disminuye al aumentar la humedad relativa e incrementa con la edad debido al fenómeno de carbonatación (D'amato, Laterza, & Gigliotti, 2007).

La inspección con el aparato de medición ultrasónico Fig.(19), el cual nos permite conocer las características elásticas y mecánicas que son consideradas un medio importante para conocer la homogeneidad y la compacidad del concreto, la presencia de irregularidades (grietas, cavidades, áreas degradadas) que afectan directamente el valor de la velocidad de propagación del pulso, variaciones de las

propiedades, módulo de elasticidad dinámico y estima la resistencia del concreto. (Tecnolab).



*Fig. 19 Medición Ultrasónico
(Caraza, 2017)*

Las pruebas “in situ” se han realizado con un aparato 'modelo Proceq Tico', que comprende una unidad de adquisición conectado a través de cables de dos transductores para ser 54khz, con un rango de adquisición entre 15 y 6550 μ s.

Su funcionamiento se basa en la propagación de ondas para determinar la homogeneidad dentro de la estructura lo contrario de la prueba esclerometrica, la velocidad ultrasónica aumenta con la humedad.

Por lo tanto la correlación de lecturas de la ultrasónica (influenciada por propiedades del interior) en conjunto con la esclerometrica (influenciada por propiedades superficiales) nos permitirá conocer con mayor grado de confianza la situación del concreto en toda la estructura se creen que mediante esta combinación se puede compensar parcialmente el error experimental.

En la tabla (5) se muestra derivación de la resistencias a la compresión F_{cls} de las muestras extraídas de concreto que son de un cilindro de un diámetro igual a 100 mm y la relación entre la altura y el diámetro igual a 2. Para la conversión de la resistencia F_c , se obtuvo la resistencia correspondiente aplicando:

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

Ecuación 1 Conversión de Resistencia

Donde:

- $C_{h/D}$ es el coeficiente de corrección para (h/D_{diam}) diferentes proporciones de 2, igual a $C_{h/D}=2/(1.5 + D/h)$.
- C_{dia} es el coeficiente de corrección con relación al diámetro, para ser tomado igual a 1.06, 1.00 y 0.98 para D igual a 50, 100, 150 mm respectivamente.
- C_a es el coeficiente de corrección relativa a la presencia de la armadura incluyendo que van desde 1.03 para barras de diámetro pequeño ($\varnothing 10$) a 1.13 para barras de gran diámetro ($\varnothing 20$).
- C_d es el coeficiente de corrección para tener en cuenta la perturbación causada a la muestra. Como se indica en la directrices $C_d=1.20$ para $F_c < 20$ Mpa y $C_d= 1.10$ para $F_c > 20$ Mpa cuando es menor la calidad del hormigón.

En la tabla (5) se muestran a continuación los valores de resistencias a la compresión (12504-1:2002), las muestras con sus coeficientes correctivos correspondientes aplicados, sin embargo en la tabla (7) se muestran las resistencia cilíndricas F_{cl} de compresión, el obtenido con el valor correspondiente de la resistencia cúbica.

Cívico	SIGLAS Y UBICACIÓN	$F_{car,i}$ (N/mm ²)	$h/d\lambda$	C_{diam}	Armadura	$C_{disturbo}$	Ch/D_{forma}
1	Columna 15b p.t.	7,7	1,05	1,03	1,00	1,20	0,816
1	Columna 25 p.t.	16	1,08	1,03	1,00	1,20	0,824
1	Columna 1-10 p.t.	29,1	1,92	1,03	1,00	1,10	0,990
1	Viga 31-22 p.t.	17,6	2	1,03	1,00	1,20	1,000
5	Columna 16 p.t.	16,2	1,08	1,03	1,00	1,20	0,824
5	Columna 25 p.t.	10	0,78	1,03	1,00	1,20	0,719
5	Viga 10-11 p.t.	19,2	1,82	1,03	1,00	1,20	0,976
5	Columna 6 p.t.	10,9	1,08	1,03	1,00	1,20	0,824
7	Columna 17 p.t.	28,7	1,08	1,03	1,00	1,10	0,824
7	Viga 1-10 p.t.	13,6	1,32	1,03	1,00	1,20	0,886
7	Viga 22-31 p.t.	22,5	1,93	1,03	1,00	1,10	0,991
7	Viga 21-22 p.t.	23,1	2,03	1,03	1,00	1,10	1,004

Tabla 5 Factores de corrección aplicados a la resistencia de compresión

Cívico	SIGLAS Y UBICACIÓN	f_{cls} $i=Ch/D * C_{dia} * C_a$ $* C_d * f_{car,i}$	$R_{cls,i}=f_{cls,i}/0,83$
1	Columna 15b p.t.	7,77	9,36
1	Columna 25 p.t.	16,32	19,67
1	Columna 1-10 p.t.	32,67	39,36
1	Viga 31-22 p.t.	21,78	26,24
5	Columna 16 p.t.	16,53	19,91
5	Columna 25 p.t.	8,90	10,72
5	Viga 10-11 p.t.	23,19	27,93
5	Columna 6 p.t.	11,12	13,40
7	Columna 17 p.t.	26,84	32,34
7	Viga 1-10 p.t.	14,91	17,96
7	Viga 22-31 p.t.	25,29	30,47
7	Viga 21-22 p.t.	26,30	31,69
	fc,m	19,30	23,25
	Dev.standard	7,89	9,51
	coef. de variacion	0,41	0,41

Tabla 6 Fcls de resistencia del concreto obtenidos a partir de la resistencia de compresión de las muestras Fcar.

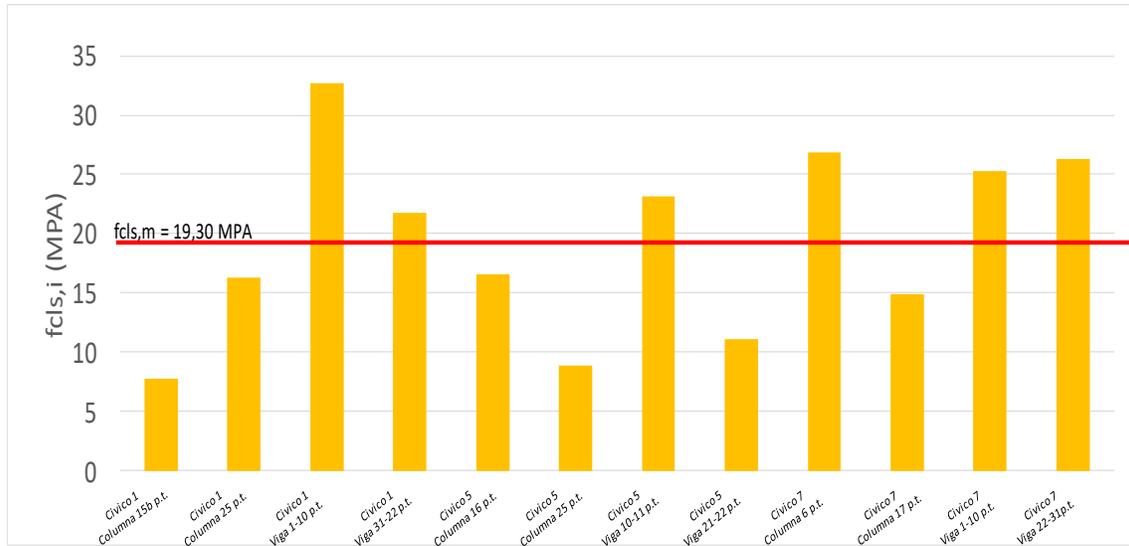


GRÁFICO 2 Resistencia a la compresión derivado de las muestras

Las resistencias de concreto resultaron variables pero la dispersión en comparación con el valor medio no es significativa por lo que se demuestra que existe una buena homogeneidad en la calidad de la resistencia del concreto Gráfico (2).

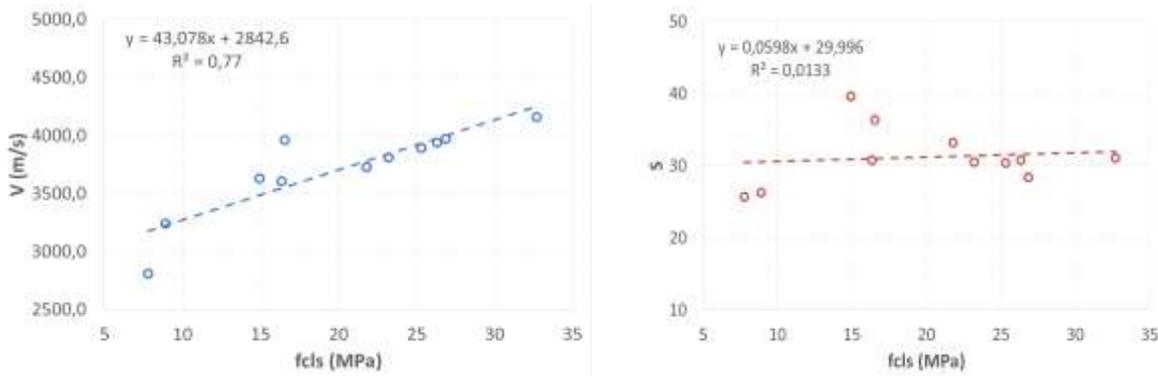


GRÁFICO 3 Correlación experimental entre la resistencia a la compresión y a la velocidad ultrasónica y el índice de rebote medido.

En el gráfico (3) se nos muestra diagramas F_{cls} -V y F_{cls} -S que muestra la correlación experimental entre las resistencias a la compresión obtenidas y el parámetro medido (la velocidad ultrasónica V y el índice de rebote S). Y es evidente que para la velocidad V ($R^2 = 0,77$) existe una correlación discreta mientras que para el índice de rebote S no existe una clara correlación ($R^2 = 0,013$).

En la tabla (7) nos muestra los resultados obtenidos en el laboratorio tomando muestras de la edificación para enseguida compararlos con la literatura y obtenidos en base a las Normas.

Cívico	SIGLAS Y UBICACIÓN	ELABORACIÓN DEL LAB.	
		Cilíndrica (N/mm ²)	Cubica (N/mm ²)
1	Columna 15b p.t.	6.50	7.83
1	Columna 25 p.t.	13.51	16.27
1	Columna 1-10 p.t.	28.71	34.59
1	Viga 31-22 p.t.	17.63	21.25
5	Columna 16 p.t.	13.70	16.50
5	Columna 25 p.t.	7.92	9.54
5	Viga 10-11 p.t.	18.62	22.43
5	Columna 6 p.t.	9.16	11.03
7	Columna 17 p.t.	24.23	29.19
7	Viga 1-10 p.t.	12.08	14.55
7	Viga 22-31 p.t.	22.26	26.82
7	Viga 21-22 p.t.	23.17	27.91
	fc,m	16.46	19.83
	Dev.standard	7.11	8.57
	coef. de variación	0.43	0.43

Tabla 7 Resultados obtenidos en el Laboratorio

La combinación de las dos pruebas estima la resistencia de forma general, proporcionado por la relación:

$$F_c = aS^bV_c \text{ [MPa]}$$

Ecuación 2 Resistencia cúbica del concreto

F_c – Resistencia cúbica del concreto

S – Rebote medio del esclerómetro

V – Velocidad de propagación ultrasónica (m/s)

Y las constantes a, b, c se deducen en este caso por el método de los mínimos cuadrados que correlacionan a la resistencia a la compresión, deducida a partir de los ensayos de compresión de las muestras, con el índice promedio de rebote S y la velocidad ultrasónica V.

RESULTADOS OBTENIDOS CON EL METODO DE SONREB				
CIVICO	SIGLAS Y UBICACIÓN	sclerometrico	Velocidad Ultrasonica (m/s)	SONREB- TEÓRICA (N/mm ²)
1	Columna 13 p. 2°	30,35	2879,1	6,54
1	Columna 15 p. t.	32,60	2972,4	7,08
1	Columna 15b p.t. (carota)	25,70	2811,4	6,73
1	Columna 16 p. t.	25,60	2636,2	5,14
1	Columna 24 p. t.	30,30	4118,6	29,99
5	Columna 11 p. t.	34,40	4155,1	28,19
5	Columna 16 p. t. (carota)	36,35	3961,7	22,05
5	Columna 23 p. t.	27,10	3133	10,23
7	Columna 8 p. t.	32,10	3083	8,37
7	Columna 15 p. t.	28,45	3198,7	10,76
7	Columna 16 p. t.	32,50	3501,9	14,25
1	Viga 1-10 p.t. (carota)	31,10	4161,8	30,72
1	Viga 22-31 p.t. (carota)	33,20	3729,6	18,31
1	Columna 25 p. t. (carota)	30,80	3609	16,89
5	Viga 10-11 p.t. (carota)	30,50	3812,2	21,48
5	Columna 16 p. t. (carota)	36,35	3728,8	17,04
5	Columna 25 p. t. (carota)	26,30	3243,2	12,14
7	Columna 6 p. t. (carota)	28,40	3973,8	27,10
7	Columna 17 p. t. (carota)	39,60	3629,9	14,22
7	Viga 1-10 p.t. (carota)	30,40	3893,8	23,57
7	Viga 22-31 p.t. (carota)	30,80	3940,1	24,53
	fc,m	31,09	3532,06	16,92
	Dev.Standard	3,63	479,34	8,32
	Coef. De Variación	0,12	0,14	0,49

Tabla 8 Aplicación del método de SonReb

Es de gran importancia comparar la correlación SonReb obtenida con la literatura SonReb existente para esta comparación se utilizara la Formula de Gašparik.

$$R_c = (2.86 \cdot 10^{-2}) S^{1.246} V^{1.85}$$

Ecuación 3 J. Gašparik (1984)

En la tabla (9) muestra el valor estimado de la resistencia a la compresión con la correlación SonReb obtenido de la correlación de puntos donde no fueron extraídas muestras.

Mpa	Carote	Son-Reb	Son Reb + Carote
fc,m	19,3	16,92	17,79
Desv.standard	7,89	8,32	8,12
Coef.de variación	0,41	0,49	0,46

Tabla 9 Resultados obtenidos en la literatura y teóricos de la resistencia a la compresión

En la primera columna es mostrada la resistencia cilíndrica derivada de las pruebas realizadas a la muestras extraídas, en la columna siguiente es calculado el promedio entre los valores de los puntos en los que se llevó a cabo las pruebas no destructivas y la última columna es el promedio entre los valores de las pruebas destructivas y no destructivas.

6.1.3 TRACCIÓN DE ACERO

En dicha prueba se determinaron las características mecánicas del acero de 3 barras extraídas Fig. (20) Sometidas a un esfuerzo de tracción para establecer las tensiones admisibles de trabajo, para así mismo conocer su resistencia y ductilidad. En particular en que fueron tomadas barras lisas de la pared de las vigas secundarias en la planta baja y segundo: 1 \varnothing 10 y 2 \varnothing 6.



*Fig. 20 Extracción de barra de acero
(Caraza, 2017)*

El número de extracciones de muestras de acero se definió de acuerdo con el criterio de minimizar las cuantías sobre los elementos resistentes del edificio. Por lo tanto, como puede verse a partir del resultado de los ensayos de tracción en las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras tomadas fueron suficientes para identificar la fuerza de la clase de acero. A partir de la rotura en los ensayos de tracción realizados se obtuvieron los valores de resistencia en el límite elástico y el ductilidad, de hecho, son consistentes con una categoría de acero "A.Spe.A" se indica en M.L.L.PP. Circular 1957. Fig. (21).

Circular M.L.L.PP 1957					
	AQ 42	AQ 50	AQ 60	A.Spe. A	A. Spe. B
Ruptura	42	50	60	60	70
Energación	23	27	31	44	51
Admisibilidad	14	16	20	22	26
Alargamiento	20	16	14		
				R*ck>25	R*ck>25

Fig. 21 Categoría de Acero A.Spe.A en la circular M.L.L.PP. De 1957

Las características de la barra es de tipo liso en la tabla (10) se muestran los resultados a la resistencia, la ruptura y su ductilidad.

PRUEBA DE TRACCIÓN EN LAS BARRAS DE ACERO EXTRAIDAS										
SIGLAS	Diametro	sez.Effett	Diametro Virtual	Sn ervamento		Ruptura		Allungamento		TIPO
				Totale (N)	Unitario (N/mm2)	Totale (N)	Unitario (N/mm2)	mm	% su SD	
Civico 1	10	77,5	9,99	30240	390,2	44230	570,7	13	27,6	liso
Civico 5	6	34,74	6,7	15870	456,8	23230	668,7	7,8	26	liso
Civico 7	6	25,99	5,8	11020	424	15830	609,1	8,5	28,33	liso
					423,67					

Tabla 10 Resultados de la prueba de tracción del acero

De acuerdo a la tabla anterior se observa que el acero es dúctil ya que su ruptura se produce tras un alargamiento (entre los valores de 25-30 %).

7. MODELADO NÚMÉRICO

Primeramente se obtiene una interpretación de la estructura, para conocer el funcionamiento a través de un modelo analítico modal que nos aproxime a resolver la incertidumbre de cómo se comporta la estructura, interpretando los resultados, aunque cabe resaltar que un modelo no describe con totalidad el aspecto funcional de la estructura.

Para ello en el presente trabajo se plantea la revisión de la estructura de Concreto armado de 4 niveles, mediante cálculo de un análisis modal utilizando los criterios establecidos en la Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2004) usando el programa de elementos finitos (SAP 2000) para el análisis de la fig. (22) Indica la planta tipo de la edificación.

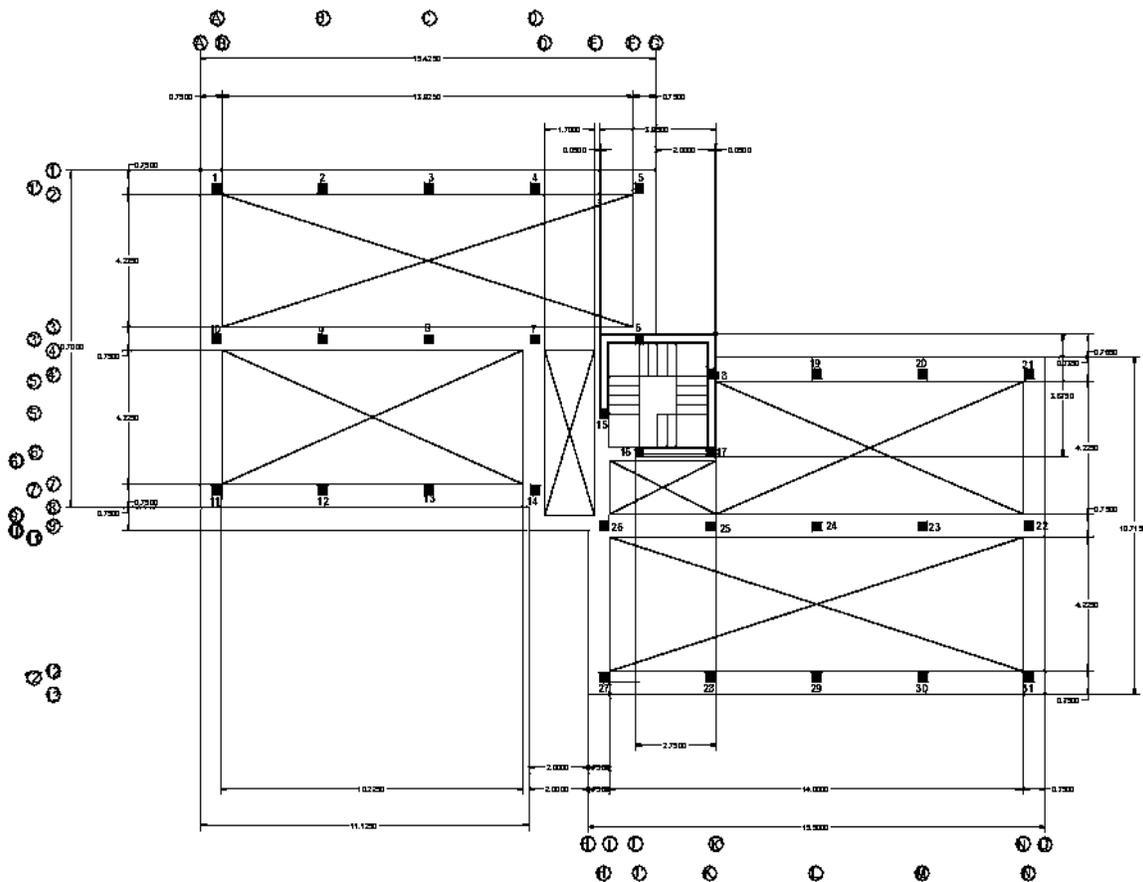


Fig. 22 Planta tipo de la edificación

7.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Como se obtuvieron los resultados de las pruebas, descripción e inspecciones hechas a la edificación, el inmueble está a base de marcos rígidos de concreto reforzado cuyas propiedades obtenidas son iguales en toda la estructura Tabla (11).

MATERIAL	RESISTENCIA	PESO VOLUMÉTRICO	MÓDULO DE ELASTICIDAD
CONCRETO REFORZADO	181.4075 Kg/cm ²	2548.5377 Kg/m ³	280942.01 Kg/cm ²
ACERO	4320.1296 Kg/cm ²	-----	2141404 Kg/cm ³

Tabla 11 Propiedades de los Materiales

7.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS.

El inicio para conocer el sistema estructural de la edificación se deben calcular las cargas tentativas de la misma para obtener su comportamiento y conocer más a fondo como es la funcionalidad de la estructura debido a que se ve afectada por su peso propio, peso de elementos no estructurales, peso de las personas que transitan dicha estructura y el efecto del medio que le rodea.

Se supone que la estructura fue diseñada para soportar que tenga rigidez y resistencia adecuada ante cargas vivas, cargas muertas sin embargo no se consideraron los efectos naturales al ser una estructura con más de 50 años de antigüedad no se cuenta con la información necesaria, entonces se verifico la edificación los materiales que la componen, muros, el tipo de losas con las que cuenta para determinar los cálculos correspondientes.

7.3 CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA.

La carga muerta es una acción gravitatoria en los que se consideran los elementos físicos que constituyen a la estructura. (NTC, 2004) Son todas las cargas permanente de la construcción en la tablas (12) y (13) se describe los pesos volumétricos de los materiales usados en la losa fig. (23) con un espesor total de 21 cm de dicho edificio tanto en los entrepisos como en la azotea así mismo calculado

el peso total por m² cabe resaltar que los pesos volumétricos fueron tomados de la Norma Italiana (NTC, 2008) con la finalidad de acercarnos más al peso real de la estructura ya que estos son parámetros conocidos en el país y se suele construir normalmente con ese tipo de materiales.



Fig. 23 Losa (sistema Travetti) (VIGUETA Y BOVEDILLA)

ENTRESPISO	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)	W (KN/M ³)	W (KN/M ³)	(KN/M ²)
Pavimentacion (Gris porcelanico)	0.02	1	19.61	20.00	0.40
Capa de (cemento + cal)	0.03	1	17.16	21.00	0.63
Plantilla en cls	0.06	1	24.52	25.00	1.50
Vigueta de cls armado i=40cm, b= 10 cm	0.15	0.25	24.52	25.00	0.94
Ladrillo Hueco	0.15	0.75	12.75	8.00	0.90
Capa de Yeso	0.02	1	14.71	18.00	0.36
W adicional					0.00
Σw= C.M					4.73
				W_{Total}	4.73

Tabla 12 Carga Muerta Entrepiso

AZOTEA	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)	W (KN/M3)	W (KN/M3)	(KN/M2)
Pavimentacion (Gris porcelanico)	0,02	1	19,61	20,00	0,40
Capa de (cemento + cal)	0,03	1	17,16	21,00	0,63
Plantilla en cls	0,06	1	24,52	25,00	1,50
Vigueta de cls armado i=40cm, b= 10 cm	0,15	0,25	24,52	25,00	0,94
Ladrillo Hueco	0,15	0,75	12,75	8,00	0,90
Capa de Yeso	0,02	1	14,71	18,00	0,36
W adicional					0,00
Σw= C.M					4,73
				W_{Total}	4,73

Tabla 13 Carga Muerta Azotea

Como en la mayoría de las estructuras cuenta con muros externos e internos que le aportan peso a la estructura y las cuales son permanentes en la estructura en la tabla (14) y (15) se determina el peso específico de los materiales usados para así mismo obtener el peso por metro lineal se resalta que en muros externos se le redujo un 20% a la carga total debido a las aberturas como ventanas o puertas.

MATERIAL	ESPESOR (m)	LARGO (m)	ALTURA (m)	g (kN/m ³)	CARGA (KN/m)
LADRILLO	0,1	1	3	8	2,4
AISLAMIENTO	0,1	1	3	1	0,3
LADRILLO	0,1	1	3	8	2,4
BORDE DE CONCRETO	0,3	1	0,4	24	2,88
YESO	0,02	1	3	18	1,08
SUMA=					9,06
ABERTURAS=					1,812
TOTAL					7,248

Tabla 14 Carga Muerta muros externos

MATERIAL	Espesor (m)	Longitud (m)	Altura (m)	γ (kN/m ³)	CARGA (KN/m)
LADRILLO	0,1	1	3	8	2,4
YESO	0,02	1	3	18	1,08
SUMA					3,48

Tabla 15 Carga Muerta muros internos

Al tener los pesos por metro cuadrado y metro lineal se multiplicara por longitud de influencia ya que el sistema que maneja la estructura es en una sola dirección fig. (24) esto quiere decir que la losa de forma rectangular simplemente apoyada en la extensión de dos bordes largos y en sus bordes cortos quedan libres de cualquier soporte (Anónimo). Entonces la carga por unidad de área sobre la losa se convierte en la carga por unidad de longitud sobre la franja de losa. Puesto que las cargas de losa deben transmitirse a dos vigas de soporte y todo el refuerzo debe colocarse con un ángulo de 90° respecto a las vigas.

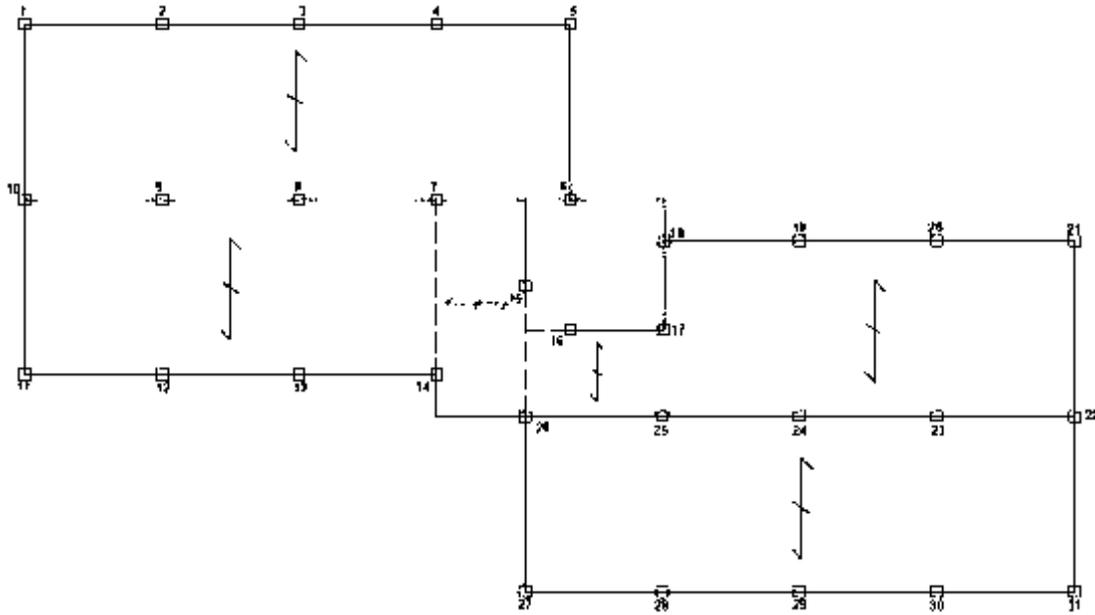


Fig. 24 Vista en Planta de la dirección en la que trabaja la losa

7.4 ESTIMACIÓN DEL PESO DE COLUMNAS POR ENTREPISO

Se cuantifico el peso que generan las columnas en los entrepisos donde se cuantifico el volumen de las columnas del nivel de estudio y analizar el número de columnas por entrepiso, considerando el peso volumétrico del concreto. Obteniendo los resultados en la Tabla (16).

ENTREPISO	b (m)	h (m)	H (m)	No. Col	Concreto (Ton/m³)	Wcol (ton)	W _{TOTAL} (ton)
4 _{TO} Nivel	0,3	0,3	3	25	2,54	17,145	20,574
	0,25	0,3	3	6	2,54	3,429	
3 _{ER} Nivel	0,3	0,3	3	25	2,54	17,145	20,574
	0,25	0,3	3	6	2,54	3,429	
2 _{DO} Nivel	0,3	0,3	3	25	2,54	17,145	20,574
	0,25	0,3	3	6	2,54	3,429	
1 _{RO} Nivel	0,3	0,3	3	25	2,54	17,145	20,574
	0,25	0,3	3	6	2,54	3,429	

Tabla 16 Peso de columnas por entrepiso

7.5 CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA

Son aquellas que son producidas por el uso que se les da y ocupación de la edificación (NTC, 2004), las cargas utilizadas en la estructura son las máximas ya que se prevé que las tenga debido al uso a la que está expuesta, pero sin dejar a un lado las cargas vivas instantáneas las cuales son las que se toma en cuenta las acciones de la naturaleza como sismos y vientos. A continuación en la tabla (17) siendo la tabla 6.1 de las NTC-04 se muestra las cargas vivas unitarias para diferentes tipos de piso y cubiertas.

Las cuales en el edificio de estudio fueron tomados los siguientes datos debido a que la edificación tiene la función habitacional se tomaron como datos el inciso (a) de la tabla (17) como carga viva máxima 1.7 KN/m^2 y carga viva instantánea 0.9 KN/m^2 estos datos para los entresijos de la edificación, pero en cuanto a la azotea debido a que no tiene una pendiente mayor al 5% tomamos los datos del inciso (h) siendo como carga viva máxima 1 KN/m^2 y carga viva instantánea $0.7\% \text{ KN/m}^2$ en ambos casos considerados ya la carga debida a la nieve sin dejar de resaltar que la Norma Técnicas Complementarias no considera la nieve como un factor ya que no es común que suceda este acontecimiento sin embargo estamos suponiendo que está considerado ya que si toma en cuenta las cargas por granizo y no se ven afectados los valores para azoteas que tengan pendiente menor a lo ya descrito. Otro de los valores tomados como carga viva son los balcones descritos en la tabla anterior en el inciso (j) tomando como carga viva máxima 3 KN/m^2 , carga instantánea 0.7 KN/m^2 estos valores no están considerados en toda la estructura ya que los balcones se encuentran en las vigas 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 1-10, 10-11, 11-12, 12-13, 13-14, 18-19, 27-28, 28-29, 29-30, 30-31. Fig. (28).

Tabla 6.1 Cargas Vivas Unitarias, kN/m² (kg/m²)				
Destino de piso o cubierta	W	W_a	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	0.8 W _m	0.9 W _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 automoviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Tabla 17 Cargas Vivas Unitarias

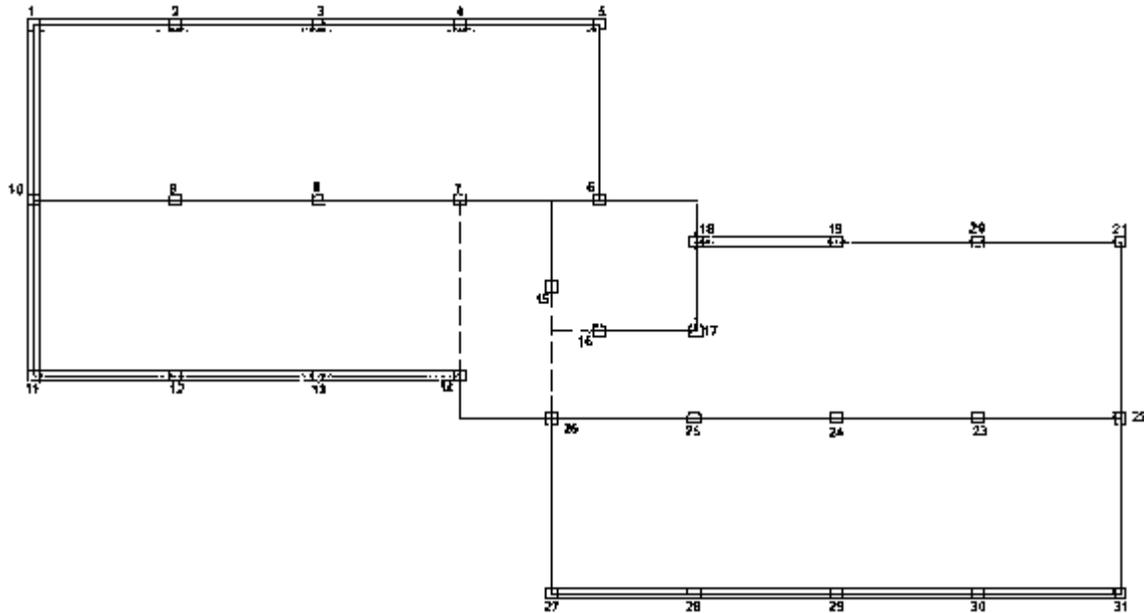


Fig. 25 Localización de Balcones

En el anexo 1 se muestra los tramos de las vigas que soportan las cargas anteriores tomando en cuenta la longitud de influencia, carga muerta de losa, muros externos, muros internos, carga vivas, máximas, instantáneas en losas y balcones respectivamente tanto entre piso tipo como de la azotea.

7.6 PROYECTO DE SIMULACIÓN DE ACERO

Debido a que no fue posible recuperar el diseño estructural original de los edificios de Lamarmora. Se simuló la cantidad de refuerzo de columnas, pues no se proporciona información del refuerzo longitudinal presente de las vigas. Con los tipos de pruebas ayudan a estimar con un alto grado de fiabilidad a determinar el acero disponible y las cantidades.

De acuerdo a la información de la estructura que fue construido en los años 60 y 70, fue construido de acuerdo al reglamento vigente el R. D. n. 2229 de 11.16.1939 tomando el cálculo del método de tensión admisible. Definiendo los esfuerzos de diseño tomando en cuenta solo cargas gravitacionales (vertical) en ausencia de cargas horizontales tales como el viento o sismo.

El refuerzo longitudinal de las vigas diseñadas en base a las tensiones obtenidas con referencia a la distribución de luz continua durante varios soportes. En cuanto al acero se ha verificado la clase y la categoría del mismo como se indicó en las pruebas.

En cuanto al refuerzo transversal con las pruebas realizadas se llega a la conclusión que se puede considerar que en las vigas están distribuidas con una separación uniforme de 15 cm y su diámetro de los soportes, sin embargo, se encuentran que es igual a 6 mm para las vigas tomando en cuenta el refuerzo con una inclinación a 45 ° en los extremos.

Con respecto a las columnas se definió claramente la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal (número y diámetro) sin tener que ocurrir a la simulación Tabla (18).

COLUMNAS	PLANTA	1		2		3		4		AZOTEA	
	DIMENSIONES	ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS								
1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	30X30	4Ø14	Ø6/20	Ø6/20	4Ø14	4Ø14	Ø6/20	Ø6/20	4Ø14	4Ø14	Ø6/20
7-8-9-23-24-25-	30X25	4Ø14	Ø6/20	Ø6/20	4Ø14	4Ø14	Ø6/20	Ø6/20	4Ø14	4Ø14	Ø6/20

Tabla 18 Acero existente en columnas

8. DEMANDA SISMICA

8.1 CARGA DE SISMO

Normalmente las construcciones de concreto reforzado debido a sus características de masa y rigidez son las más propensas a dañarse debido a la acción de movimientos sísmicos.

Al presentarse las primeras construcciones de concreto reforzado solamente se tomaba en cuenta el diseño de estas estructuras de acuerdo a solamente las cargas estáticas y gravitacionales que se le presentaban es decir solo se resolvían los problemas presentados ante cargas vivas y muertas que no variaban con el tiempo pasado el tiempo resultaron los sismos con cargas diferentes, variables con el tiempo con cambios de dirección y con componentes verticales como horizontales actuando simultáneamente (Imcyc). Pues toda acción que se tenga en la estructura causara una respuesta en ella en la fig. (29) se muestra una representación de diferentes tipos de acciones que pueden presentarse durante su vida útil debido a cargas permanentes y sismos

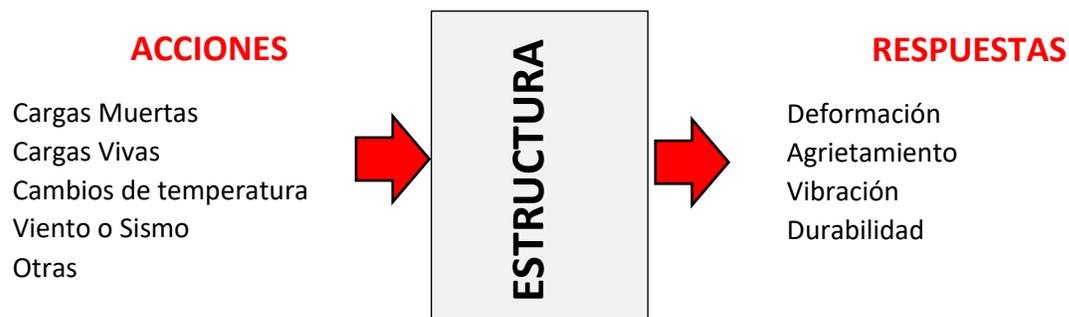


Fig. 26 Acciones/Respuestas durante la vida útil de una edificación

Una de las partes importantes conocer el tipo de suelo en el que se encuentra la edificación para ellos es necesario saber la ubicación y determinar a través de un espectro de diseño el comportamiento tanto del suelo como de las estructuras , la Ordenanza del Presidente del Consejo de Ministros no.3274/2003, actualizado por

el Consejo Regional de Basilicata de liberación .731 de 19.11.2003 da al territorio 4 zonas de sísmicas tabla (1) sobre la base del “valor de la aceleración horizontal máxima” (en g) con probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. De acuerdo al mapa de peligrosidad como parte de un acuerdo (2004 - 2006) con el Departamento de Protección Civil (DPC) , y el (INGV, s.f.) fig. (1)

Se puede ver un mapa de peligrosidad sísmica en el país, expresado en una cuadrícula regular que tiene aproximadamente 0,05 °. Los mapas son interactivos y muestran dos de los parámetros de agitación:

- ag aceleración máxima horizontal del suelo, que corresponde a que en el ámbito internacional se llama PGA, acrónimo de aceleración máxima del suelo;
- Si (T) respuesta espectral elástica en la aceleración, en función de su período T de la estructura, medida en g.

Los mapas calculados con referencia a una $V_R = 50$ años, para los nueve valores diferentes del período de retorno T_R se muestran a continuación:

30 años	50 años	72 años	101 años	140 años	201 años	475 años	975 años	2475 años
---------	---------	---------	----------	----------	----------	----------	----------	-----------

Si bien existen otro tipo de alternativas ya que es posible dar una referencia de la probabilidad de exceder el P_{V_R} en referencia a un periodo $V_R = 50$ años:

81%	63%	50%	39%	30%	22%	10%	5%	2%
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----	----

Tanto el periodo de retorno como el periodo de referencia son equivalentes pues ambos son equivalentes uno con otro en la ec. (4) Expresada en la NTC-08 (Ec. 3.2.1)

$$P_{V_R} = 1 - e^{-V_R/T_R} \quad T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Ecuación 4

De acuerdo al mapa interactivo de Istituto Nazionale di Geofisica y Vulcanología (INGV, s.f.), el cual nos permite interactuar en el territorio nacional, en este estudio se interactuó con la región de Basilicata, especialmente Irsina Fig. (30). con una probabilidad de 10% en 50 años.

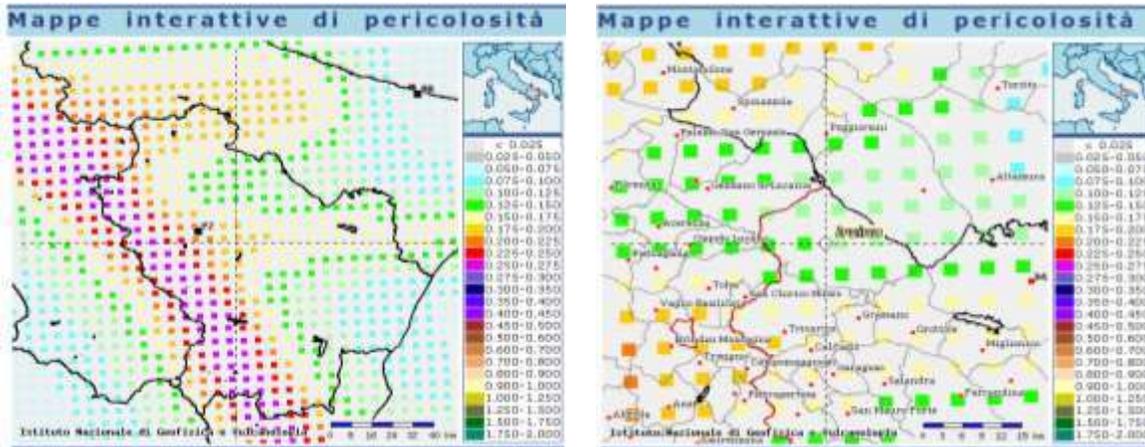


Fig. 27 Mapa de Peligrosidad Sísmica Territorio Nacional Italiano, Basilicata, Irsina con probabilidad del 10 % en 50 años (INGV, ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA)

Al tener la mayor información del caso de estudio, se adquiere un conocimiento preciso y el comportamiento real de la estructura, en el territorio de Irsina en el punto de vista geológico que se encuentra en la parte central de la Bradanica foso (Migliorini, 1937). La fosa Bradanica es la cuenca de sedimentación entre las montañas de los Apeninos al oeste y al este del Apulia. Que corresponde al Adriático Sur donde se encuentra un conjunto de depósitos arenosos-conglomerados.

8.2 ESPECTRO DE DISEÑO

Para conocer el riesgo sísmico de dicha zona se toma como referencia la cuadrícula, donde son fijados los periodos de retorno T_R publicados en la página de (INGV).

Se obtiene las acciones del proyecto para comprobar el estado límite de la estructura, desde un enfoque ingenieril la seguridad es el principal punto de partida para la realización de cualquier construcción y esta no solo representa salvar vidas humanas sino ser parte del desarrollo de un país. Si bien no se puede detener una actividad sísmica pero si puede disminuirse el riesgo de que ocurra una catástrofe.

Es por eso para tener un comportamiento real del suelo en el territorio se realizó bajo la (NTC N. t., 2008) debido a la ubicación de la estructura esto con la finalidad de obtener los resultados similares a los reales del movimiento del suelo y de la estructura, para así mismo con la ayuda del programa de elementos finitos (SAP2000) se obtengan el comportamiento suelo-estructura., y obtener la aceleración (a_g) y su forma espectral el cual es definido en base a tres parámetros:

- Aceleración horizontal máxima del terreno (a_g)
- Valor máximo del factor de amplificación del espectro en la aceleración horizontal. (F_o)
- Comienzo del período de la porción de velocidad constante del espectro en la aceleración horizontal. (T^*_c)

Los tres parámetros anteriores se obtienen haciendo referencia al 50 % y atribuyéndolos a los valores de a_g del valor previsto de peligrosidad sísmica y F_o , T^*_c obteniéndolos mediante las formas espectrales en aceleración, velocidad y desplazamiento promocionadas por la NTC-08 a un mínimo por las formas espectrales proporcionadas por el riesgo sísmico. Para obtener los parámetros relacionados con el riesgo sísmico están a disposición para su descarga (PP).

Para obtener la referencias de la peligrosidad sísmica se debe definir a través de los términos de Latitud y Longitud haciendo variar la latitud y después la longitud.

La aceleración se expresa en $g/10$; Sin dimensiones, es cuestión de segundos. Las formas espectrales son caracterizadas en la NTC-08 por la selección de probabilidad y la vida de referencia para esto debe de ser establecidos:

- La vida de referencia (V_R) del edificio.
- La probabilidad de exceder la duración de referencia

Esta operación debe de ser posible para toda la vida de referencia y los estados límites considerados en la NTC-08 para este fin, es conveniente utilizar como un parámetro que caracteriza el riesgo sísmico, el periodo de retorno T_R de la acción sísmica, expresada en años.

En caso de que el riesgo sísmico existente no se proporcione para un periodo de retorno T_R correspondiente a V_R y al P_{VR} los parámetros (a_g , F_0 , T_c^*) se pueden obtener a través de una interpolación a partir de datos relativos al periodo de retorno proporcionada por el riesgo sísmico, utilizando la ec (5).

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Ecuación 5

Donde:

- **P**- Es el valor del parámetro de interés correspondiente al T_R (período de retorno deseado).
- **T_{R1} , T_{R2}** - Periodos de retorno próximos al T_R deseado para los que tiene valores de P_1 y P_2

En caso de que el punto requerido no está dentro de los parámetros de referencia los valores de p pueden obtenerse como un promedio ponderado de los valores en las esquinas del mallado para que funcione como un patrón de referencia utilizando como pesos las distancias entre el punto en cuestión y los cuatro vértices con la ec (6).

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Ecuación 6

Donde:

- P es el valor del parámetro de interés en el punto de interés
- P_i es el interés en el valor i -ésimo del punto de la malla que contiene el punto en consideración.
- D_i es la distancia del punto considerado desde el punto de la malla mencionada anteriormente.

Los estados para limitar las acciones sísmicas, se identifican con referencia al rendimiento de la construcción, incluyendo los elementos estructurales, no estructurales y las instalaciones, estos son los siguientes:

8.2.1 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

-Estado límite de Operación (SLO).- Tras el evento sísmico en la construcción en su conjunto, incluyendo elemento estructurales y no estructurales no deben ser dañados o interrumpidos.

-Estado límite de Daños de Estado (SLD).- Tras el evento sísmico en la construcción en su conjunto, incluyendo elemento estructurales y no estructurales sufrieron daño tal que no afecte la capacidad de resistencia y rigidez en acciones.

8.2.2 ESTADOS LÍMITE DE ÚLTIMO

-Estado límite de Salvaguardar Vidas (SLV).- Tras el evento sísmico el edificio sufre rupturas y colapsos de los componentes e instalaciones estructurales en el que se asocia una pérdida de rigidez significativa frente acciones horizontales.

-Estado límite de Prevención de Colapso (SLC).- tras el evento sísmico la edificación sufre graves fallos en los componentes estructurales y no estructurales pero la construcción conserva un margen de seguridad para acciones verticales y horizontales.

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 19 Estados Límite de Servicio y Estados límite últimos

Se debe tener en cuenta las coordenadas geográficas (latitud y longitud) del sitio donde se encuentra la edificación Tabla (20) y la aplicación de los métodos de interpolación antes mencionados y obtener los parámetros que definen el riesgo sísmico del caso de estudio. Fig. (31)

LATITUD	40,7551	LONGITUD	16,2357
TR	a_g/g	F_o	T_c^*
30	0,04	2,522	0,278
50	0,051	2,498	0,319
475	0,125	2,597	0,419
975	0,155	2,637	0,444

Tabla 20 Peligrosidad Sísmica para el caso de estudio

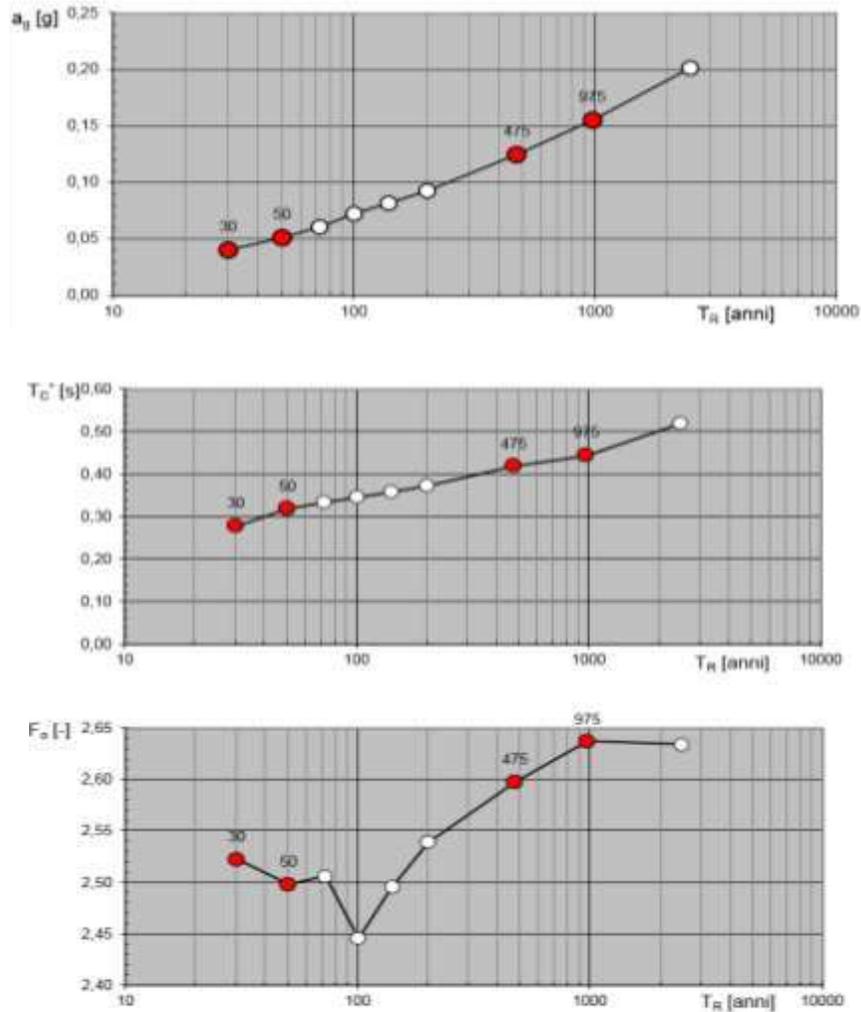


Fig. 28 Parámetros relativos para definir la acción sísmica

Al contar con la zona y el peligro sísmico se le da las categorías del subsuelo y las condiciones topográficas las cuales son necesarias para evaluar el efecto de análisis de respuesta y el efecto de análisis de respuesta sísmico del sitio las dos referenciadas en el Capítulo 3 tablas 3.2.II y 3.2.IV de la norma indicadas en las tablas (21) y (22).

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 21 Categoría del subsuelo

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, y inclinación promedio de $i > 30^\circ$

Tabla 22 Características topográficas

Además de estas categorías se define otros dos casos en el Capítulo 3 de la norma tabla 3.2.11 mencionada en la tabla (23), para los que se requieren análisis específicos de ser necesarios para la definición de acciones sísmicas, en particular los suelos que son susceptibles de licuefacción y/o arcillas de alta sensibilidad la cual puede producir colapso de tierra.

Categoría	Descripción
S1	Los depósitos de suelos caracterizados por valores de $V_{s,30}$ de menos de 100 m / s ($10 < C_{u,30} < 20$ kPa), que incluyen una capa de al menos 8 m suelos de grano fino de baja consistencia, o que incluyen al menos 3 m de turba o arcillas altamente orgánicas.
S2	Los depósitos de suelos susceptibles a la licuefacción, de arcillas sensibles o cualquier otra categoría de suelo no clasificables en los tipos anteriores.

Tabla 23 Categorías adicionales del subsuelo

Para evaluar las acciones sísmicas, las cuales se caracterizan por tres componentes independientes 2 horizontales y 1 vertical estas son descritos en función del tipo de análisis que se realiza a través de la aceleración máxima de la superficie y los acelerogramas. Para el cálculo del espectro de respuesta en

aceleración con los componentes horizontales se toma tal como se menciona en el apartado 3.2.3.2.1 de la norma se muestran en las ecuaciones siguientes:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g * S * \lambda * F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{n * F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{Ecuación 7}$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g * S * \lambda * F_o \quad \text{Ecuación 8}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g * S * \lambda * F_o * \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{Ecuación 9}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g * S * \lambda * F_o * \left(\frac{T_C * T_D}{T^2} \right) \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde

T es el periodo de vibración

T_B es el periodo correspondiente al comienzo del intervalo con aceleración constante el cual es calculado con la ec. (11).

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad \text{Ecuación 11}$$

T_C es el periodo correspondiente al inicio del intervalo con velocidad constante calculando con la ec. (12). Obteniendo C_c en la Tabla (24).

$$T_C = C_c * T^*_C \quad \text{Ecuación 12}$$

T_D es el periodo correspondiente al inicio del intervalo con desplazamiento constante calculando con la ec. (13).

$$T_D = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad \text{Ecuación 13}$$

S toma en cuenta la categoría del suelo (**S_s**) y las condiciones (**S_T**) coeficiente de amplificación topográfica **ec.** (14).

$$S = S_S * S_T \quad \text{Ecuación 14}$$

Los valores de S_s y S_T se obtienen en la norma en la tabla 3.2.V mostrados en las tablas (24 y 25).

Categoría del subsuelo	SS	CC
A	1	1
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_o * \text{ag/g} \leq 1.20$	$1.10 * (T * c)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_o * \text{ag/g} \leq 1.50$	$1.05 * (T * c)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_o * \text{ag/g} \leq 1.80$	$1.25 * (T * c)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_o * \text{ag/g} \leq 1.60$	$1.15 * (T * c)^{-0.40}$

Tabla 24 Categoría del subsuelo

Categoría Topográfica	Ubicación de operación o de intervención	S_T
T1	-	1
T2	En correspondencia con la parte superior de la pendiente	1,2
T3	En correspondencia con el canto de la alivio	1,2
T4	En correspondencia con el canto de la alivio	1,4

Tabla 25 Amplificación Topográfica

η es un factor que afecta el espectro si se el coeficiente de amortiguamiento ξ (%) diferente a 5% ec. (15).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

ξ (%) se evalúa sobre la base de los materiales, tipología estructural y suelo.

F_o factor de cuantificación la amplificación espectral máxima, en el sitio de referencia horizontal rígida, con valor mínimo de 2.2

Los espectros de respuesta de diseño en la componente horizontal de la acción sísmica para los estados límites últimos se llevan a cabo por el uso de

acelerogramas apropiados y análisis dinámicos, para fines de proyecto o la capacidad de disipación de la verificación de las estructuras poniendo una reducción a las fuerzas elásticas que sostienen una forma simplificada de la capacidad disipativa inelástica de la estructura, su sobre resistencia y el aumento de su propio periodo resultado de la plastificación. Las ordenas son reducidas mediante la sustitución en la fórmulas para obtener el espectro con $1/q$, donde q es el factor de la estructura, cuyo valor se elige en el intervalo entre 1.5 y 3.0 en base de la regularidad y el mecanismo de los materiales sometidas en acciones estáticas. Y un k_R es un factor de reducción que depende de las características de regularidad del edificio con valor de:

- 1 en edificios regulares
- 0.8 para construcciones no regulares en altura.
- 0.7 en edificios fuertemente irregulares

A los efectos de los controles de seguridad, los elementos estructurales se dividen en "dúctil" y "frágil". En el caso de uso del factor de estructura, todos los elementos estructurales dúctiles debe satisfacer la condición de que el estrés inducido por la acción sísmica reducida y sea menor que igual a la resistencia correspondiente. Todos los elementos estructurales "frágiles" deben, sin embargo, satisfacer la condición de que el estrés inducido por la sísmica reducida para $q = 1,5$ sea menor o igual a la resistencia correspondiente.

Para determinar el cálculo de la resistencia de los materiales dúctil / frágiles se tomaron las propiedades de los materiales existentes obtenidos de las pruebas tomadas en sitio.

Los porcentajes axiales en las columnas son más altos debido a las pequeñas dimensiones de las secciones transversales. Si se le añade la fuerza de la acción sísmica en conjunto con las cargas verticales el porcentaje será más alto a la correspondiente al punto de ruptura equilibrada.

Es por ello que si se alcanza la resistencia a la flexión en las secciones de las columnas, la excursión del campo plástico tendrá un comportamiento frágil para

comprobar su resistencia a la flexión y cortante se emplea un espectro de diseño utilizando un factor de estructura de 1,5.

Para la combinación de los efectos relacionados con los modos individuales se ha utilizado la combinación CQC cuadrática completa de los efectos relacionados con:

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

Ecuación 16

Donde

- E_j valor efecto relativo a la forma j ;
- ρ_{ij} coeficiente de correlación entre la forma i y forma j , calculado con fórmulas probadas que:

$$\rho_{ij} = \left(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2} \right) / \left((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2 \right)$$

Ecuación 17

- ξ amortiguamiento viscoso de los modos de i y j ;
- β_{ij} es la relación entre la inversa de los períodos de cada par de $i-j = \beta_{ij}$ maneras T_j / T_i .

Con la aplicación de normas y códigos contemplan lo necesario para prevenir, mitigar, organizar y clasificar a una edificación como una estructura segura.

8.3 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Siguiendo la revisión de la estructura de acuerdo a la (NTC, 2004) es necesario tener en cuenta las condiciones de regularidad de la estructura la cual puede clasificar en:

- Regular
- Irregular

- Fuertemente Regular

8.3.1 ESTRUCTURA REGULAR

Los aspectos para que una estructura se pueda considerar regular deben satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

8.3.2 ESTRUCTURA IRREGULAR

Son todas aquellas estructuras que no satisfacen uno o más requisitos anteriores se le considerara irregular.

8.3.3 ESTRUCTURA FUERTEMENTE-IRREGULAR

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior

8.4 CORRECCIONES DE REGULARIDAD

Las condiciones de regularidad son necesarias como factor de reducción pero al utilizar el espectro de la zona de Italia de acuerdo a su normativa se puede observar que las correcciones de irregularidad tienen cierta similitud con la (NTC, 2004) el factor de corrección son los siguientes:

- 0.9 cuando no se cumpla uno de los requisitos de los antes descritos.
- 0.8 cuando no se cumpla con dos o más requisitos.
- 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

9. ACCIÓN SÍSMICA DE PROYECTO

Se hace la revisión por el análisis por sismo para ver el comportamiento de la estructura debido a que fue construida entre los años 60 y 70 's solo para cargas verticales y para ello se utiliza lo establecido en la normativa mismo que indica requisitos y cálculos sísmicos, para esto se utiliza el análisis modal espectral ya que las condiciones de la edificación no se efectúa como una estructura regular.

Así mismo para realizar este método se implican el cálculo de los valores máximos de los desplazamientos y aceleraciones a través de un Espectro de diseño que da una respuesta de un sistema de un grado de libertad en función de su periodo y un coeficiente de amortiguamiento dado , en este caso de estudio se toma el espectro de diseño de la Norme Tecnica per la Costruzioni (NTC N. t., 2008) como se fue antes señalado debido a la ubicación de la estructura esto con la finalidad de obtener los resultados similares a los reales del movimiento del suelo y de la estructura, para así mismo con la ayuda del programa de elementos finitos (SAP2000) se obtengan el comportamiento de la estructura ante la interacción del espectro de su zona.

De acuerdo en relación con el peligro base del sitio en cuestión, se define la acción sísmica con referencia:

- Para una vida útil nominal de la construcción V_N igual a 50 años de acuerdo a los tipos de uso que se le da en el capítulo 2.4 en su tabla 2.4.1 mostrados en la tabla (26).

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 26 Tipo de construcción para conocer su vida nominal

- La estructura tiene función de conjunto habitacional ofreciendo condiciones normales de acuerdo a la tabla (27) la clase de uso II con un $C_u=1$ definido de acuerdo a la clase de la tabla (28). Por lo tanto, usando la ec. () mostrada en el apartado 2.4.1 de la (NTC N. t., 2008) el período de referencia para la acción sísmica es igual a 50 años

$$V_R = V_N * C_U$$

Ecuación 18

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	Aumento de la utilización de los cuales proporciona exclusión graves. 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 27 Tipo de clases de acuerdo a la función de la estructura

CLASE DE USO	I	II	III	IV
COEFICIENTE C_u	0,7	1	1,5	2

Tabla 28 Coeficiente de acuerdo a la clase de uso

- Un factor de amplificación topográfica $S_T = 1$ (categoría topográfica categoría 1)

En cuanto a la categoría se le da referencia a un informe (Giasi) geotécnico del Dr. Geólogo Nicola Giasi de acuerdo a su estudio realizado en Irsina en la vía Togliatti se tomaron esos datos debido a que la vía de estudio no fue posible recuperar el informe geotécnico. En el cual se clasifica como Tipo B.

De tal manera, ha sido elegido para llevar a cabo las comprobaciones de resistencia de los elementos estructurales con referencia en el proyecto de acción sísmica. Con el periodo de referencia así definido, y el método de análisis se obtiene la resistencia para la satisfacción que resultaría para la adaptación de la edificación ante acción sísmica.

En las siguientes tablas se muestran los parámetros a_g , F_0 y T_c^* para la definición de la acción sísmica para $V_R = 50$ años y los puntos importantes para la definición de los espectros en diferentes estados límite en los gráficos. (4) y (5) se muestran los espectros de respuesta elástica de la componente horizontal para $q = 1.5$.

ESTADO LIMITE	P_{VR} (%)	T_R (años)	a_g (g/10) (m/sec ²)	F_0	T_c^* (sec)
SLO	81	30	0,04	2,522	0,278
SLD	63	50	0,051	2,498	0,318
SLV	10	475	0,125	2,597	0,419
SLC	5	975	0,155	2,637	0,444

Tabla 29 Definición de la acción sísmica para un VR de 50 años

Parámetros para el espectro de diseño de la acción horizontal					
LIMITE	S_T	S_s	T_B	T_c	T_D
SLO	1	1,2	0,132	0,395	1,76
SLD	1	1,2	0,147	0,441	1,805
SLV	1	1,2	0,183	0,549	2,099
SLC	1	1,2	0,192	0,575	2,221

Tabla 30 Definiendo el espectro de Diseño

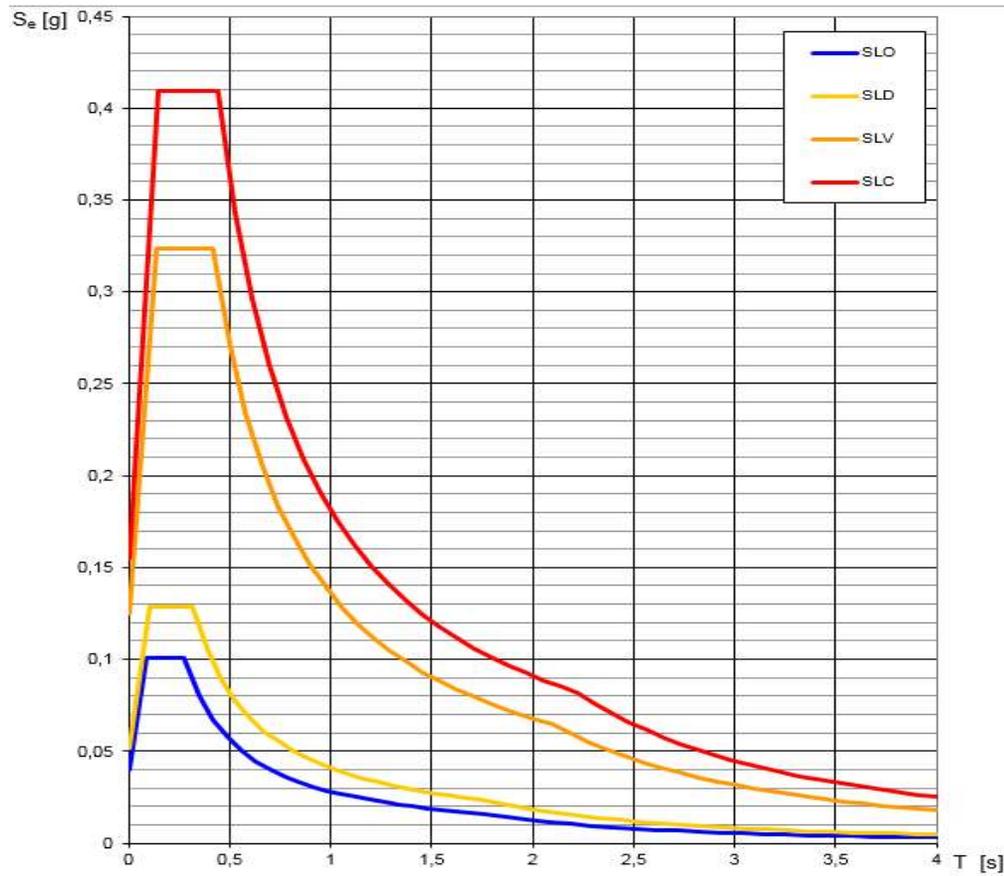


GRÁFICO 5 Espectro elástico de la componente horizontal para el caso de estudio

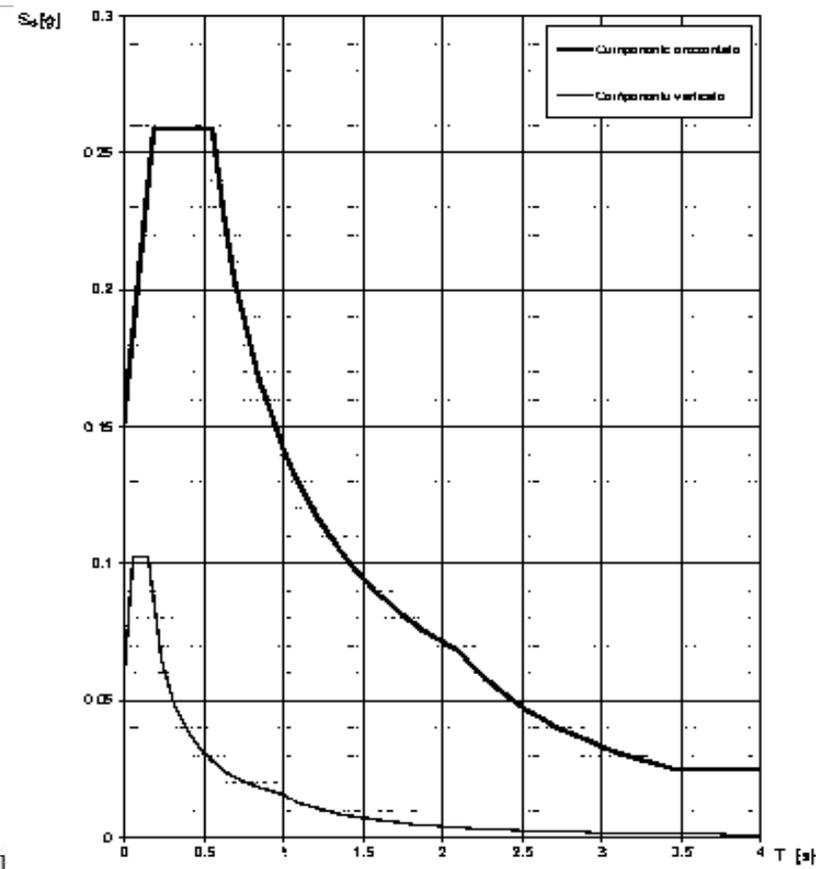


GRÁFICO 4 Espectro de diseño estado límite SLV con factor $q=1,5$ de la componente horizontal del caso de estudio

10. ANÁLISIS ELÁSTICO Y PROPUESTAS DE REFUERZO

10.1 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA MEDIANTE EL PROGRAMA SAP 2000

El programa SAP 2000 nos presenta las últimas investigaciones de técnicas de simulación numérica y algoritmos de solución. Es una herramienta importante para los cálculos de la ingeniería estructural con ella se modelo por medio de elementos finitos a la estructura ya que se puede ver como un conjunto complejo de partes simples, realizada por medio de una red de puntos significativos, nodos, conectados por partes estructurales de dimensiones finitas.

El modelo utilizado para el análisis realizado es un modelo de elementos finitos tridimensional en la que las vigas y columnas se han modelado como elementos de marcos. Para tener en cuenta la elevada rigidez de las zonas de intersección entre vigas y columnas en el modelo estructural se insertaron segmentos rígidos en los extremos (Rigid End Offsets).

Como primer paso se llevó acabo la modelación de la estructura utilizando la ruta de New Model seleccionando por su parte las unidades y el tipo de diseño que se desea verificar adjuntando el mallado donde se ingresaran la coordenadas

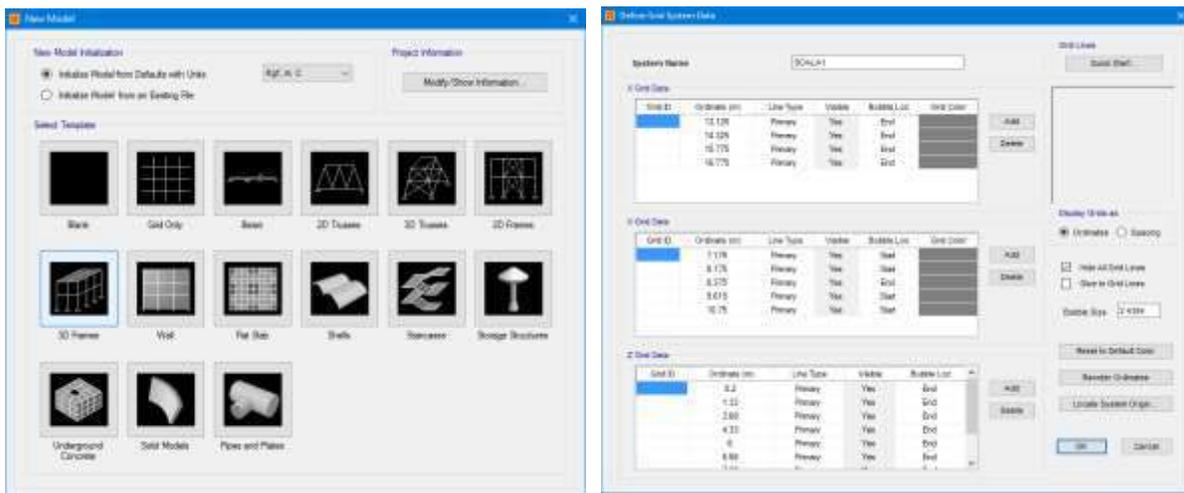


Fig. 29 Ingreso de Nueva modelación y definiendo mallado del sistema

necesarias para el diseño de nuestra estructura a lo largo del eje X, el eje Y y el eje Z. Fig. (29).

Al contar con el mallado se procede a dibujar las características de las estructura, apoyándonos con el comando Draw / Draw Frame Cable luego se indican las restricciones de los nudos de la edificación señalándolos para enseguida ir a Assign / Join / Restraints donde se definen las características particulares para este caso de estudio seleccionamos las condiciones de empotramiento. Fig. (30)

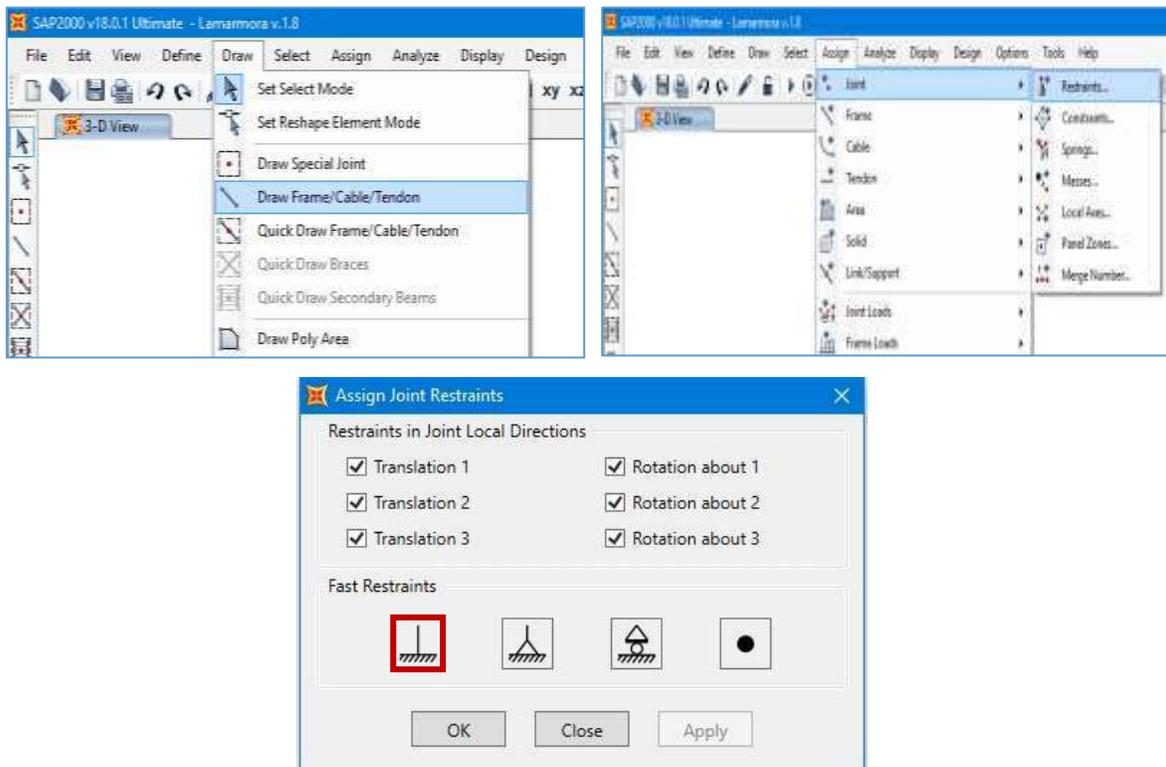


Fig. 30 Diseño y restricciones de la estructura.

10.2 ASIGNACIÓN DE MATERIALES

Al ya contar con la estructura y sus restricciones se definen los materiales que la componen a través Define / Material ingresando un nuevo material (Add New Material) el cual en el caso del concreto se le nombra como f_m concret tomando los valores obtenidos en las pruebas realizadas Fig. (31).

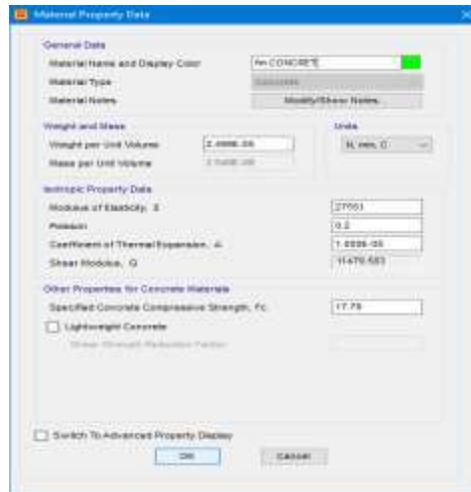


Fig. 31 Admisión de las propiedades del concreto

En el caso del acero seguimos el mismo procedimiento nombrándolo f_{ym} tomamos lo obtenido de la pruebas mostrado la admisión en el programa en la Fig. (32).

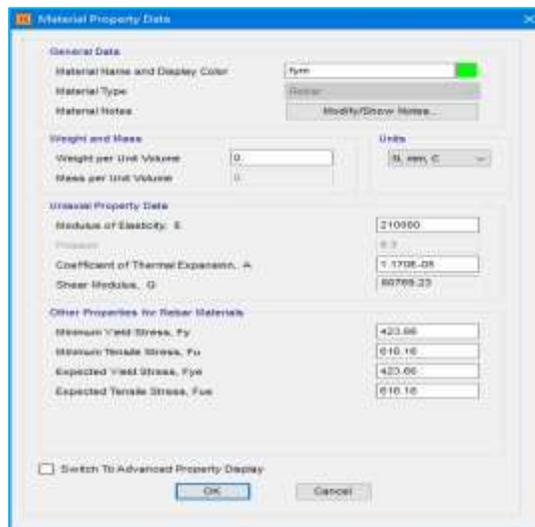


Fig. 32 Admisión de las propiedades del acero

10.3 ASIGNACIÓN DE SECCIONES

Al contar con los materiales que forman parte de la estructura se designan los elementos que componen a la estructura para ello se coloca en (Define / Section Properties/ frame sections) añadiendo las propiedades que la componen en dimensiones y materiales Fig. (33) en el caso de estudio la estructura cuenta con diferentes secciones Tabla (31)

SECCIÓN	NOMBRE EN SAP 2000
Sección columna 25x30	SEZIONE PIL 25X30
Sección columna 30x30	SEZIONE PIL 30X30
Sección viga 30x21 VIGA EXTERIOR	SEZIONE TR 30X21
Sección viga 70x21	SEZIONE TR 70X21
Sección viga (balcones) 13X30	SEZIONE TR 13X30
Acera de escalera	Cordolo Scala

Tabla 31 Secciones asignadas en el programa SAP 2000

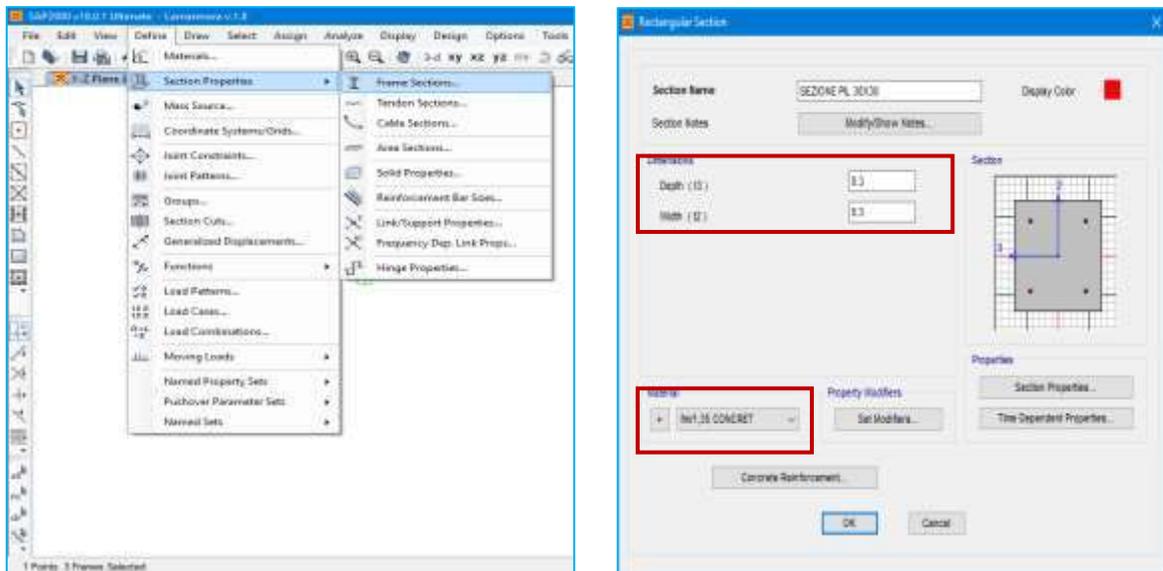


Fig. 33 Definir las propiedades de las secciones (dimensiones y material)

Después de definir las propiedades podemos asignar a cada una de las vigas y columnas la sección que le corresponde seleccionando e ingresando a Assign/ Frame/ Frame Sections asignadas como en las tablas (32) y (33).

COLUMNAS			
NIVEL	NUMERACIÓN DE COLUMNAS	NÚMERO DE COLUMNAS	DIMENSIONES (cm)
1	1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	25	30X30
	7-8-9-23-24-25	6	25X30
2	1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	25	30X30
	7-8-9-23-24-25	6	25X30
3	1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	25	30X30
	7-8-9-23-24-25	6	25X30
4	1-2-3-4-5-6-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-26-27-28-29-30-31	25	30X30
	7-8-9-23-24-25	6	25X30

Tabla 32 Secciones correspondientes para cada columna (dimensiones)

Las cuales fueron designadas de acuerdo a como se encuentra la estructura actualmente, se debe señalar que el acero en vigas está definido por el programa (SAP 2000) debido a que se desconoce el acero del que está conformado.

VIGAS			
NIVEL	NUMERACIÓN DE VIGAS	NÚMERO DE VIGAS	DIMENSIONES (cm)
1 y 4	1-2, 2-3, 3-4, 4-5,5-6, 1-10, 10-11, 11-12, 12-13, 13-14-26, 6-15, 15-26, 7-14, 17-18, 17-25, 17-18, 18-19, 19-20, 20-21, 21-22, 22-31, 26-27, 27-28, 28-29, 29-30, 30-31	25	30X21
	6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 22-23, 23-24, 24-25, 25-26	8	70X21
2 y 3	1-2, 2-3, 3-4, 4-5,5-6, 1-10, 10-11, 11-12, 12-13, 13-14-26, 6-15, 15-26, 7-14, 17-18, 17-25, 17-18, 18-19, 19-20, 20-21, 21-22, 22-31, 26-27, 27-28, 28-29, 29-30, 30-31	25	30X21
	6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 22-23, 23-24, 24-25, 25-26	8	70X21
	Balcones	---	13x30

TABLA 33 Secciones correspondientes para cada viga (dimensiones)

Se añaden las características de las losas se ingresa a Define / Section Properties/ Área sections donde se ingresa el tipo de la sección para este caso se selecciona Shell y se añade las nuevas secciones nombradas **Soletta** para la losa y **Soletta Scala** para la escalera, dándole a cada una su espesor y el material que la compone Fig. (34) teniendo como resultado el modelo de la Fig. (35).

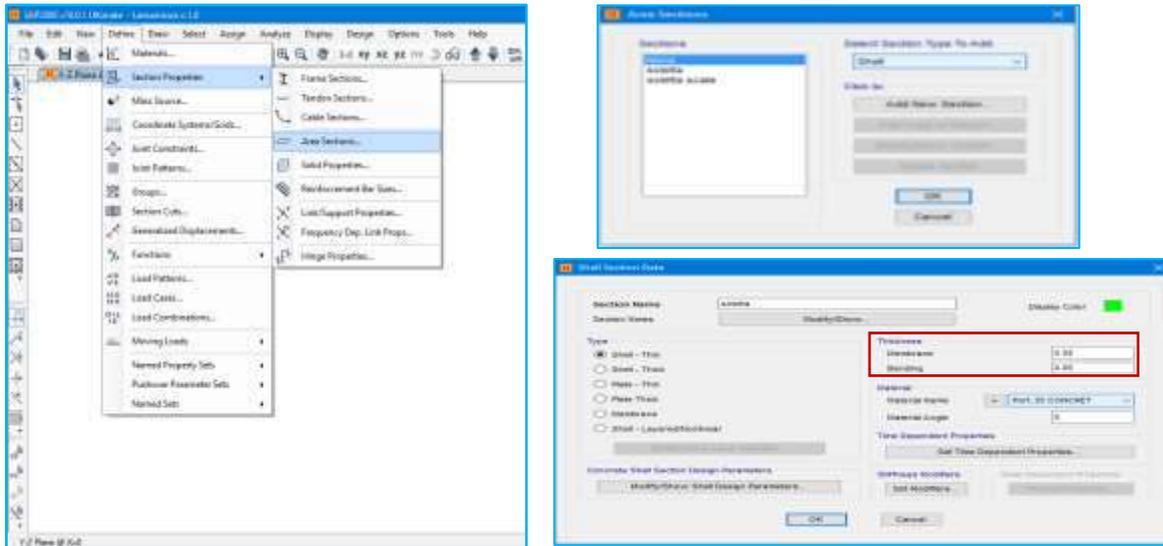


Fig. 34 Definiendo propiedades de las losa y escaleras (dimensiones y material)

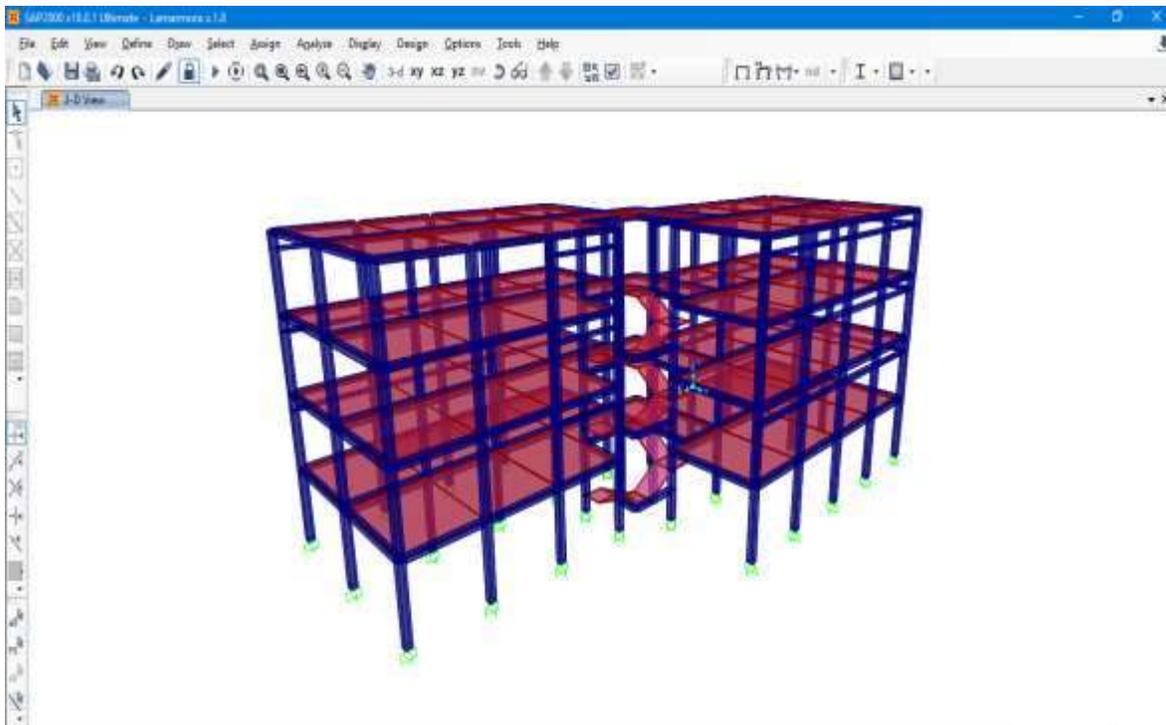


Fig. 35 Modelo de la estructura en SAP2000

10.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se añaden las cargas que están cuantificadas en el edificio, en el análisis de cargas para ello debemos primero definir el nombre de las cargas en Define/ Loads Patterns Fig. (36) asignando los nombres de las cargas asignadas en el funcionamiento de la estructura.

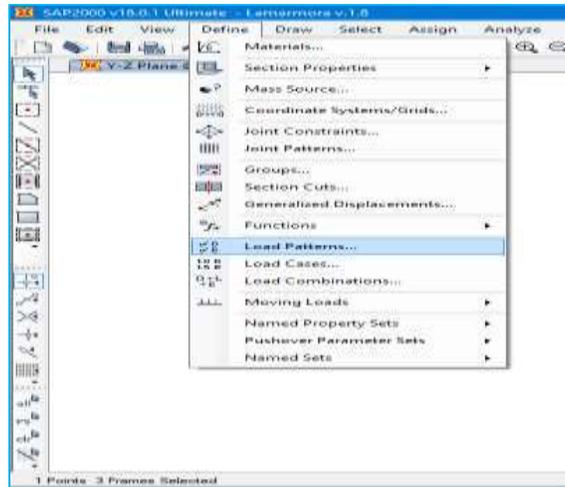


Fig. 36 Definir los diferentes tipos de cargas aplicadas en la edificación

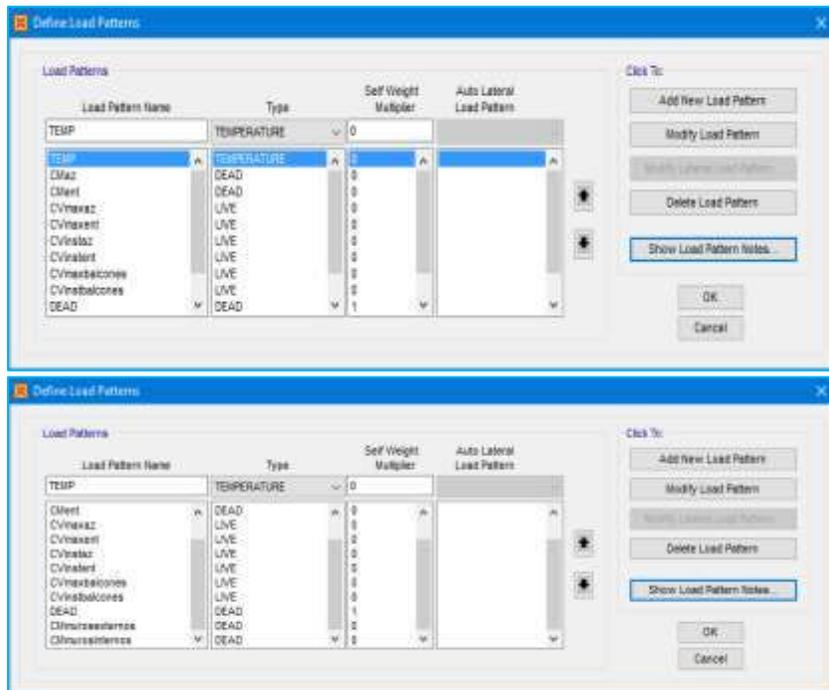


Fig. 37 Definir los diferentes tipos de cargas aplicadas en la edificación

Como se puede observar en la Fig. (37) se define el tipo de carga ya sea carga muerta, carga viva o temperatura a los cuales le definimos el multiplicador del peso propio como ya fueron designados los materiales y las secciones se designa un peso propio de la estructura con un multiplicador de 1 para que este nos considere el peso propio de los elementos en los demás casos se designa un valor de 0 ya

que ingresaremos los valores que deben considerarse y no duplicar el peso.

Para que nuestras cargas tengan un funcionamiento de tipo de masa las definiremos en Define / Mass Source en el cual definiremos a todos los load patterns con un multiplicador de 1 Fig. (38).

Concluido lo anterior se procede a ingresar las cargas para nuestro análisis los cuales obtuvimos en el apartado de cuantificación de cargas,

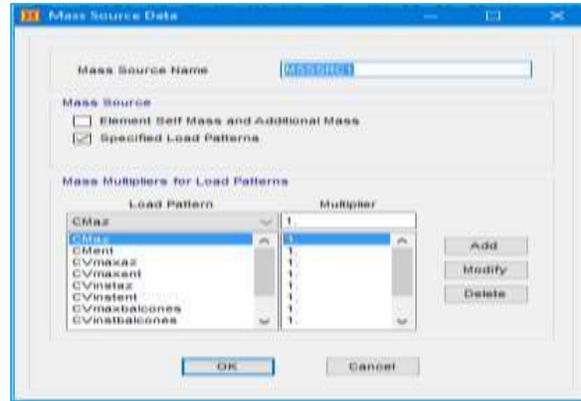
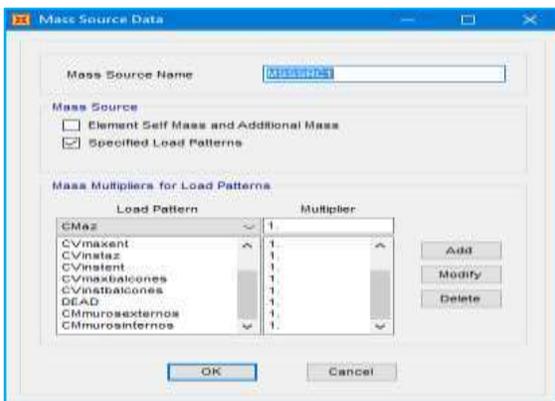
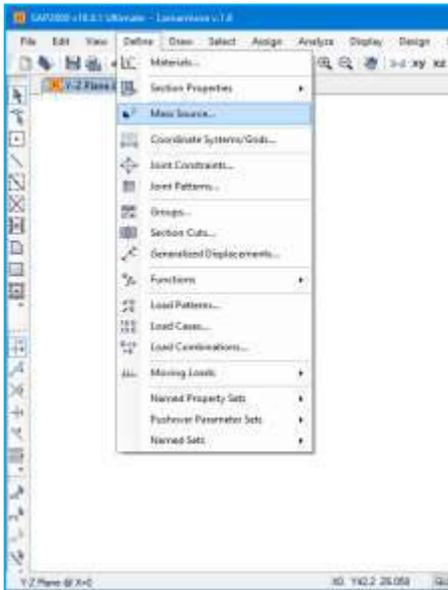


Fig. 38 Definiendo como masas las cargas en la edificación

seleccionando las vigas que soportaran carga y definiéndolas en Assign / Frame Loads / Distributed seleccionando el load pattern, la dirección de la carga, tipo de carga e ingresando el valor de la carga uniformemente distribuida Fig. (39) En las figuras (40) y (41) se mostrara las cargas asignadas en los entresijos como en la azotea solo se mostrara la mitad de la estructura ya que son las mismas cargas.

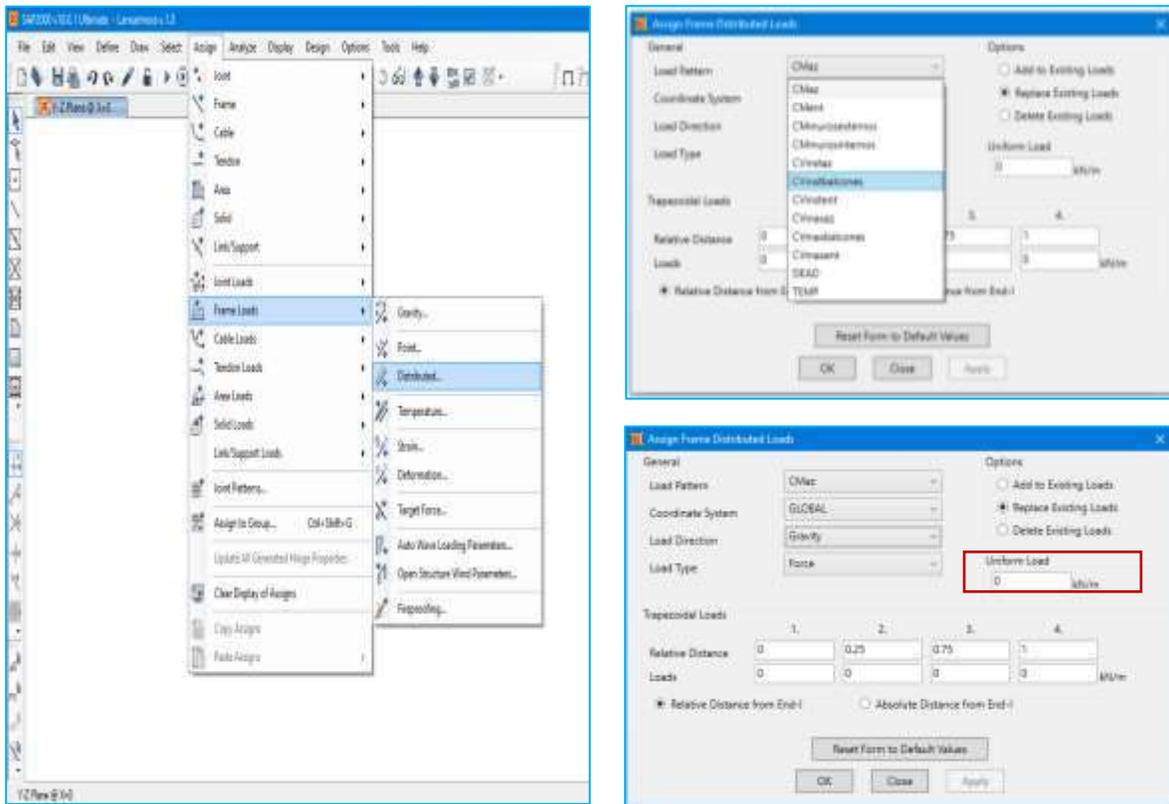


Fig. 39 Asignación de cargas en la estructura

Para las cargas en el caso de la azotea se lleva acabo el mismo proceso de asignación con sus respectivas cargas mostrada en la Fig. (44)

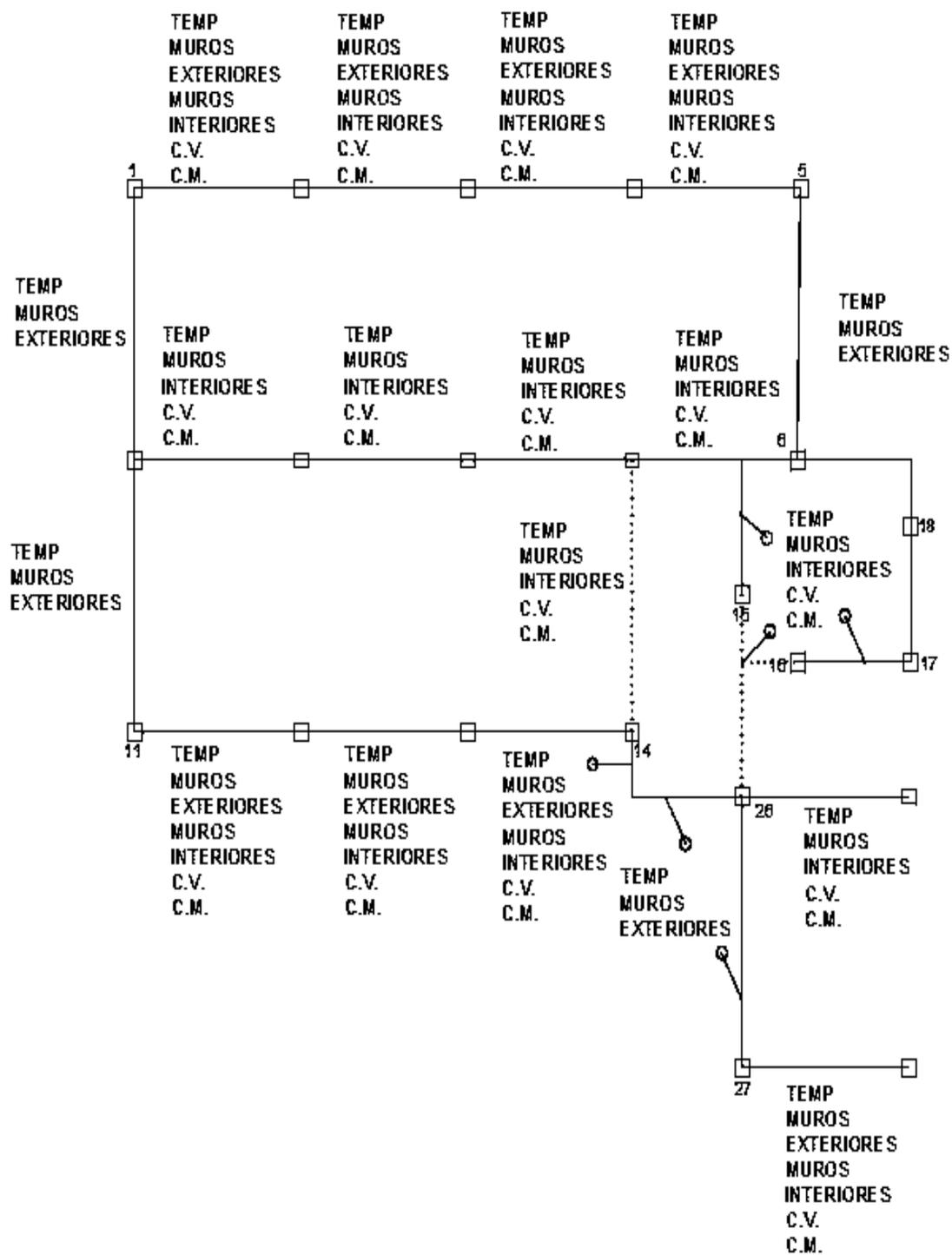


Fig. 40 Asignación de cargas en el entrepiso (tipo)

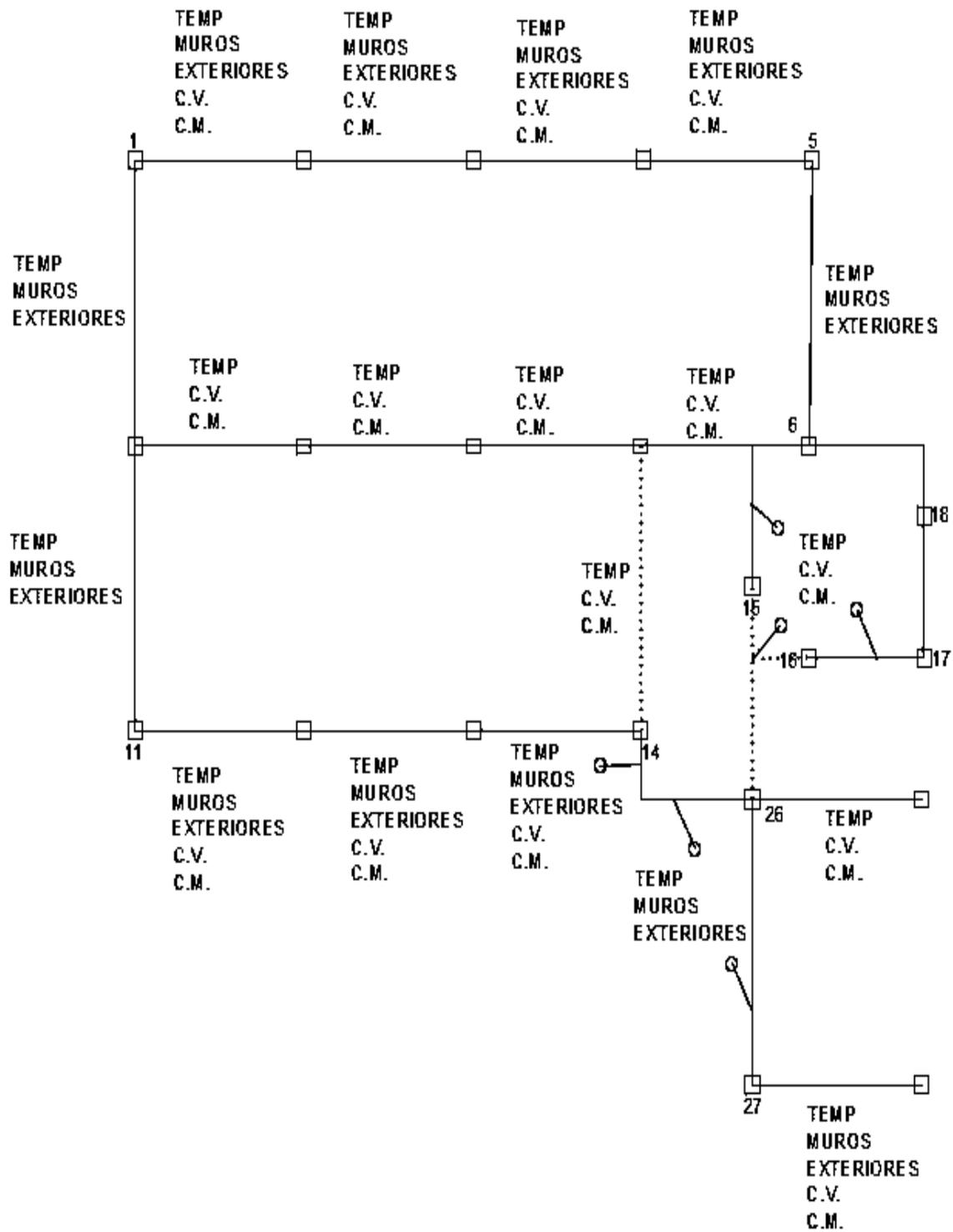


Fig. 41 Asignación de cargas en la azotea

10.5 ASIGNACIÓN DE ESPECTROS

En las nuevas versiones del programa SAP 2000 nos permite definir nuevas funciones en esta caso se trata de definir los espectros de respuesta los cuales podemos definirlo en Define/ Functions / Response Spectrum Functions este nos permite añadirlos tomando en cuenta los parámetros de los reglamentos, en este caso se usa la norma Italiana NTC.08 Fig. (42), definido su funcionamiento anteriormente.

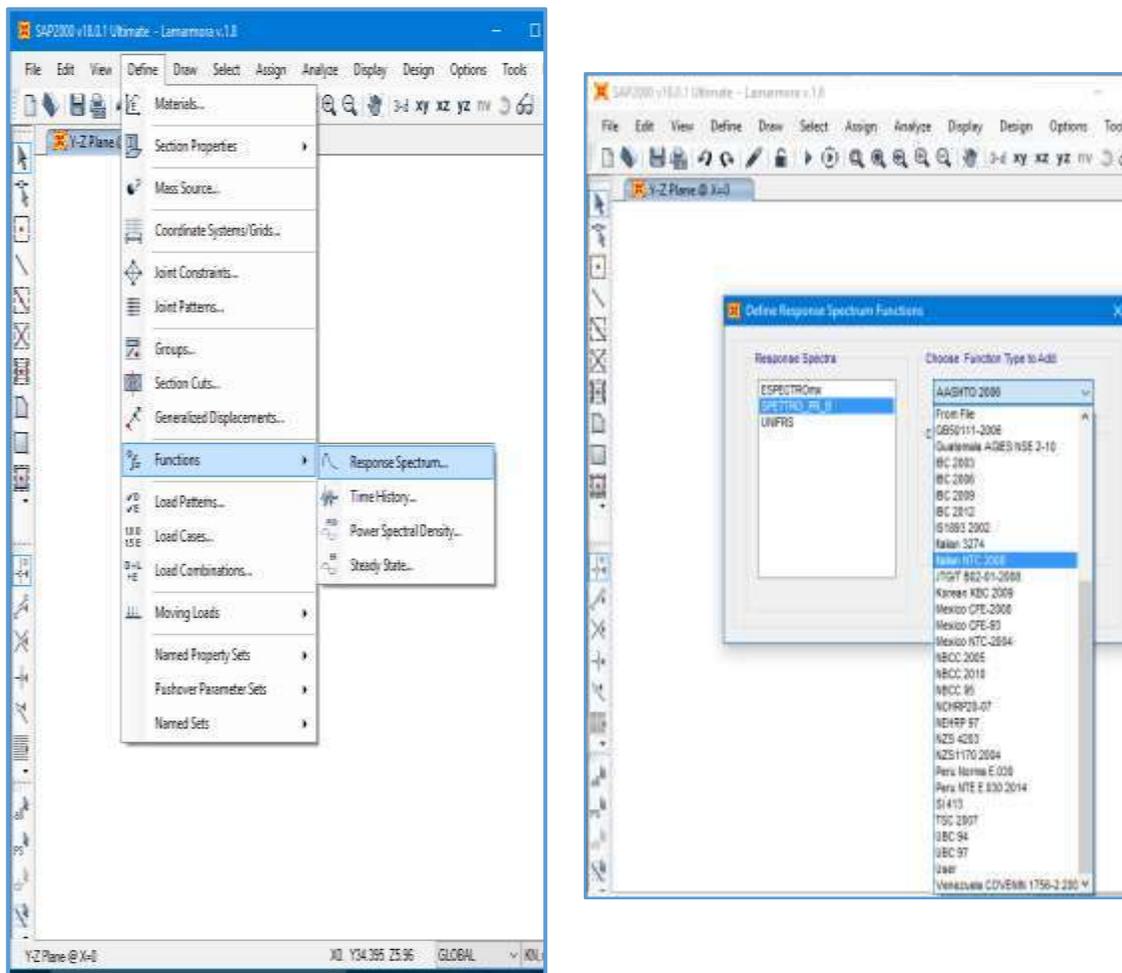


Fig. 42 Definiendo los espectros de respuesta de acuerdo a su Normativa

En la Fig. (43) se muestra el espectro italiano llamado SPETTRO_PR_B en el cual se define la zona latitud y longitud (40.7551, 16.2357), el estado límite en este caso de estudio SLV la clase de estructura, la vida nominal de 50 años, el tipo de espectro (horizontal), categoría del suelo, la topografía de la zona, el factor de reducción el cual en el espectro italiano tiene un valor de 1.5 a estar en una zona sísmica alta y un amortiguamiento de 5%.

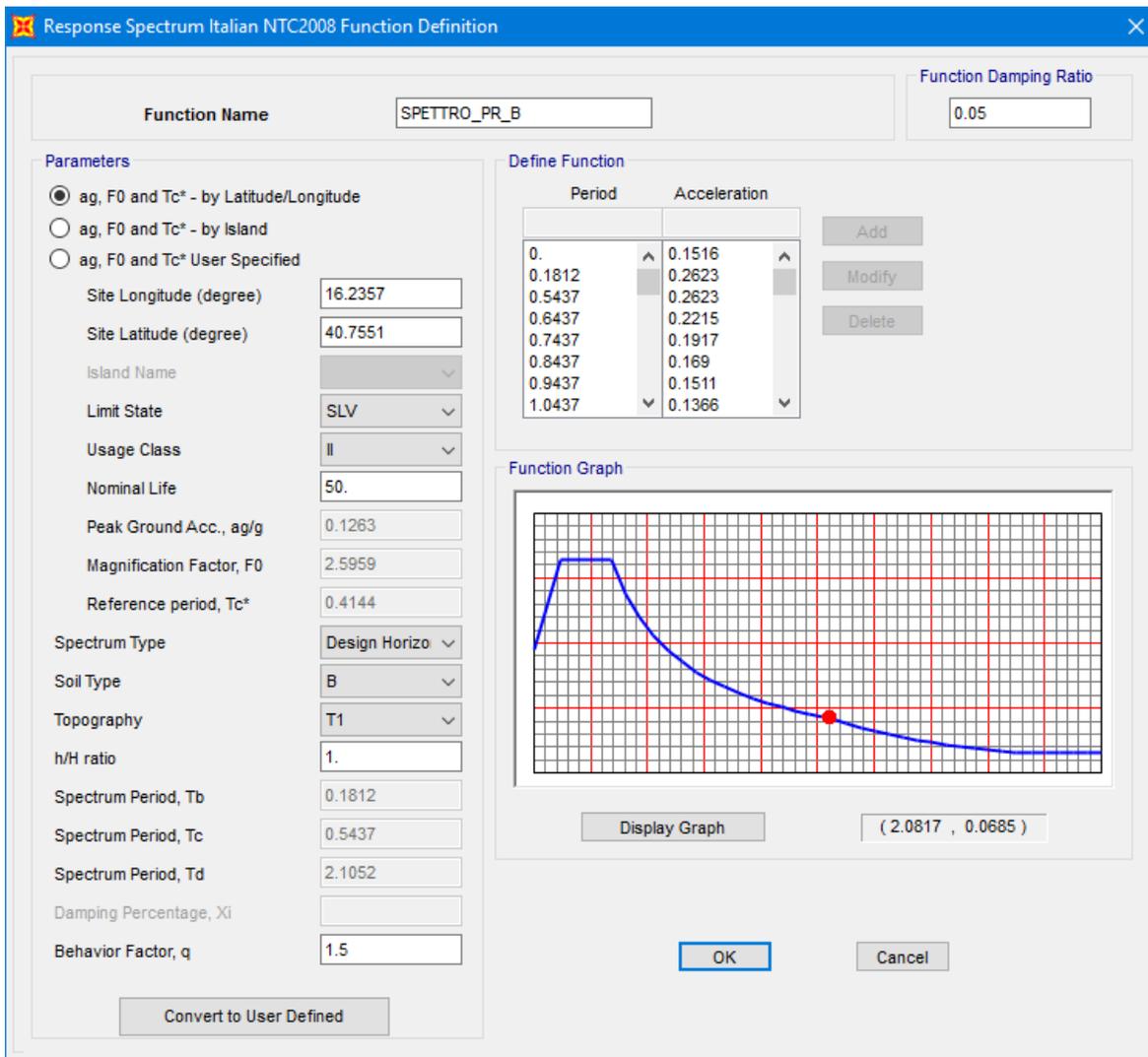


Fig. 43 Espectros de respuesta de acuerdo a la Normativa Italiana

Al definir el espectro se determina los diferentes casos de carga Define / Load Cases donde en todas las cargas son estático lineal, se debe añadir dos nuevos casos en Add New Load Case estos para otorgar a la estructura una interacción con los espectros de respuesta en este caso se trata de Sx y Sy Fig. (44)

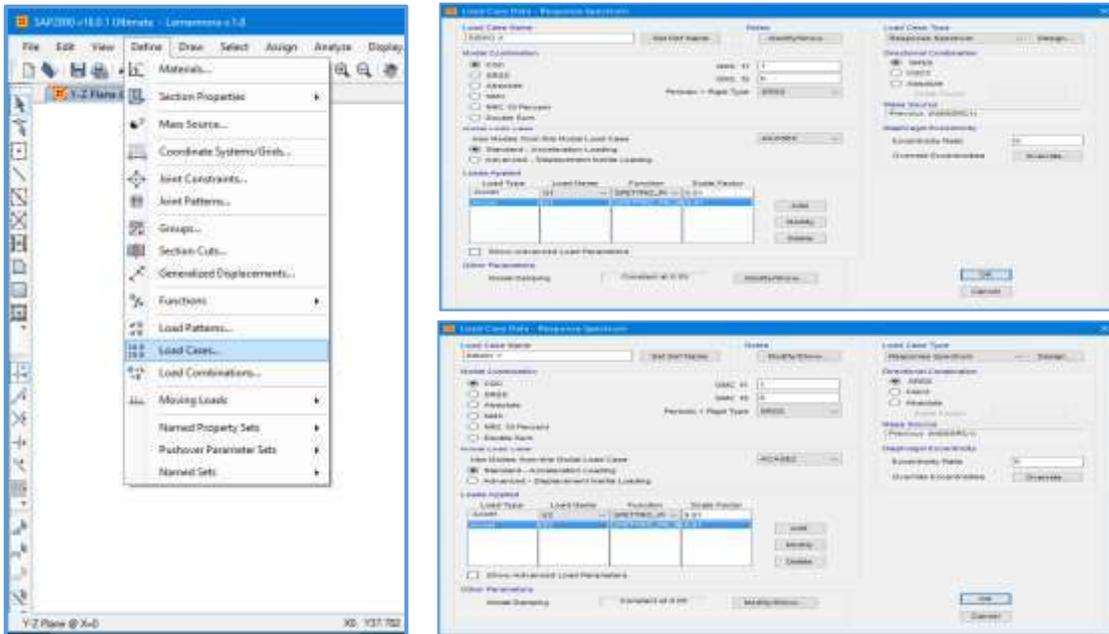


Fig. 44 Asignando los casos Sismo x y Sismo y con espectro

Donde seleccionamos la combinación modal **CQC** la cual es la combinación cuadrática completa la cual considera una correlación entre los valores modales máximos para obtener los valores más aproximados de desplazamientos y fuerzas, la combinación direccional **SRSS** la cual nos ayuda a calcular una respuesta periódica, combina los resultados modales tomando la raíz de la suma de los cuadrados y da respuesta de los nodos independientes también se añade la función del espectro dándole el factor de escala la cual es la aceleración de la gravedad la cual tiene un valor de 9.81 m/s^2 .

Para hacer un análisis más preciso, se requiere hacer las combinaciones de carga donde se incluyan cada uno de los casos que se establecieron como acciones a las que se verá sometida la estructura. Se considera la incertidumbre que existe al obtener las cargas después de hacer el modelo para realizar un análisis estructural, las fallas o imprevistos que lleven a errores durante la construcción, o la magnitud

de los eventos externos como las acciones de sismo o viento, tomando en cuenta el factor de seguridad dependiendo de la importancia de la estructura.

Para el edificio que se analiza en este trabajo se establecen nueve combinaciones tabla (34) que incluyen, en diferentes proporciones, a la carga muerta, la carga viva máxima, la carga instantánea, las acciones de sismo sobre el eje X y las acciones de sismo sobre el eje Y junto con un combo número 10 donde se engloban todas la combinaciones llamándolo “envolvente”.

Teniendo lo anterior podemos definir las combinaciones que se utilizan en la NTC-04 ingresando Define / Load Combinations Fig. (45)

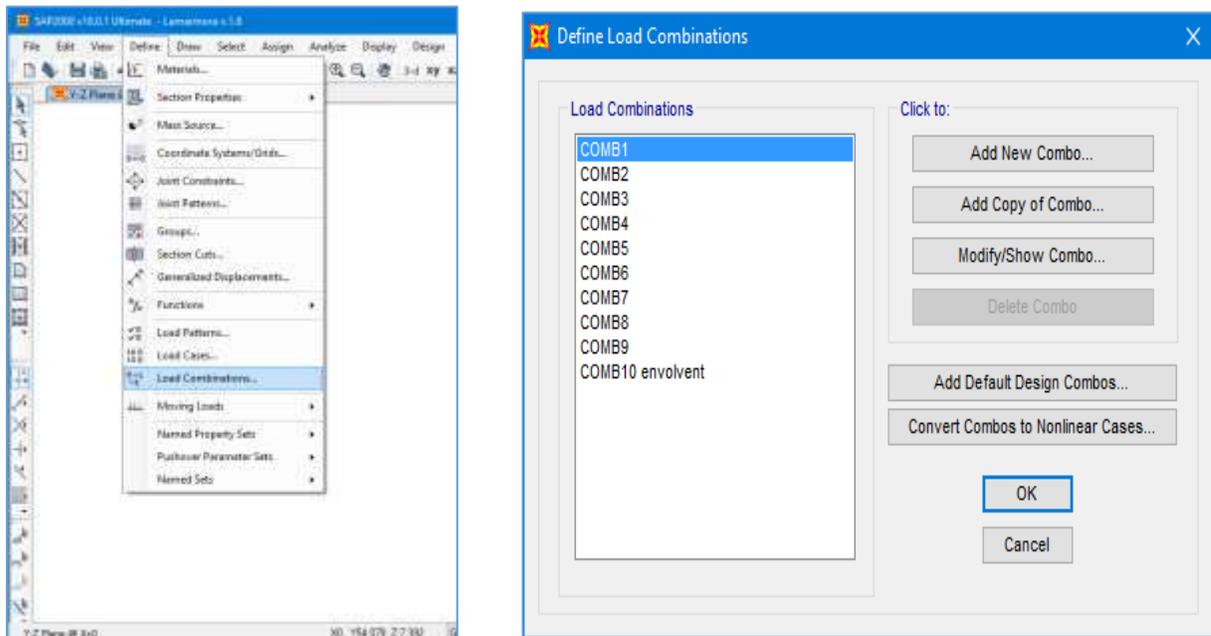


Fig. 45 Combo de combinaciones

COMBO	COMBINACIÓN
1	$(CM + C_{v\text{máx}}) 1.4$
2	$(CM + C_{v\text{ins}} + S_x + 0.3 S_y) 1.1$
3	$(CM + C_{v\text{ins}} - S_x - 0.3 S_y) 1.1$
4	$(CM + C_{v\text{ins}} + S_x - 0.3 S_y) 1.1$
5	$(CM + C_{v\text{ins}} - S_x + 0.3 S_y) 1.1$
6	$(CM + C_{v\text{ins}} + 0.3S_x + S_y) 1.1$
7	$(CM + C_{v\text{ins}} - 0.3S_x - S_y) 1.1$
8	$(CM + C_{v\text{ins}} + 0.3S_x - S_y) 1.1$
9	$(CM + C_{v\text{ins}} - 0.3S_x + S_y) 1.1$
10 Envolvente	Compos del (1-9)

Tabla 34 Combinaciones de cargas

Se utilizó un modelo de masas concentradas en los nodos, las losas fueron modeladas con elementos bidimensionales que permiten que la estructura se concentre en los principales grados de libertad de la estructura. Cada masa de entrepiso fue evaluado con la combinaciones de cargas muertas, vivas e instantáneas.

10.6 ASIGNACIÓN REVISIÓN DEL DISEÑO

Esta combinación se realiza Design / Concret Frame Design seleccionando el Design Code donde se arroja una lista en la cual seleccionamos la norma Mexicana RCDF 2004 para la revisión de la estructura utilizando la herramienta del SAP2000 la cual arrojará la verificación de comportamiento de la estructura. O bien la revisión teórica de acuerdo a la norma mexicana para la verificación del comportamiento de la estructura con las combinaciones establecidas en dicha norma y utilizando el espectro Italiano de acuerdo a la (NTC-08)

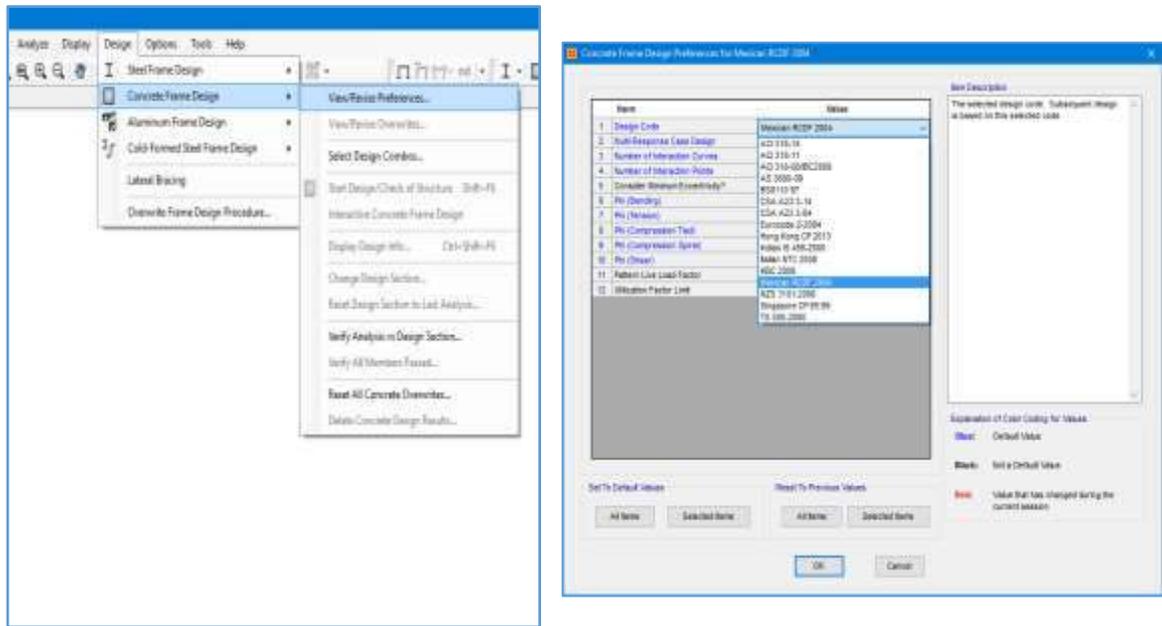


Fig. 46 Revisión de la Estructura

11. ANÁLISIS DINÁMICA MODAL

Los resultados dinámicos de análisis modal muestran los modos propios a la rototranslación teniendo un periodo de ($T_1=1.4711$ seg) Fig. (47) (MOVIMIENTO EN EL EJE Y) en el primer modo, en el segundo modo un periodo de ($T_2=1.39357$ seg) Fig. (48) (ROTACIÓN), tercer modo un periodo ($T_3=1.01023$ seg) Fig. (49) (MOVIMIENTO EJE X) y un cuarto modo con un periodo ($T_4=0.46802$ seg). Fig. (50).

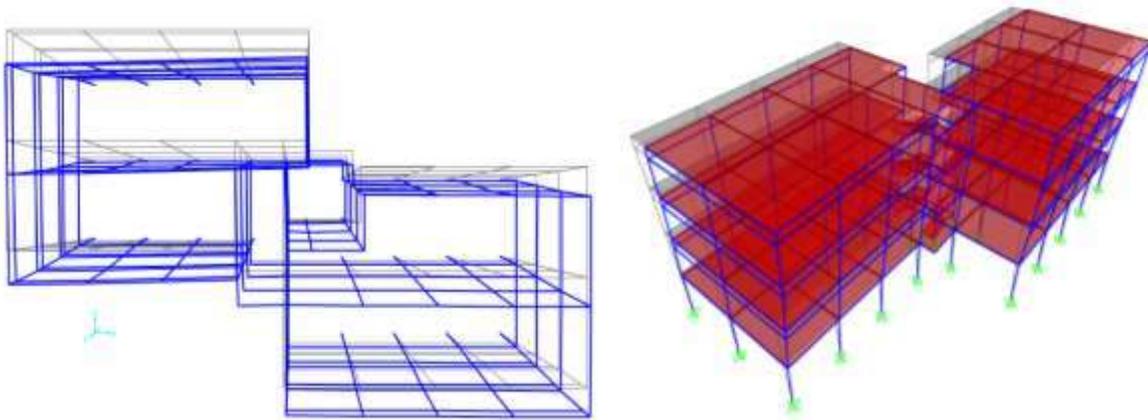


Fig. 47 Primer modo de vibrar forma modal ($T_1=1.47111$ seg)

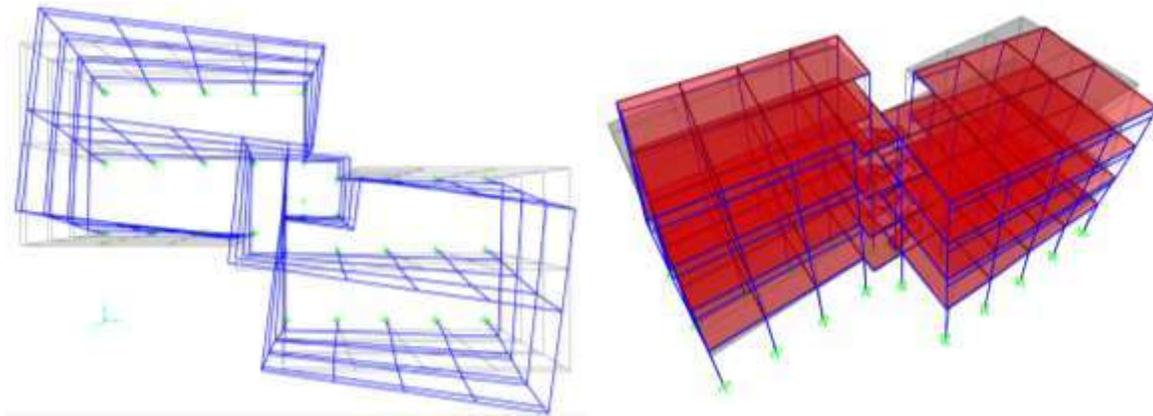


Fig. 48 Segundo modo de vibrar forma modal ($T_2=1.39357$)

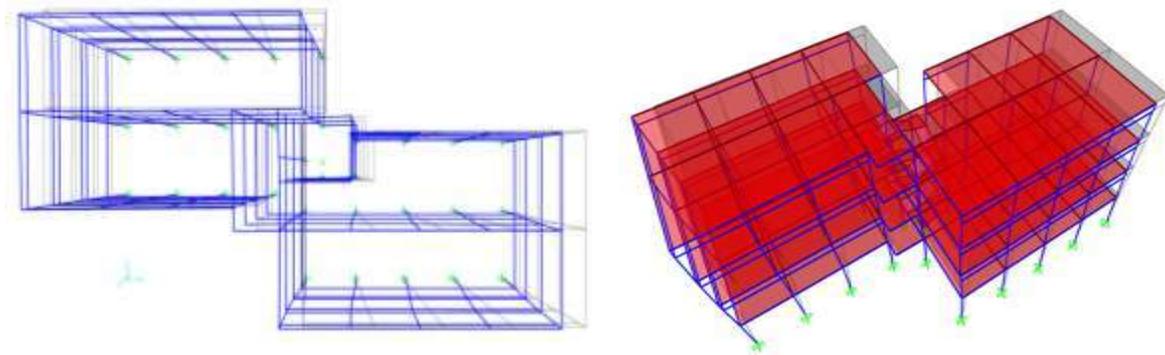


Fig. 49 Tercer modo de vibrar forma modal ($T_3=1.01023$)

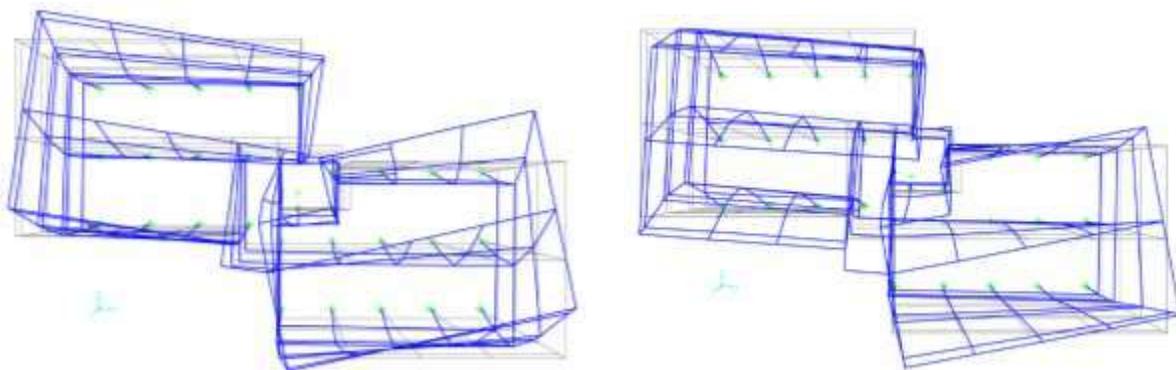


Fig. 50 Cuarto modo de vibrar forma modal ($T_4=0.46802$ seg)

11.1 CENTRO DE CARGA, DE MASA Y DE TORSIÓN

El peso de un cuerpo es la fuerza de la atracción gravitacional de la tierra sobre este. La resultante de todas sus partículas, pasa a través de un punto llamado centro de gravedad (CG) y las coordenadas del mismo indican el punto donde colocado un apoyo equilibrado.

El centro de masa (CM) es importante en el análisis dinámico de edificios, y coincide con el centro de gravedad debido a que la distribución debe ser uniforme.

El centro de torsión (CT) es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante para que el movimiento relativo de los niveles consecutivos que limite el entrepiso exclusivamente de traslación.

La representación de la masa para este tipo de edificios que cuenta con varios niveles puede simplificarse, debido los efectos de restricción de las losas.

Cada diafragma de piso se propuso como diafragma rígido en su propio plano pero flexible en la dirección vertical, lo cual es una representación razonable del verdadero comportamiento de los sistemas de piso.

Debido a esta suposición existen cuatro grados de libertad, definido en el centro de masa en el i -ésimo diafragma de piso, que son los de traslación y el momento de inercia del diafragma alrededor de un eje rotacional. (Chopra, 2005)

En este análisis se observó que en segundo modo de vibrar se presenta rotación para evitarlo se propuso en el modelo SAP 2000 la colocación de muros de concreto para rigidizar y evitar el movimiento de rotación de la estructura estos se colocaron estratégicamente para evitar la torsión debido a la excentricidad que se podría presentar entre el centro de rigideces y el centro de gravedad lo cual nos podría provocar daño en la estructura.

Uno de los principales objetivos es evitar la torsión y que los muros apoyen trabajando en las fuerzas laterales que se presenten y así evitar las deformaciones y el comportamiento de la estructura. Debe considerarse que al no ser colocados adecuadamente puede generar unos tipos de fallas peligrosas e irreparables.

En las siguientes figuras se muestra la ubicación de los muros en la estructura que se propusieron.



Fig. 51 Vista Noreste con Muros de Rigidez

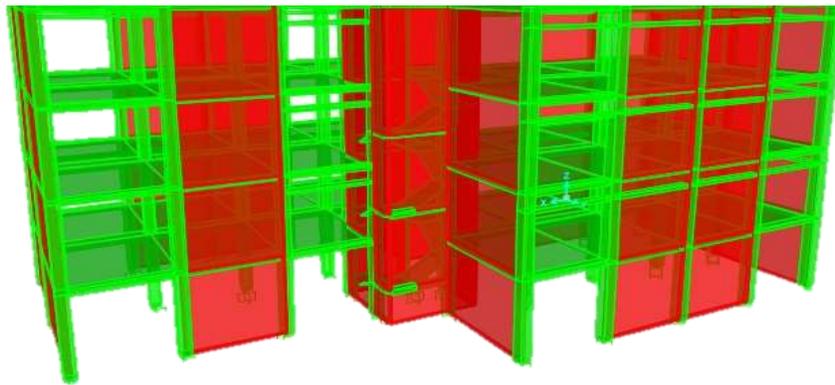


Fig. 52 Vista Sureste con Muros de Rigidez

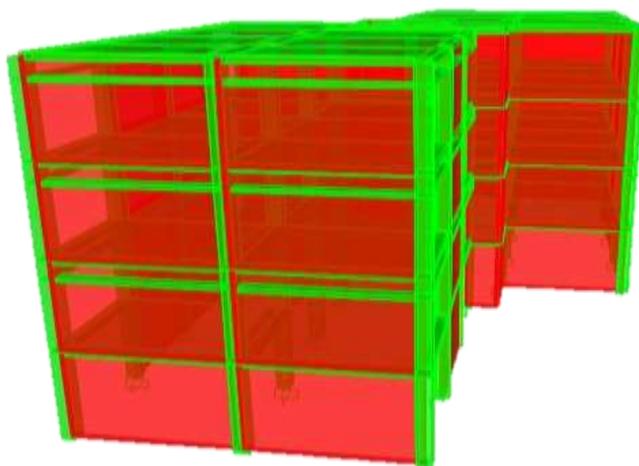


Fig. 53 Vista Oriente con Muros de Rigidez

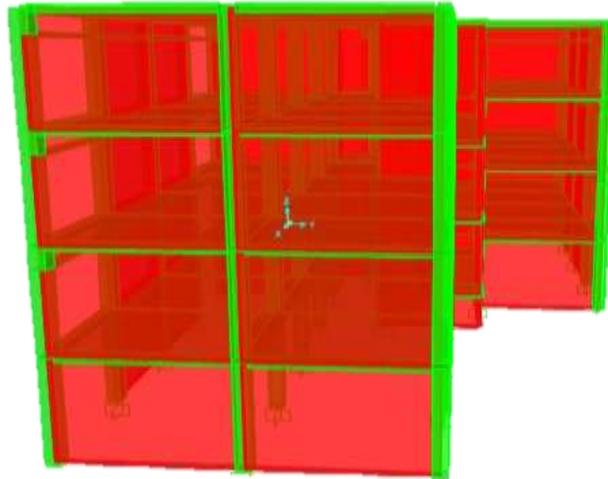


Fig. 54 Vista Poniente con Muros de Rigidez

De igual manera se obtuvieron los resultados dinámicos de análisis modal lo cual los modos obtenidos fueron ($T_1=0.18677$ seg) Fig. (51) (MOVIMIENTO EN EL EJE X) en el primer modo, en el segundo modo un periodo de ($T_2=0.14204$ seg) Fig. (52) (MOVIMIENTO EN EL EJE Y), tercer modo un periodo ($T_3=0.12044$ seg) Fig. (53) (ROTACIÓN) y un cuarto modo con un periodo ($T_4=0.10208$ seg). Fig. (54)

Se observa que el periodo de los modos descendió, en el gráfico (6) se muestra el espectro de respuesta con los periodos obtenidos de ambos análisis modales en el cual tenemos conclusión que los muros de rigidez no es lo más adecuado aun con la rotación que se presenta en el segundo modo del primer análisis no es afectada drásticamente debido a que se encuentra dentro de un promedio del 10 %, la conclusión es debido a que se altera la rigidez de la estructura alteramos su comportamiento llevándolo a la aceleración máxima, cuando la estructura se encuentra dentro de la curva descendente del espectro.

ESTRUCTURA	PERIODO	ACELERACIÓN	MUROS	PERIODO	ACELERACIÓN
T1	1.47111	0.096	T1	0.18677	0.2623
T2	1.39357	0.1023	T2	0.14204	0.2381
T3	1.01023	0.141	T3	0.12044	0.2248
T4	0.46802	0.2623	T4	0.10208	0.2181

Tabla 35 Análisis Modal de la Estructura con y sin muros de rigidez

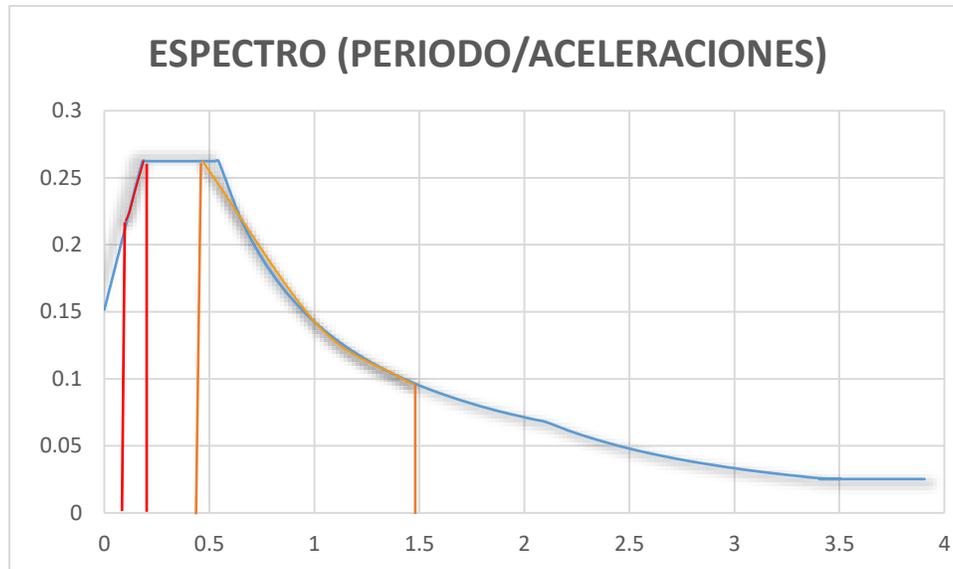


GRÁFICO 6 Espectro de Respuesta ubicación del Periodo vs aceleración del análisis modal

12. DISEÑO DE ELEMENTOS

Debido a que las Normas Técnicas Complementarias no contemplan la revisión de estructuras existentes se revisaran a través de los criterios y acciones de diseño estructural, en el cual las resistencias de los elementos deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Estos factores de resistencia tienen los siguientes valores:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) **Flexo compresión:**
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumplan con los requisitos de la sección 6.2.4 de la norma, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b de la (NTC, 2004);
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
 - $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85 f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$

Donde:

$$\beta_1 = \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 19}$$

- C es la profundidad del eje neutro

13. REVISIÓN DE LAS VIGAS

En la tabla (36) del anexo 2 se muestran los resultados obtenidos mediante el programa SAP2000, mediante el cual se muestran las resistencias para flexión y cortante requeridas en cada sección de viga comparadas con la verificación tanto de vigas como de columnas se usó el método de cálculo de las Normas Técnicas Complementarias Vigentes del Distrito Federal 2004, con el fin de obtener el cálculo del momento flexionante como de cortante resistente.

13.1 VERIFICACIÓN DE MOMENTO RESISTENTE

Para el cálculo del momento resistente se determina el peralte efectivo en dirección de flexión (d) ec. (20), el valor nominal del concreto a compresión capítulo 1 de la norma (f_c^*) ec. (21) y la magnitud del bloque equivalente de esfuerzo de concreto a compresión (f_c'') ec (22).

$$d = h - r \quad \text{Ecuación 20}$$

$$f_c^* = 0.80 * f_c' \quad \text{Ecuación 21}$$

$$f_c'' = 0.85 * f_c^* \quad \text{Ecuación 22}$$

La distribuciones de esfuerzos a compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' hasta la profundidad $\beta_1 c$

Donde β_1 especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión como una fracción de la profundidad del eje neutro, C . el cual se calcula con la ec (23) o siendo un valor de 0.85 dependiendo en el caso donde se encuentre f_c^* el valor nominal del concreto a compresión.

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c^* > 28 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 23}$$

Se determina la cuantía de acero de refuerzo con la ec. (24)

$$Pb = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 600} bd \quad \text{Ecuación 24}$$

La cuantía de acero de refuerzo p para vigas se determina con la ec. (25) donde A_s es el acero de refuerzo longitudinal en tensión b base de la sección y del peralte efectivo en la dirección de flexión. También se calcula q' con la ec. (26)

$$P = \frac{A_s}{bd} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f_c''} \quad \text{Ecuación 26}$$

El momento resistente se obtiene de las siguientes ecuaciones se determina de acuerdo cómo se comporta la sección si $p < p_b$ se usa la ec. (27) en otro caso la ec. (28)

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad \text{Ecuación 27}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad \text{Ecuación 28}$$

13.2 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE

Se determina al igual que el momento resistente el peralte efectivo en dirección de flexión (d), el valor nominal del concreto a compresión y la magnitud del bloque equivalente de esfuerzo de concreto a compresión.

Verificamos de acuerdo al capítulo 2 de la norma apartado de fuerza cortante para calcular las expresiones del V_{CR} se revisa si la altura de la sección no es mayor a 700mm.

Se realiza la verificación por cortante ya que en el capítulo 2 de la norma apartado de limitaciones para V_u en ningún caso se permitirá que el valor de V_u sea mayor al inciso en este caso el inciso a) En vigas como lo indica la norma mostrada en la ec. (29)

$$V_u < 2F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Ecuación 29}$$

Al verificar lo anterior se verifica el valor absoluto de la carga axial de diseño P_u no exceda de la ec. (30) Consideración de la norma mostrada en el capítulo 2 inciso a) flexo compresión

$$P_u < F_R (0.7 * f_c^* * A_g + 2000 A_s) \quad \text{Ecuación 30}$$

Cuando lo anterior se cumpla podemos calcular la cuantía de acero del refuerzo longitudinal a tensión. En vigas se determina como lo indica la ec. (31)

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad \text{Ecuación 31}$$

Cuando la cuantía sea mayor o menor a 0.015 se usaran la ecuación 2.19 y 2.20 de la norma expresadas en las ecs (32) y (33) para el cálculo de la fuerza cortante V_{CR} .

$$V_{CR} = F_R * b * d(0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*} \quad \text{Ecuación 32}$$

$$V_{CR} = 0.5 * F_R * b * d * \sqrt{f_c^*} \quad \text{Ecuación 33}$$

De acuerdo a que se están revisando no diseñando se despeja la fuerza cortante de diseño V_{SR} de la ecuación de la separación del refuerzo transversal ec. (34)

$$S = \frac{F_R * A_v * f_y * d * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}{V_{SR}} \quad \text{Ecuación 34}$$

De esta manera se calculó el cortante resistente de acuerdo a la ec. (35)

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} \quad \text{Ecuación 35}$$

14. REVISIÓN DE COLUMNAS

Las columnas se revisan de acuerdo con la curva de interacción de capacidad en el software que tiene valores de 0 a 1 descritos por una serie de puntos discretos que se generan en la superficie de falla de interacción tridimensional.

Las coordenadas de los puntos en la superficie de falla se determinan girando un plano de deformación lineal en tres dimensiones en la sección de la columna. Las limitaciones máximas son del concreto, ϵ_c , al final de la sección, a 0.003 y la tensión en el acero está dada por el producto de la deformación del acero y el módulo de elasticidad del acero, ϵ_s , y se limita a la tensión elástica del acero.

Se supone que el bloque de tensión y compresión de hormigón es rectangular, con una tensión el algoritmo de interacción proporciona corrección para tener en cuenta el área de concreto que es desplazada por el refuerzo en la zona de compresión.

La capacidad medida en SAP2000 es adecuada si el valor obtenido está dentro del volumen de interacción; sin embargo, si está fuera del volumen de interacción, la columna ha terminado cargado esto se logra desde el centro hasta el punto del

resultado que la columna se propaga cuando el valor se extiende cortando la superficie y falla.

Por lo tanto la relación de capacidad $CR < 1$ el punto está dentro del volumen de interacción y la capacidad es adecuada, pero si $CR > 1$ el punto está fuera del volumen de interacción. El esfuerzo existente en las columnas excede el máximo permitido de la norma por lo cual se deben aumentar las dimensiones.

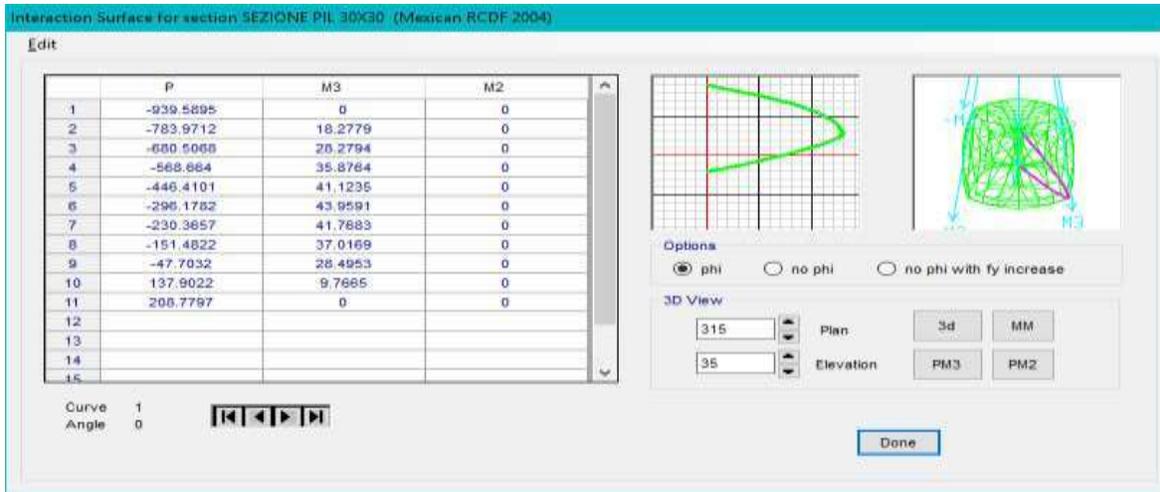


Fig. 55 Diagrama de Interacción columna 10 con un $CR > 1$ (O/S #14)

15. COMPARACIÓN DE MOMENTO RESISTENTE Y MOMENTO REQUERIDO EN VIGAS.

En la tabla 37 y 38 del anexo 3 se muestran las comparaciones del momento resistente y el momento requerido en vigas.

A continuación se muestra los gráficos de las dos secciones que se encuentran en la edificación con la finalidad de tener una representación gráfica de las tablas anteriores.

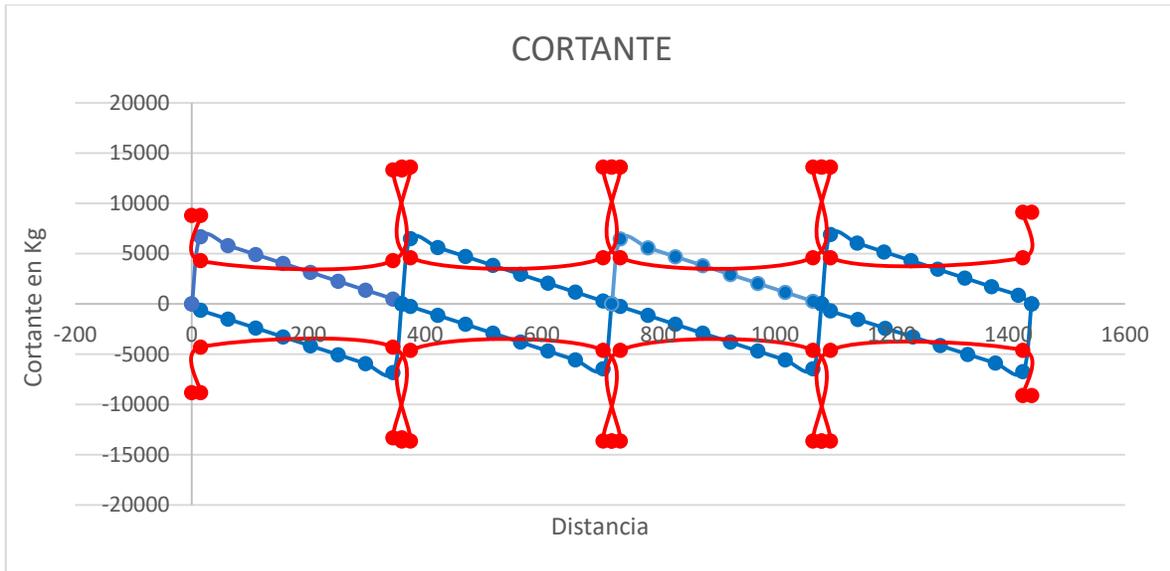


GRÁFICO 7 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 30x21 de la viga 1—5

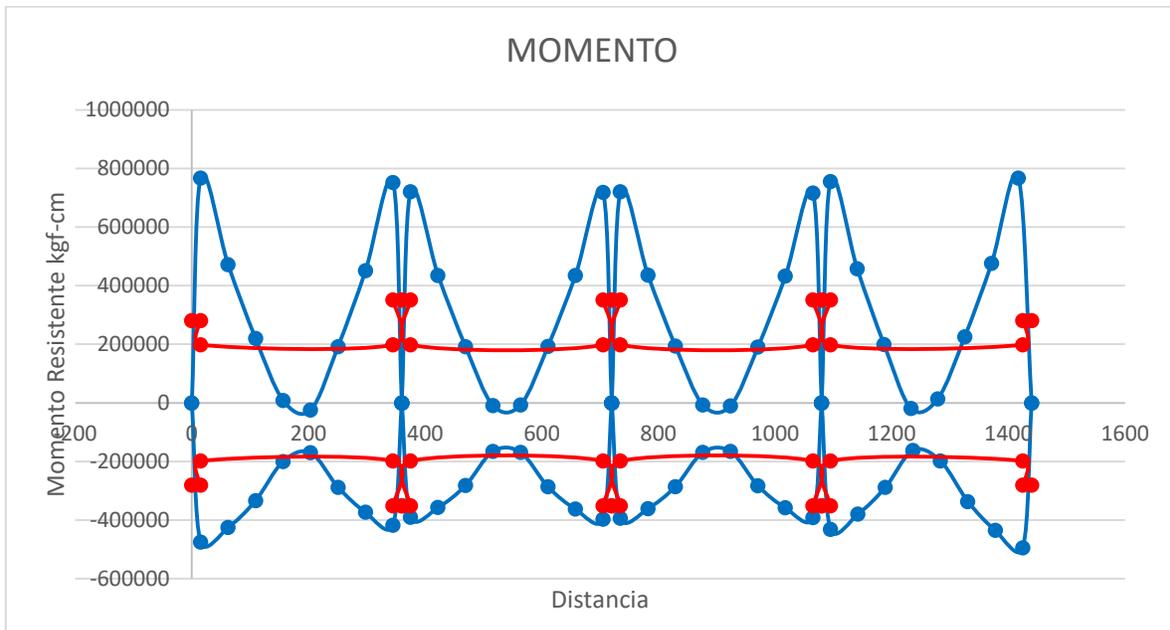


GRÁFICO 8 Gráfico de momento resistente y momento requerido viga 30x21 de la viga 1-5

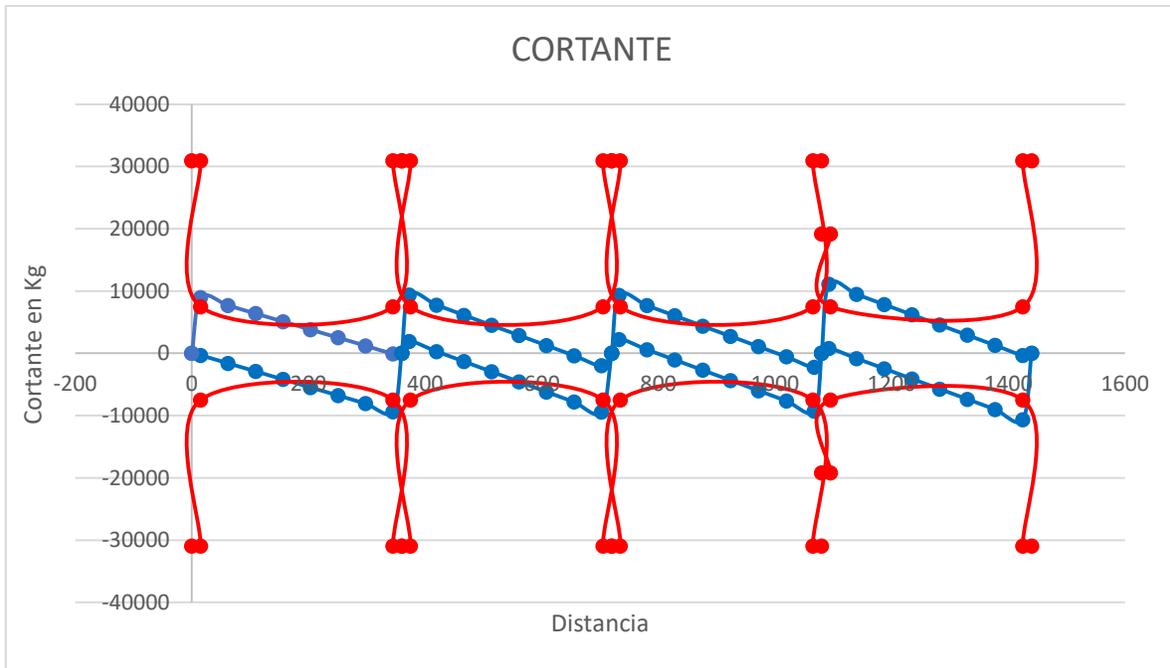


GRÁFICO 9 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 70x21 de la viga 26-22

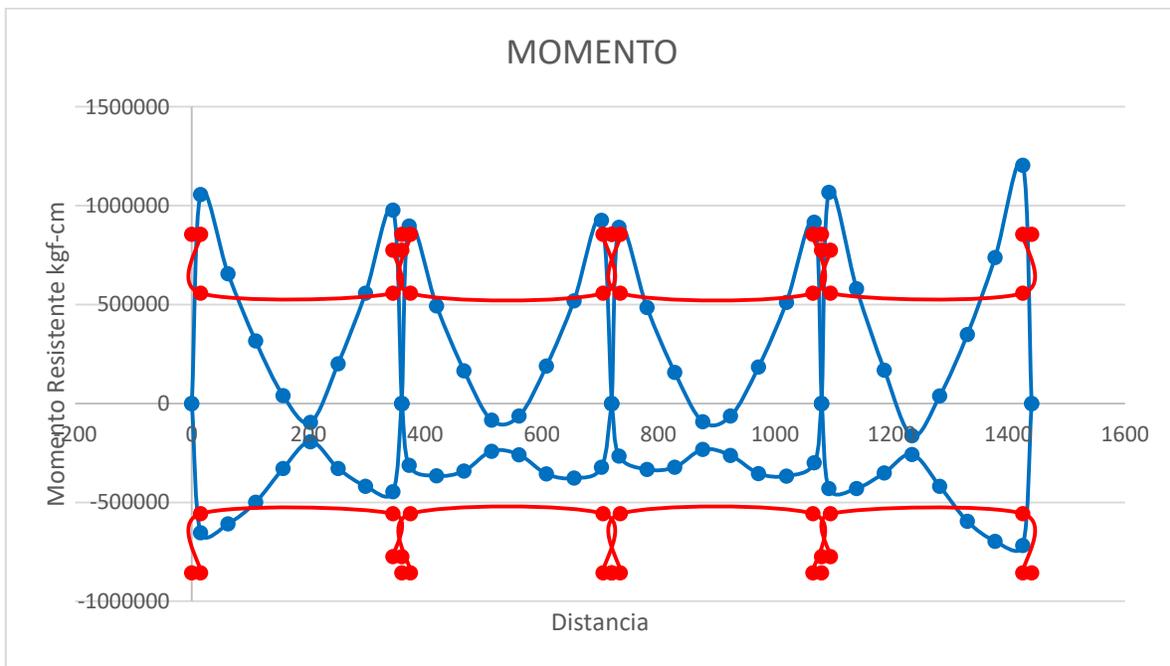


GRÁFICO 10 Gráfico de cortante resistente y cortante requerida viga 70x21 de la viga 26-22

16. REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Las estructuras de concreto reforzado con el paso de tiempo requieren una modificación en su diseño estructural inicial por cambios en las solicitaciones, por desgaste de los miembros estructurales a causa de sismos, alteraciones arquitectónicas y/o el paso del tiempo que nos lleva a realizar un reforzamiento de la misma.

Los reforzamientos son acciones necesarias para el aumento de la capacidad resistente de algún miembro estructural o bien de una edificación existente para mejorar a la estructura y evitar una deficiencia no adecuada en la misma.

Lo que se busca es que la estructura existente con sus elementos más un reforzamiento adecuado, las deformaciones y las fuerzas aplicadas sean las absorbidas por el refuerzo y la estructura existente apoye con una resistencia adecuada.

¿POR QUÉ REFORZAR UNA ESTRUCTURA?

Un reforzamiento de una estructura se puede deber a diferentes factores los cuales pueden ser los siguientes:

- Aumento de cargas verticales
- Secciones insuficiente de vigas y columnas
- Acero de refuerzo insuficiente
- Baja resistencia a compresión de concreto
- Deterioro en el tiempo
- Actualización Sísmico

16.1 INTERVENCIÓN EN LA ESTRUCTURAS CON REFUERZO FRP

Al tener los resultados de la revisión de vigas y columnas de la edificación en estudio se toman como consideraciones para mejorar las condiciones de la estructura a través de un reforzamiento que puede aplicarse a los elementos estructurales, con esto estaríamos reconstruyendo e incrementando la resistencia de dichos elementos.

La dicha intervención a la estructura de estudio se hace con el fin de dar una reparación a los elementos que tienen daño que comprometen a la estructura a no tener un adecuado funcionamiento o bien no presenta daños la estructura pero sus elementos no son capaces de soportar la vulnerabilidad que incidiría sobre ella ya que al ser una edificación de 1960 se presentan deficiencia del diseño original además que en aquellos tiempo no se tenían los reglamentos adecuados o bien estos mismos no tomaban en consideración las acciones sísmicas que se han presentado en el territorio Italiano.

Cabe mencionar que la sociedad no tiene una adecuada visión pues solo se preocupa por estructuras que ya sufren daños evidentes si bien esto se puede evitar dando un carácter preventivo a edificaciones que no sufren daños, o pueden presentarse en algún futuro debido a que las estructuras también requieren mantenimiento pues a los pasos de los años la estructura y todos los materiales que la conforman se van deteriorando y no solo eso si la estructura no tuvo el adecuado carácter constructivo se presentarían deficiencias y errores que causaran que la estructura sea vulnerable a eventos ocurridos por la naturaleza.

Existen diferentes tipos de reforzar una estructura los cuales han sido utilizados a través de los años, los más utilizados son aumentar las secciones estructurales, colocando a las estructuras de concreto elementos metálicos que ayudan a transmitir las cargas. Pero bien, la tecnología cada vez ha ido mejorando y se ha introducido un sistema de reforzamiento de alta tecnología se trata de la fibra la cual resulta con más resistente a la tracción que el acero pero mucho más liviano. (TANTALEÁN).

Las Fibras de Polímero Reforzado (FRP) es 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 unidireccional, o bien en dos o tres direcciones dependiendo de la fibra. (Abad & Orozco Recillas, 2007).

En la construcción en el ámbito del refuerzo de estructuras de concreto donde más rápidamente y con mayor éxito se está aplicando la tecnología del FRP, sobre todas las propiedades ventajosas que se presentan, la resistencia a la corrosión y la relación resistencia/peso que se traduce en un ahorro en el transporte y la puesta en obra para la misma capacidad portante.

Para conocer cómo se lleva a cabo el cálculo es necesario conocer los diferentes tipos de fibras que comúnmente se emplean con propósito de apoyo estructural las cuales son: Carbono (C), Vidrio (G) y Aramida (A) para diferenciar el tipo de fibra del compuesto se emplean los términos CFRP, GFRP y AFRP para designar a los de carbono, vidrio y aramida respectivamente. La selección de la fibra se basa principalmente en consideración del coste, la resistencia y la estabilidad a largo plazo. Las fibras de vidrio y aramida parecidas a los tendones de acero, mientras que la fibra de carbono tiene un 20-25% más resistencia que a la tracción que los tendones de aceros. Los tendones FRP presentan una respuesta elástica lineal hasta la rotura. Los módulos elásticos de los tendones **GFRP** y **AFRP** son del orden del 25-30% de los tendones de acero, mientras que los tendones CFRP tienen módulos de elasticidad del 75% al 85 % de los de acero. Es así que se sugirió que la fibra utilizar fuera la Fibra de Carbono **CFRP** ya que según la **ACI** el material es capaz de desarrollar las mismas propiedades mecánicas que el acero utilizado en armaduras activas (Pérez, 2014). Incluso existen investigaciones que indican que en concreto armado con CFRP es una opción duradera en el diseño de la estructura para su uso en ambientes corrosivos además por condiciones de durabilidad, fatiga y fluencias estas aportan mejoramiento. Estos materiales están disponibles en varias presentaciones, desde laminados hechos en fábrica hasta hojas de fibra que son ajustables a la geometría de la estructura.

Para el reforzamiento de vigas fue utilizado el código **ACI 440.2R-08** la cual es una guía que nos permite calcular el diseño de los sistemas FRP externamente adherido con refuerzo de estructuras de concreto.

La fibra de carbono surge como una alternativa diferente a materiales tradicionales para la reparación y rehabilitación como fueron ya mencionadas anteriormente. Este material tiene ciertas ventajas debido a su alto módulo de elasticidad, su relativo poco espesor, y puede ser utilizado donde otros métodos son difíciles de aplicar. (ACI, 2008).

Los primeros trabajos experimentales utilizando CFRP para refuerzo de estructuras de concreto fueron en 1978 en Alemania, e investigación en Suiza llevó las primeras aplicaciones para refuerzo de flexión en puentes de concreto reforzado. En los elementos como son las columnas el sistema fue utilizado por primera vez en Japón en la década de 1980 para proporcionar confinamiento adicional. En los Estados Unidos se mostraba interés por refuerzo a base de fibras para estructuras de concreto desde la década de 1930 pero igual que en Japón fue usado hasta los 80's iniciativas de la Fundación Nacional de Ciencia (NSF) y la Federación Nacional de Carreteras (FHWA).

Existen diferentes tipo de códigos y estándares actualmente para sistema de refuerzos con FRP entre ellos se encuentra Europa, Japón, Suiza y los Estados Unidos en instituciones como la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE), el Instituto del Concreto de Japón (JCI), el Instituto Técnico Internacional para Concreto Estructural de Suiza, Consejo Nacional Italiano de Investigación y el Instituto Americano del Concreto (ACI) los últimos dos fueron utilizados para el cálculo del refuerzo de los elementos, el "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie". (CNR_DT200_R1) y el ACI para las vigas y el software MAPEI para las columnas.

16.1.1 REFUERZO A FLEXIÓN CON CFRP USANDO EL ACI

Anteriormente se evaluó la estructura para conocer sus condiciones de la estructura existentes para así establecer su capacidad de carga existente, identificando sus deficiencias es así que en el caso de las vigas que no soportaban sus momentos a flexión y a corte, el FRP puede ser bastante efectivo otorgándole al elemento la resistencia necesaria para resistir los incrementos de cargas que podría sufrir la estructura o dando correcciones de errores de diseño o de construcción. Antes de la aplicación de la fibra debe verificarse que la fibra de carbono pueda ser aplicada si se prevén las siguientes consideraciones:

- Las dimensiones de los elementos estructurales.
- Ubicación, tamaño, y causa de las grietas si son existentes (deben ser reparadas)
- Verificar la corrosión del acero de refuerzo y si hay presencia corrosiva. (si hay existencia de corrosión debe ser reparada ya que este sistema no la detiene)
- Ubicación del acero
- Conocer la Resistencia a compresión en sitio del hormigón la cual no puede ser menor a 17MPa. (2500 psi)
- La solides del concreto, especialmente en los elementos que se le será aplicado el sistema FRP
- La temperatura del sitio ya que al momento de la colocación no puede ser mayor a 27 ° F (15 ° C)

Cabe aclarar que debe considerarse que si el sistema CFRP falla por alguna razón los elementos deben ser capaz de resistir la cargas muertas y vivas que le son aplicadas resistiendo sin fallar las cargas de Servicio.

Los datos que ocupamos para la revisión a flexión de la sección son los que se muestran en la tabla (37) considerando los datos de la viga 10-09.

PROPIEDADES DE VIGA Y CARGA	
LONGITUD DE LA VIGA	3,60 m
ANCHO DE LA VIGA (b)	700,00 mm
d	180,00 mm
h	210,00 mm
f'c	17,79 N/mm ²
fy	423,66 N/mm ²
CARGA MOMENTO (M _{DL})	34,87 kN-m
MOMENTO (M _{UL})	88,91 kN-m

Tabla 36 Propiedades de la sección

Para comprobar es necesario es necesario revisar si el elemento es capaz de resistir las cargas de servicio para ello utilizaremos la siguiente ecuación. (GangaRao, Narendra, & P. V., 2007)

$$(\Phi M_n)_{\text{sin FRP}} > 1.2 M_{DL} + 0.85 M_{LL}$$

Ecuación 36

$$88.91 > 1.2 (34.87) + 0.85 (14.34) \checkmark \text{ ok!}$$

También es necesario conocer las propiedades del refuerzo que marca la tabla (40).

PROPIEDADES DEL FRP	
ESPESOR (tf)	1,020 mm
RESIST. ÚLTIMA A TENSIÓN (f _{fu} [*])	0,621 kN/mm ²
DEFORMACIÓN DE FALLA (ε _{fu} [*])	0,015 mm/mm
MODULO DE ELASTICIDAD (E _f)	37,000 kN/mm ²

Tabla 37 Propiedades del refuerzo CFRP

Teniendo lo datos necesarios se analizan las propiedades del concreto sino se conocen, en este caso conocemos las características del concreto en la estructura el valor de $\beta_1=0.85$ y $E_c = 27551 \text{ N/mm}^2$. También es necesario conocer las propiedades existentes del acero de refuerzo ya conocemos el área de acero y el módulo de elasticidad E_s con ello podemos conocer la cuantía de acero existente en las vigas P_s y n_s con las siguientes ecuaciones:

$$P_s = \frac{A_s}{bd}$$

Ecuación 37

$$= \frac{2002 \text{ mm}^2}{700\text{mm} * 180\text{mm}} = 0.0158$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$= \frac{210 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}}{27551 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 7.62$$

Con lo anterior se obtiene el eje neutro de la siguiente ecuación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ecuación 39}$$

$$= \frac{2002 * 423.66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.85 * 17.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 700\text{mm}} = 80.129\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$= \frac{80.129\text{mm}}{0.85} = 94.269\text{mm}$$

Conociendo el eje neutro preliminar obtenemos la deformación de acero:

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad \text{Ecuación 41}$$

$$= 0.003 * \left(\frac{180\text{mm} - 94.269\text{mm}}{94.269} \right) = 0.002$$

$$\varepsilon_y = \left(\frac{f_y}{E_s} \right) \quad \text{Ecuación 42}$$

$$= \frac{423.66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{210 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}}$$

Si la viga resulta con la deformación mayor a 0,002 consideramos a la viga dúcil y se utiliza una reducción de la fuerza $\phi = 0,9$.

Se procede a obtener las propiedades del material de refuerzo CFRP las cuales son reportadas por el fabricante, se debe tomar en cuenta que existen diversas condiciones ambientales en las que se puede utilizar las el refuerzo CFRP entonces

el fabricante no toma en cuenta las exposiciones de estas condiciones que estará expuesto el refuerzo para ello se debe reducir a base de la exposiciones ambientales que estará expuesta como se muestra en la tabla 9.1 de la guía del ACI 440.2R-08 mostrada en la tabla (38).

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	TIPO DE FIBRA	FACTOR DE REDUCCION AMBIENTAL C_E
EXPOSICIÓN EN INTERIORES	Carbono	0,95
EXPOSICIÓN EN EXTERIORES (PUENTES, PILAS Y ESTACIONAMIENTOS NO CERRADOS)	Carbono	0,85
AMBIENTES AGRESIVOS (PLANTAS QUÍMICAS Y PLANTAS DE TRATAMIENTOS DE AGUAS)	Carbono	0,85

Tabla 38 Factores de reducción ambiental

Entonces se calculan las propiedades del refuerzo tomando en cuenta el factor correspondiente y las características del tipo de fibra a utilizar como su espesor, resistencia ultima a tensión, deformación de falla y módulo de elasticidad.

Para obtener la resistencia última de diseño a la tensión y la deformación unitaria de ruptura de diseño se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad \text{Ecuación 43}$$

$$= 0.95 * 0.621 \frac{kN}{mm^2} = 0.590 \frac{N}{mm^2}$$

Donde:

f_{fu} = resistencia ultima de diseño a tensión

C_E = coeficiente de reducción ambiental

f_{fu}^* = resistencia ultima del material CFRP según fabricante

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad \text{Ecuación 44}$$

$$= 0.9 * 0.015 \frac{mm}{mm} = 0.014 \frac{mm}{mm}$$

Donde:

ϵ_{fu} = deformación de ruptura de diseño del refuerzo CFRP

C_E = coeficiente de reducción ambiental

ϵ_{fu}^* = deformación última de ruptura del refuerzo CFRP

El módulo de Elasticidad (E_f) de diseño para refuerzo CFRP no es afectado por las condiciones ambientales de exposición por lo que será el mismo que da el fabricante.

Se determina el área del material de reforzamiento utilizamos la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} A_f &= n t_f w_f && \text{Ecuación 45} \\ &= 3 * 1.020\text{mm} * 700\text{mm} = 2142 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Donde:

n = el número de capas de reforzamiento

t_f = espesor de la capa de refuerzo

w_f = el ancho de la viga a reforzar

Teniendo lo anterior se determina el estado actual de tensión (suponiendo que la viga esta agrietada) y considerando que las cargas que actúan sobre la viga en el momento de FRP solo son las cargas muertas. Para ello determinamos I_{CR} y K con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{(p_s n_s)^2 + 2(p_s n_s)} - (p_s n_s) && \text{Ecuación 46} \\ &= \sqrt{(0.015 * 7.62)^2 + 2 * (0.015 * 7.62)} - (0.015 * 7.62) = 0.386 \end{aligned}$$

Obtenemos la inercia I_{CR} considerando las barras de acero:

$$\begin{aligned} I_{CR} &= \frac{bc^3}{3} + n_s A_s (d - c)^2 && \text{Ecuación 47} \\ &= \frac{700\text{mm} * 69.431^3}{3} + 7.62 * 2002\text{mm}^2 * (180\text{mm} - 69.431)^2 = 2.65 * 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Donde c es la multiplicación de $K \cdot d$ (peralte efectivo) para el cálculo del estado se determina de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bi} &= \frac{M_{DL}(h-kd)}{I_{cR} E_c} && \text{Ecuación 48} \\ &= \frac{34.87kN - m(210mm - (64.431mm))}{2.65 * 10^8 * 27551 \frac{N}{mm^2}} = 0.0006 \end{aligned}$$

En algunos casos, la fuerza en FRP puede ser demasiado grande y pueden dar lugar a la de laminación de la cubierta de hormigón o la desunión para evitar esto la ACI 440.2R-08 recomienda limitar la deformación desarrollada haciendo a E_{fu} un factor dependiente a un factor K_m obteniéndolo como lo muestran las siguientes formulas:

$$\begin{aligned} nE_f t_f & && \text{Ecuación 49} \\ &= 3 * 37.000 \frac{kN}{mm^2} * 1.020mm = 113.22 \end{aligned}$$

Por lo tanto si la ec. (49) es $\leq 180,00$ K_m se calcula con la ec. (50) si es mayor se usa la ec. (51)

$$\begin{aligned} K_m &= \frac{1}{60E_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) && \text{Ecuación 50} \\ &= \frac{1}{60 * 0.015 \frac{mm}{mm}} \left(1 - \frac{113.22}{360,000} \right) = 1.11 \end{aligned}$$

si $K_m \geq 0.9$ es 0.9 sino se toma el valor calculado

$$K_m = \frac{1}{60E_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \quad \text{Ecuación 51}$$

Se procede a calcular la profundidad del eje neutro. Como una estimación inicial razonable de c como lo determina la ec. (52). Este valor se ajustara después de obtener el equilibrio.

$$c = \left(1.33 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad \text{Ecuación 52}$$

$$= \left(1.33 \frac{0.003}{0.003 + 0.014} \right) * 180mm$$

$$= 109.24mm \text{ (Resultado con Iteración para equilibrar)}$$

$$\frac{c}{d}$$

Se determina el nivel efectivo del esfuerzo con la ec. (53) debido a que el FRP controla la sección de la deformación del concreto (falla) puede ser inferior 0,003.

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu} \quad \text{Ecuación 53}$$

$$= 0.003 \left(\frac{210mm - 109.24}{109.24} \right) - 0.0006 = 0.002 \leq 0.9 * 0.014 \frac{mm}{mm} = 0.0126$$

Se calcula la deformación del acero de refuerzo existente con la ec. (54).

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \text{Ecuación 54}$$

$$= (0.002 + 0.0006) * \left(\frac{180mm - 109.24mm}{210mm - 109.24mm} \right) = 0.002$$

Se calcula el nivel de tensión en el acero de refuerzo y FRP. Las tensiones se calculan utilizando las ecuaciones (55) y (56).

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad \text{Ecuación 55}$$

$$= 210 \frac{kN}{mm^2} * 0.002 \leq 0.423 \frac{kN}{mm^2}$$

Si f_s es mayor a f_y se toma f_y de ser lo contrario se obtiene el valor calculado de f_s el valor es 0.42.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \text{Ecuación 56}$$

$$= 37 \frac{kN}{mm^2} * 0.002 = 0.078 \frac{kN}{mm^2}$$

Calculamos la fuerza interna resultante y comprobamos el equilibrio de la relación Esfuerzo-deformación ec (57). El equilibrio se verifica con la estimación inicial de c tomando en cuenta que $c = a/\beta_1$.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{0.85 \beta_1 f'_c b} \quad \text{Ecuación 57}$$

$$= \frac{2002 \text{mm}^2 * 0.408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 2142 \text{mm}^2 * 78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{0.85 * 0.85 * 17.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 700 \text{mm}} = 109.244 \text{mm}$$

$$C = 109.244 \text{mm} = 109.244 \text{mm} \quad \text{obtenida en la ec. (52)}$$

Por lo tanto se revisa la estimación **C** si no resulta un equilibrio se repite el proceso hasta tener el equilibrio se utiliza a base de iteraciones hasta obtener equilibrio.

Se calcula la resistencia a flexión del diseño de la sección. El diseño de flexión de la sección. Con la ec. (59) se aplica un factor de reducción adicional a la resistencia a la flexión contribuido al sistema FRP $\Psi_f=0.85$ este factor se aplica para reflejar incertezas inherentes en los sistemas CFRP comparados con el acero de refuerzo y el concreto pre esforzado, también la ductilidad debe ser compensada por una fuerza mayor para ello se reduce de acuerdo a como se expresa la ec. (58) un factor de reducción de resistencia de 0,90 para secciones de viga dúctiles dando un rendimiento de acero adecuado y 0,70 para secciones frágiles como es nuestro caso en la viga 10-09.

$$\Phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{for } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{for } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{Ecuación 58}$$

Donde

ε_s = Tensión en el acero de tensión en el estado límite de resistencia.

ε_{sy} = Deformación de rendimiento en acero.

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + \Psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \text{Ecuación 59}$$

$$= 0.7 \left[2002 \text{mm}^2 * 0.408 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \left(108 \text{mm} - \frac{92.86 \text{mm}}{2} \right) + 0.85 * 2142 \text{mm}^2 * 0.078 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \left(210 \text{mm} - \frac{92.86 \text{mm}}{2} \right) \right]$$

$$\Phi M_n = 125270.411 \text{kN} - \text{mm} = 125.27 \text{kN} - \text{m} > M_u = 88.91 \text{kN} - \text{m}$$

Se verifica si la sección reforzada es capaz de sostener el nuevo momento requerido existente.

16.2 REFUERZO A CORTANTE CON CFRP

El FRP envuelve a la sección para aumentar su resistencia al corte primeramente se debe revisar la tabla (39) conocer las propiedades de la sección y la tabla (40) las propiedades de la sección como de su configuración.

PROPIEDADES DE VIGA Y CARGA	
LONGITUD DE LA VIGA	3,60 m
ANCHO DE LA VIGA (b)	700,00 mm
d	180,00 mm
h	210,00 mm
f'c	17,79 N/mm ²
fy	423,66 N/mm ²
CARGA MOMENTO (M _{DL})	34,87 kN-m
MOMENTO (M _{UL})	88,91 kN-m

Tabla 39 Propiedades de la sección

CONFIGURACIÓN DEL FRP		PROPIEDADES DEL FRP	
d	180,000 mm	ESPELOR (tf)	1,020 mm
df	180,000 mm	RESIST. ÚLTIMA A TENSIÓN (f _{tu} [*])	0,621 kN/mm ²
Ancho de c/hoja (wf)	228,000 mm	DEFORMACIÓN DE FALLA (ε _{tu} [*])	0,015 mm/mm
Espacio entre hoja (sf)	25,000 mm	MODULO DE ELASTICIDAD (E _f)	37,000 kN/mm ²
Longitud de la banda	3600,000 mm		

Tabla 40 Propiedades del refuerzo CFRP

Para obtener la resistencia última de diseño a la tensión y la deformación unitaria de ruptura de diseño se determinan con la ec (60) y la ec (61) revisando la tabla (38) para la reducción ambiental C_E:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.95 * 0.000621 = 0.001 \frac{kN}{mm^2} \quad \text{Ecuación 60}$$

Donde:

f_{tu} = resistencia ultima de diseño a tensión

C_E = coeficiente de reducción ambiental

f_{tu}^{*} = resistencia ultima del material CFRP según fabricante

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = 0.95 * 0.015 \frac{mm}{mm} = 0.0143$$

Ecuación 61

Donde:

ε_{fu} = deformación de ruptura de diseño del refuerzo CFRP

C_E = coeficiente de reducción ambiental

ε_{fu}^* = deformación ultima de ruptura del refuerzo CFRP

Se debe de conocer el nivel de deformación efectiva en el refuerzo de corte FRP en donde puede verse afectado por el coeficiente, K_v . Este coeficiente puede ser calculado con la ec. (65)

$$L_e = \frac{23.300}{(nt_f E_f)^{0.58}}$$

$$= \frac{23300}{(2 * 1.020mm * 37000)^{0.58}} = 34.531mm$$

Ecuación 62

Donde:

n = número de capas

t_f = Espesor del refuerzo en mm

E_f = módulo de elasticidad N/mm²

$$K_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$= \left(\frac{17.79}{27}\right)^{2/3} = 0.757$$

Ecuación 63

$$K_2 = \left(\frac{d_f - L_e}{d_f}\right)$$

$$= \left(\frac{180mm - 34.531mm}{180mm}\right)^{2/3} = 0.808$$

Ecuación 64

f'_c = esfuerzo a compresión del concreto en N/mm²

d_f = Altura del refuerzo

$$K_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \quad \text{Ecuación 65}$$

$$= \frac{0.757 * 0.808 * 34.531}{11,900 * 0.0143} = 0.125$$

Entonces la deformación efectiva puede calcularse con la ec. (66)

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \text{Ecuación 66}$$

$$= 0.125 * 0.0143 = 0.0018 \leq 0.004$$

Se calcula la contribución del refuerzo de FRP a la capacidad de corte, el área de refuerzo de corte se calcula con la ec. (67)

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad \text{Ecuación 67}$$

$$= 2 * 2 * 1.020mm * 228mm = 930.24mm^2$$

El estrés efectivo en el FRP se calcula con la ec. (68)

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad \text{Ecuación 68}$$

$$= 0.0018 * 37 \frac{kN}{mm^2} = 0.066 \frac{kN}{mm^2}$$

La contribución al esfuerzo cortante del FRP se calcula a partir de la ec () aunque se considera el ángulo de 90° el cual el valor (sinβ+cosβ) tiene valor de 1.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\beta + \cos\beta) d_f}{s_f} \quad \text{Ecuación 69}$$

$$= \frac{930.24mm^2 * 0.066 \frac{kN}{mm^2} * 1 * 180mm}{25mm} = 440kN$$

La capacidad de corte de la sección se toma la fuerza a corte de diseño considerando en factor $\Psi_f = 0.85$ y 0.75

$$\Phi V_n = \Phi (V_c V_s \Psi_f V_f) \quad \text{Ecuación 70}$$

Entonces si $V_f > V_u$ la sección reforzada es capaz de soportar la carga a corte.

Tal como nos refiere anteriormente se calcula las fibras de carbono en los elementos de vigas cabe señalar que las vigas 30x21 se propusieron de 35x35 y las vigas que

tenían dimensiones de 70x21 tuvieron un cambio a vigas T aumentando su resistencia con FRP el resultado se muestra en la tabla 44 y 45 del anexo 4.

17. ANÁLISIS NO LINEAL

Este análisis está basado en los resultados obtenidos al someter a los elementos estructurales a cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas. Dicho análisis (AENL) con el tiempo se ha empleado en estructuras que necesitan reforzarse, debido a que son vulnerables a acciones de eventos naturales, tales como sismos y vientos. La aplicación del Análisis Estático No Lineal, permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural.

El Applied Technology council (ATC-40, 1996) los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de capacidad-espectro para la determinación del punto de desempeño de una estructura, requiere la determinación de 3 elementos, la demanda que está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros.

En este análisis, las cargas laterales actuantes en la estructura, de magnitud relativa constante, son incrementadas gradualmente hasta alcanzar el desplazamiento.

Un análisis estático no lineal presenta las siguientes características:

- Formación de un mecanismo plástico
- Resistencia Última de la estructura
- Formación de las articulaciones plásticas
- Zona Crítica.

El Método del Espectro de Capacidad, se coloca en un solo gráfico, el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda, como se aprecia en la figura 59. El punto de cruce de los dos espectros determina el punto de la demanda que no es otra cosa que punto de desplazamiento lateral máximo (S_d) en el sistema de un grado de libertad de la estructura.

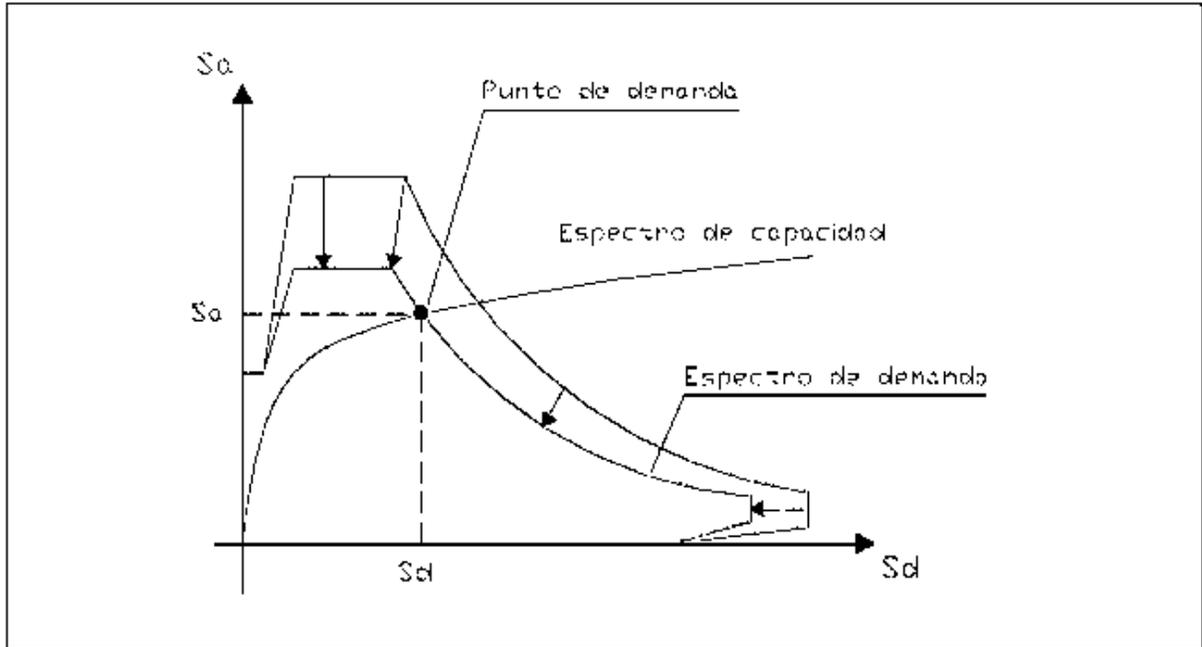


Fig. 56 Gráfico del Método del Espectro de Capacidad para determinar el punto de demanda (Academia.edu)

17.1 NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

En un informe presentado por el comité (Vision 2000, 1995) se incluye una descripción exhaustiva de niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño, los componentes del sistema resiste a cargas verticales y laterales, en la tabla 46 se presentan las características de los niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
DESPRECIABLE	TOTALMENTE OPERACIONAL	Daños estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
LEVE	OPERACIONAL	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
MODERADO	SEGURIDAD	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente lateral. Puede dañarse algunos elementos no estructurales.
SEVERO	PRE- COLAPSO	Daños severos en elementos estructurales. Puede ser necesario demoler el edificio.

Tabla 41 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (Vision 2000, 1995)

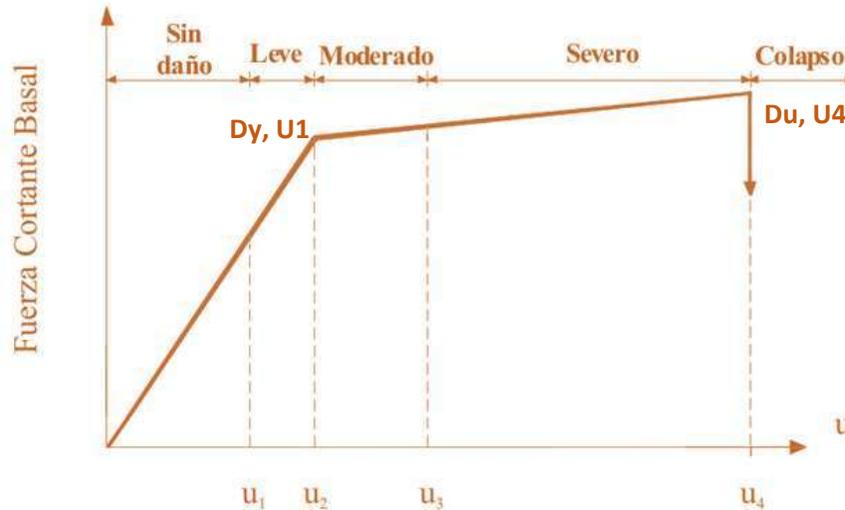


GRÁFICO 11 Representación bilineal de curva de capacidad con estados de daño (Marinilli, junio de 2009)

La vulnerabilidad de un edificio se puede definir como la capacidad que tiene la estructura de soportar acciones sísmicas. La metodología utilizada se basa en el método del espectro de capacidad donde, después de un análisis modal, se realiza un análisis estático no lineal (pushover) para obtener las curvas de capacidad, éstas curvas son transformadas a espectros de capacidad para su posterior comparación con el espectro de demanda.

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables para evaluar la capacidad de cada estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de una curva de capacidad bilineal simplificada como el gráfico 12, definida por dos puntos, el punto de capacidad de cedencia (D_y, U_1) y el punto de capacidad última (D_u, U_4). El punto de capacidad de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser no lineal y el punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural ha alcanzado el mecanismo de colapso o su máxima capacidad. (Moreno-González & J. M. Bairán) Esta representación bilineal es necesaria para definir los umbrales de los estados de daño.

Para la obtención de los umbrales de daño la aplicación de la técnica de espectro de capacidad requiere que tanto el espectro de respuesta de demanda como la curva capacidad estructural para desarrollar el espectro de capacidad a partir de la

curva de capacidad, es necesario realizar una conversión punto por punto a coordenadas espectrales de primer modo. Cualquier punto V y Δ en la curva de capacidad se convierte en el punto correspondiente S_a y S_d en el espectro de capacidad usando las ecuaciones 71 y 72.

$$S_a = \frac{V_i/W}{\alpha} \tag{Ecuación 71}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \Phi_{1,roof}} \tag{Ecuación 72}$$

Donde α y PF_1 son, respectivamente, el coeficiente de masa modal y los factores de participación para el primer modo natural de la estructura y $\Phi_{1,roof}$ es la amplitud del nivel vertical del primer modo.

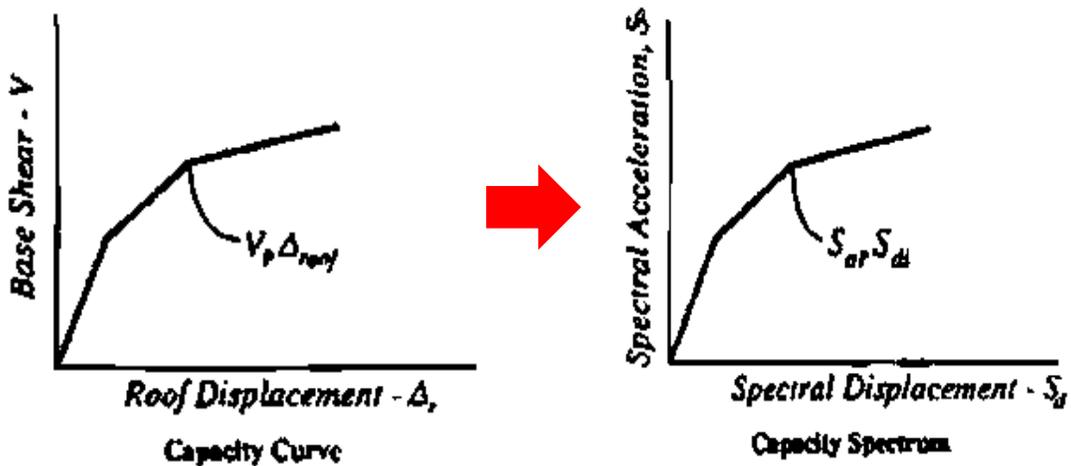


Fig. 57 Curva de capacidad a Espectro de Capacidad

Para ello se usó el programa SAP2000 el cual realizó una serie de iteraciones con la finalidad de obtener el espectro de capacidad de la estructura. Los umbrales de daño se dieron en la dirección X como en Y tal como se muestra en las figuras 61 y 62.

UMBRAL DE DAÑO DIRECCIÓN X DE LA ESTRUCTURA SIN REFUERZO

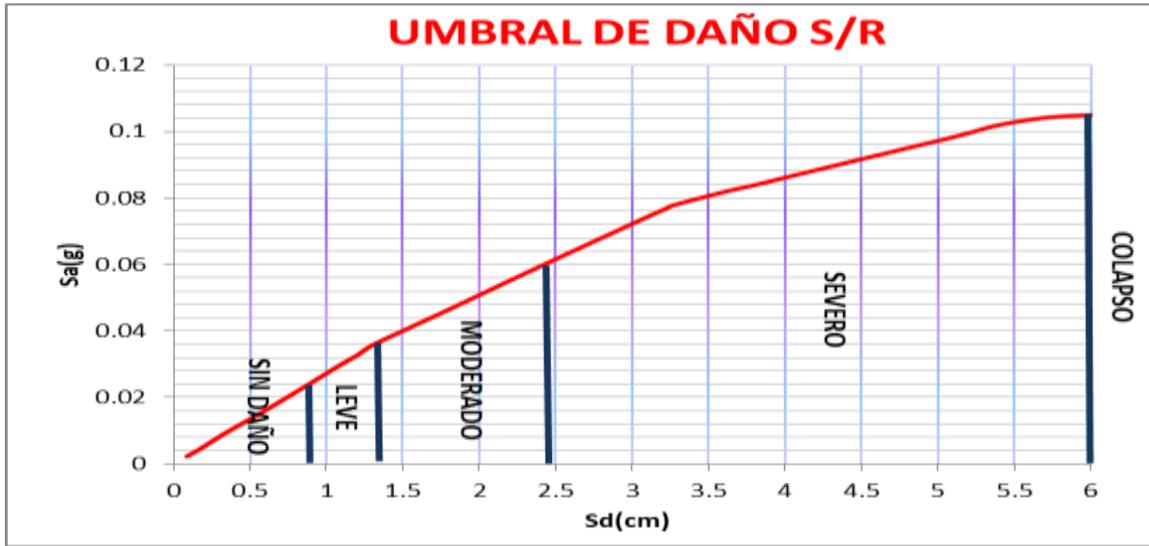


Fig. 58 Umbral de Daño en la Estructura sin Refuerzo en dirección X

Se representa los daños presentados con su movimiento espectral se observa en la fig. 60 los rangos de daño presentados en dirección X.

UMBRALES DE DAÑO DIRECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA SIN REFUERZO

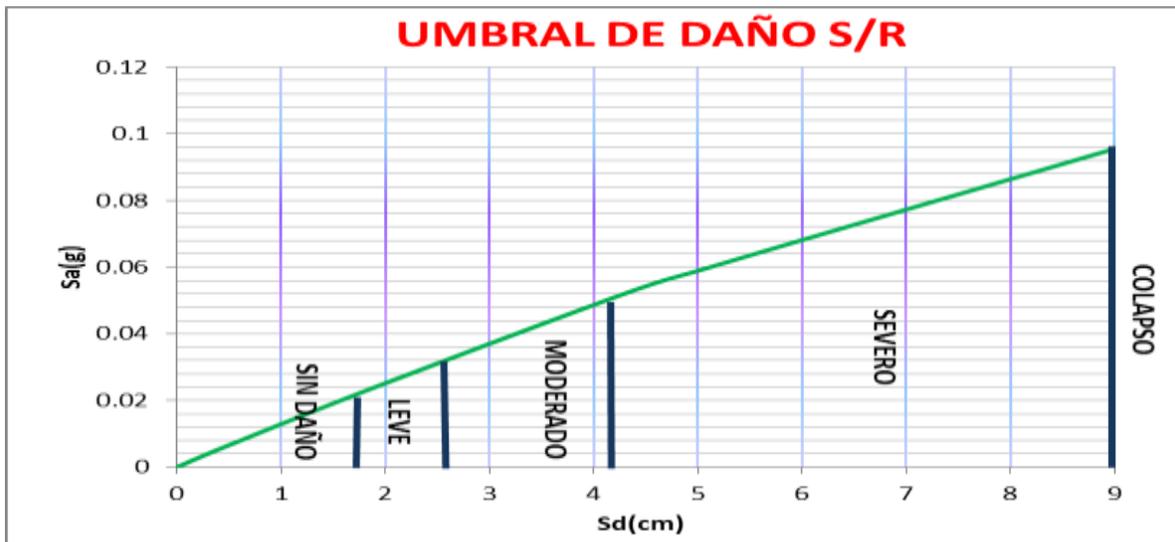


Fig. 59 Umbral de Daño en la Estructura sin Refuerzo en dirección Y

Con el reforzamiento de la estructura se pretende reducir los desplazamientos y de esta manera lograr mantener el edificio sin daños o con daños mínimos.

18. APLICACIÓN Y RESULTADOS ANÁLISIS PUSHOVER

Para la aplicación del análisis de pushover se aplicó una carga lateral ascendente en los niveles de la edificación tomando el peso total de la estructura en el plano X como en Y dándole la carga de forma descendente del último piso al primer nivel fig. 60

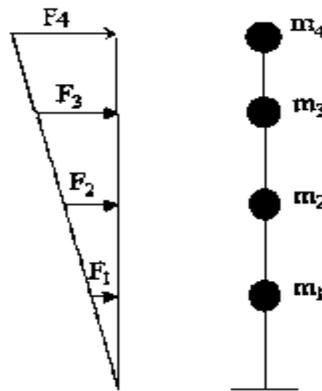


Fig. 60 Triángulo invertido de fuerzas en entrepisos de la edificación

En la tabla 42 muestra las fuerzas aplicadas en cada entre piso

NIVEL	FUERZA	CARGA (ton)
CUARTO NIVEL	F4	206,8104
TERCER NIVEL	F3	155,1078
SEGUNDO NIVEL	F2	103,4052
PRIMER NIVEL	F1	51,7026

Tabla 42 Cargas laterales aplicadas para análisis Pushover

Se definió tres casos uno donde fue definido la carga gravitacional no lineal (CGNL) y los dos casos de pushover en el plano cartesiano de X como en Y.

En el primer caso se agregaron todas las cargas verticales con escala de valor de 1 el análisis en este caso será no lineal para los casos del pushover tanto en x como en y se selecciona la continuación en el estado no lineal de la carga gravitacional.

Es importante definir las rotulas plásticas que se presentaran en los elementos en este caso vigas y columnas la cual definimos seleccionándolas por separado e ingresar en *ASSIGN / FRAMES / HINGES* asignando una distancia relativa del 5 % y del 95 % tanto en columnas y en vigas cada una con sus respectivas tablas designadas en el programa, en vigas se asigna un auto en el M3 y en columnas P-M3.

Con ello se obtiene espectro de capacidad mostrada en las siguientes figuras donde muestran ambas curvas mostradas en dos direcciones tanto X como en Y en la cual nos muestra el estado elástico e inelástico de la estructura y el desplazamiento máximo que soporta la estructura hasta su colapso.

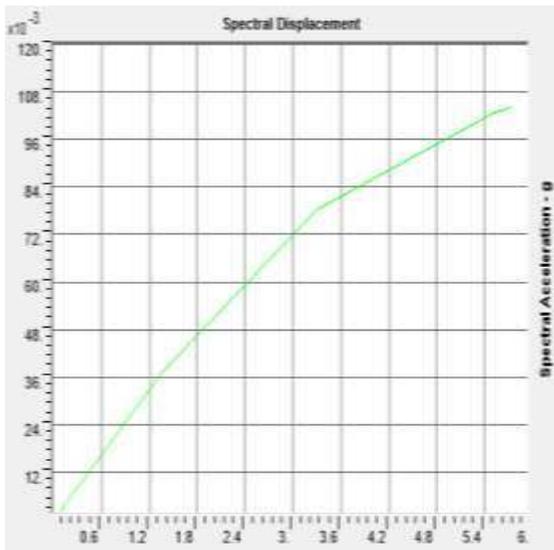


Fig. 61 Espectro de capacidad de la estructura sin refuerzo (Dirección X)

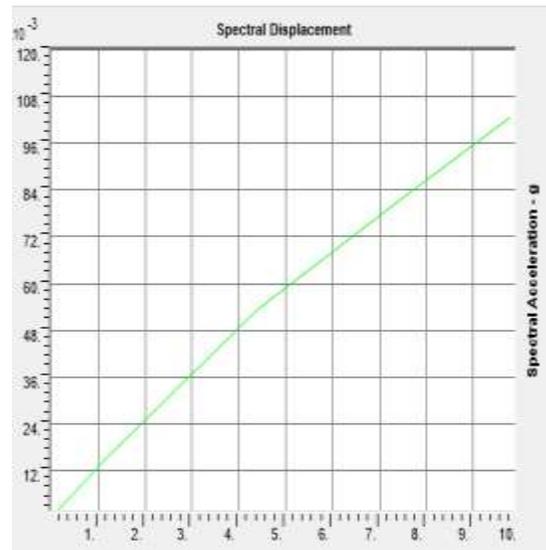


Fig. 62 Espectro de capacidad de la estructura sin refuerzo (Dirección Y)

Para conocer el desempeño presentado en la estructura es necesario representar las curvas de demandas junto con el espectro de capacidad de la estructura y en su intersección se obtendrá el punto de desempeño es necesario que ambos espectros se encuentren en S_a (aceleración espectral) y S_d (desplazamiento espectral) para esto se realiza en el caso del espectro de demanda para convertir del formato estándar S_a y T , es necesario determinar el valor de S_d para cada punto de la curva, S_a , T_r . Esto puede ser donde con la ecuación:

$$S_d = \frac{T}{4\pi} S_a * g \tag{Ecuación 73}$$

Los espectros de demanda estándar 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, están dados por:

$$S_a g = \frac{2\pi}{T} S \tag{Ecuación 74}$$

$$S_d = \frac{T}{2\pi} S \tag{Ecuación 75}$$

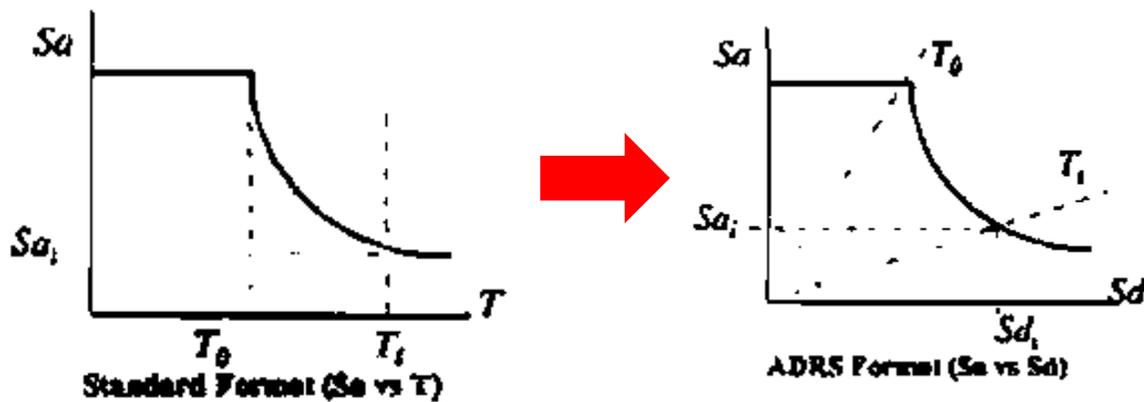


Fig. 63 Espectro de Demanda (Sa vs T) a Espectro de Demanda (Sa vs Sd)

Se tomaron las normativas del (FEMA) y la (ATC-40, 1996) con cada una de ellas obtendremos los desplazamientos máximos, en cada una de las normativas el espectro de demanda tiene diferentes tipos de amortiguamiento en el caso del ATC-40 el amortiguamiento es del 5% al 10% en el caso del FEMA 440 el amortiguamiento es de 100% a 250%.

Los espectros de cada estado límite son afectados por un factor siendo esta la aceleración de la gravedad con un valor de 981 cm/s² en la tabla 43 se muestra el

punto de desempeño de acuerdo con la ATC-40 y representados en las figuras siguientes

CAPACIDAD DE EDIFICACION SIN REFUERZO		
ESTADO LÍMITE	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	ATC-40	ATC-40
SLV	5.1324	6.7402
SLO	0.9559	1.3971
SLD	1.3529	2.0098
SLC	COLAPSO	9.2157

Tabla 43 Punto de desempeño ATC-40

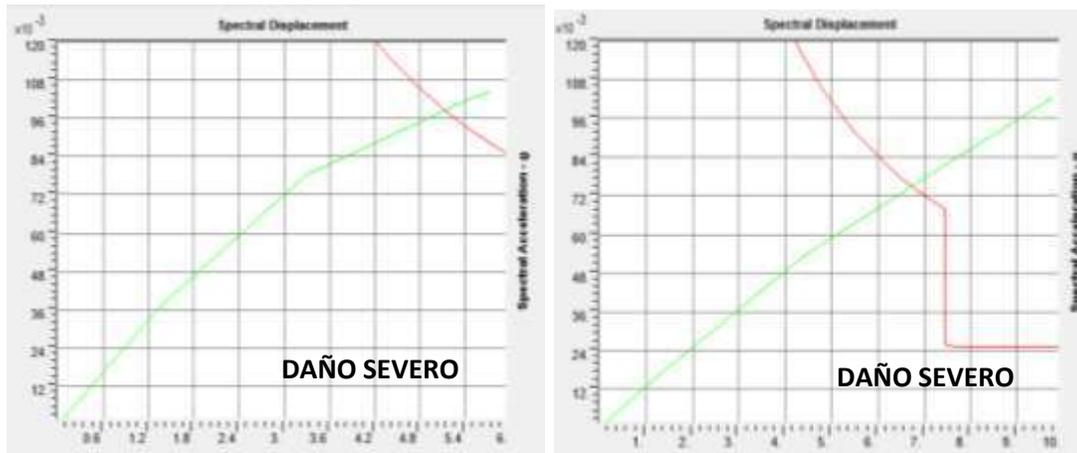


Fig. 64 Punto de desempeño y rango de daño de la estructura ATC-40 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV

En la tabla 44 se muestra el punto de desempeño de acuerdo con el FEMA-440 y representados en las figuras siguientes

CAPACIDAD DE EDIFICACION SIN REFUERZO		
ESTADO LÍMITE	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	FEMA-440	FEMA-440
SLV	5.1324	6.7157
SLO	0.9559	1.3971
SLD	1.3529	2.0098
SLC	COLAPSO	9.2402

Tabla 44 Punto de desempeño FEMA-440

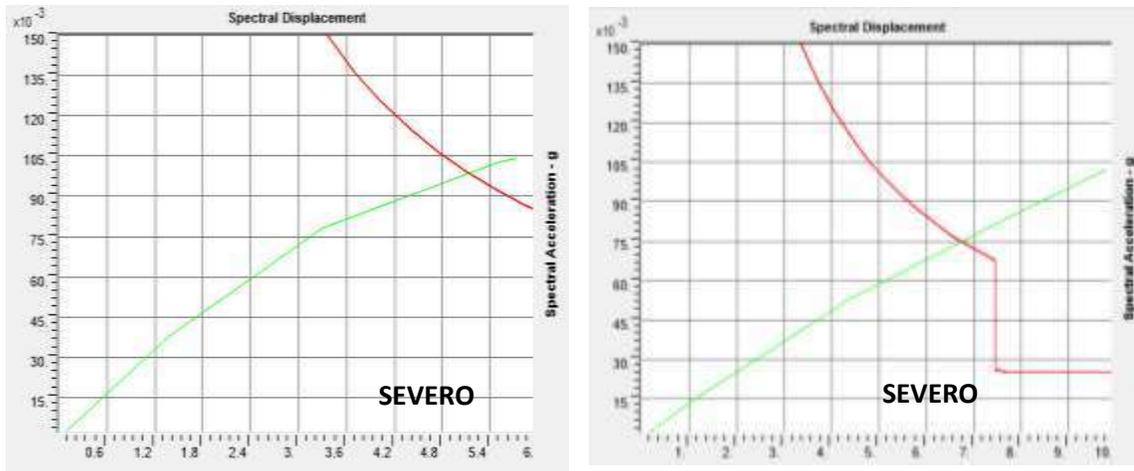


Fig. 65 Punto de desempeño y rango de daño de la estructura FEMA-440 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV

Nuestra dirección que consideramos como crítica en ambas normativas a la dirección X debido a que es más probable al colapso esto ocurrido en la estructura sin reforzar para ello se aplicara lo mismo en la estructura con su reforzamiento tanto aumento en las secciones de columnas, vigas junto con su reforzamiento de FRP (carbono) y añadiendo los muros estratégicamente para evitar los efectos de torsión sin olvidar que la edificación fue separada y unida por juntas con la escalera junto con la otra parte de la edificación . Así mismo se procede a revisión no-lineal para determinar el daño si existe o es nulo.

En las siguientes fig.66 y 67 se muestra el espectro de capacidad de la edificación con reforzamiento

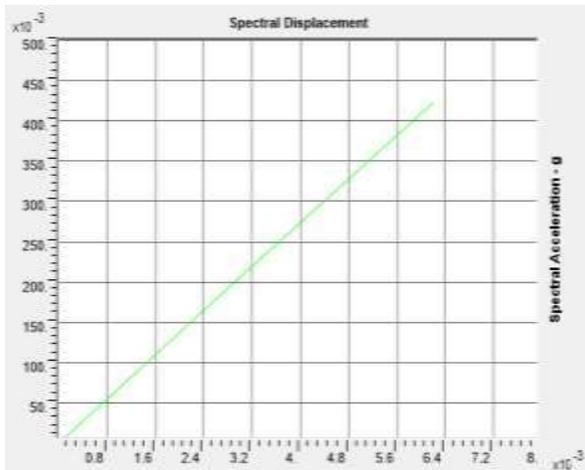


Fig. 66 Espectro de capacidad de la estructura con refuerzo (Dirección X)

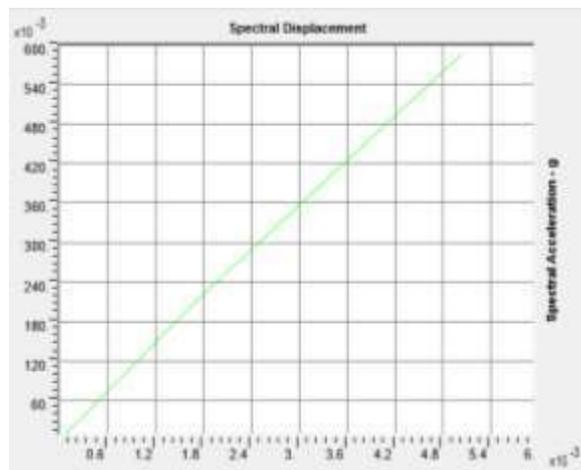


Fig. 67 Espectro de capacidad de la estructura con refuerzo (Dirección Y)

En este caso usaremos el espectro de demanda más crítico en ambas normativas en este caso el 5% para (ATC-40, 1996) y el 100% para el (FEMA-440) con ello se determinó el punto de desempeño y los desplazamientos donde ocurre la intersección con la curva de capacidad.

En la tabla 45 se muestra el punto de desempeño de la estructura reforzada de acuerdo a la normativa ATC-40.

CAPACIDAD DE EDIFICACION CON REFUERZO		
ESTADO LÍMITE	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	ATC-40	ATC-40
SLV	0.3824	0.2162
SLO	0.1176	0.0662
SLD	0.1490	0.0838
SLC	0.4863	0.2603

Tabla 45 Punto de desempeño ATC-40 (Estructura Reforzada)

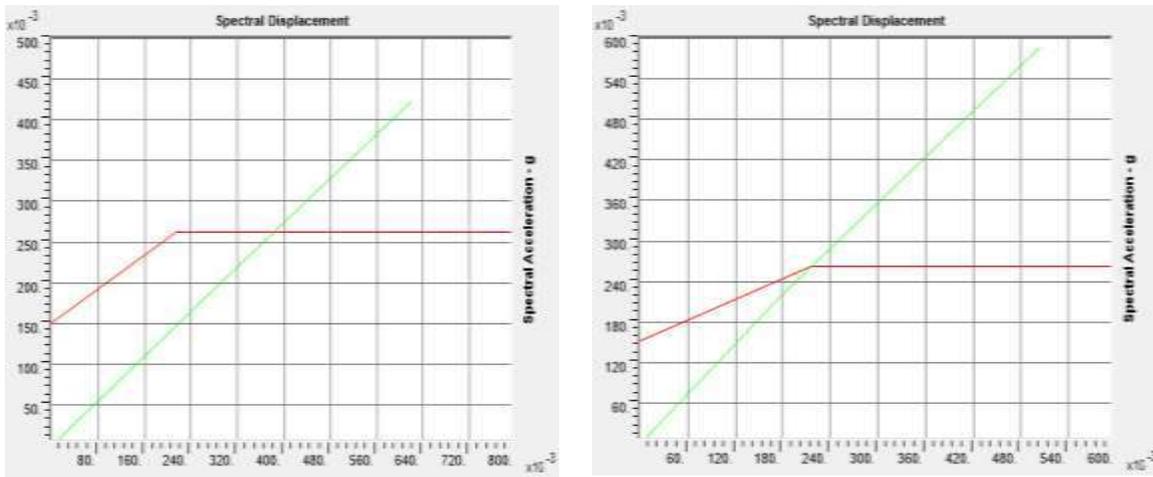


Fig. 68 Punto de desempeño de la estructura reforzada ATC-40 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV

En la tabla 46 se muestra el punto de desempeño de la estructura reforzada de acuerdo con el FEMA-440 y representados en las figuras siguientes

CAPACIDAD DE EDIFICACION CON REFUERZO		
ESTADO LÍMITE	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	FEMA-440	FEMA-440
SLV	0.4020	0.2471
SLO	0.1235	0.0735
SLD	0.1569	0.0926
SLC	0.5118	0.2971

Tabla 46 Punto de desempeño FEMA-440

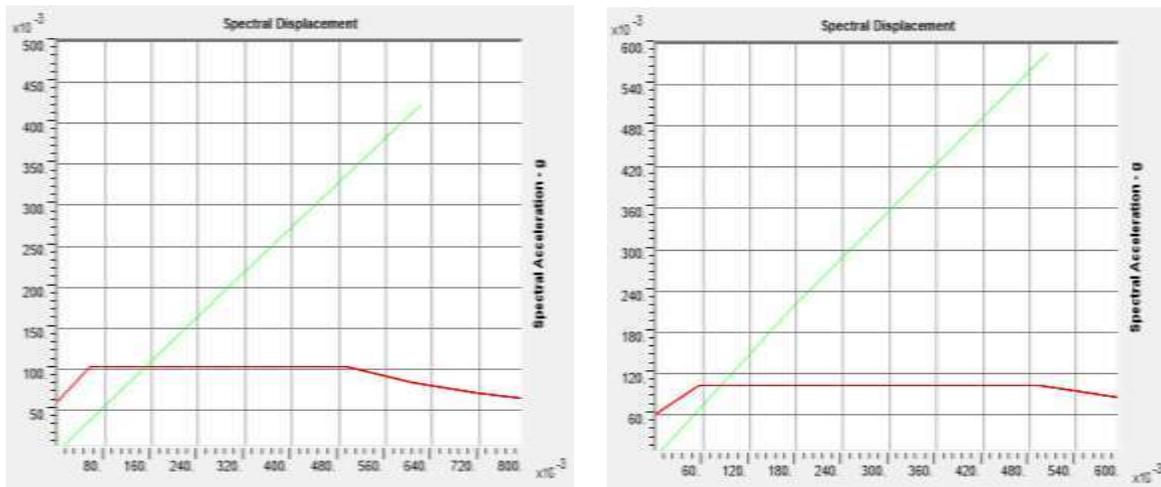


Fig. 69 Punto de desempeño de la estructura reforzada FEMA-440 en dirección X (izquierda) y en dirección Y (derecha) Estado Límite SLV

Conociendo el desempeño de la estructura se puede conocer el daño que se presenta en la edificación con el punto de desempeño y la ubicación de la intersección con se observa que la estructura no tendría daño.

19. CONCLUSIONES

Se presenta, a continuación, las principales conclusiones que hacen referencia a cada uno de los puntos de investigación mencionados en este trabajo de tesis. Los cuales pueden servir de base para la toma de decisiones frente a la necesidad de intervención de una edificación. Esta decisión puede dirigirse hacia diferentes posturas que van desde no tomar ninguna acción, hasta hacer mínimas reparaciones y/o modificaciones, adecuar, reajustar la edificación o inclusive la posible demolición.

Del análisis detallado de los diferentes métodos que existen para la evaluación de la vulnerabilidad y daño sísmico, se concluye que:

- Gran parte de la presente investigación sigue un diseño que principalmente se fundamenta en el desempeño sísmico y conservación del edificio Vía Alfonso Lamarmora, ante diferentes niveles del movimiento sísmico, y que cumplan con los objetivos básicos del diseño.

Comportamiento sísmico en el edificio

- Se concluye que el comportamiento y desempeño final del edificio Vía Alfonso Lamarmora, cuando se ve afectada ante una acción sísmica, está condicionado por las tres etapas fundamentales que puedan afectarla su proyecto y construcción, que son: el diseño, el detallado y la realización concreta de su construcción.

De acuerdo a las patologías de estudio realizadas, demuestran que un gran porcentaje de los daños registrados, pudieron haber sido evitados, mediante una modificación de sus elementos cuando las normativas fueron actualizadas. La omisión a esto trajo consigo la vulnerabilidad del edificio y un desempeño deficiente.

Es por ello que se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1.-Trasmitir las cargas a los elementos estructurales y que estos mismos no tengan discontinuidades, en el sistema.

2.- El diseño de la edificación, tenga una configuración regular, con el cual se pueda evitar efectos de torsión y evitar probabilidad de colapso.

3.- La resistencia debe desarrollarse no solo dentro de los propios elementos estructurales, sino también en las conexiones entre ellos, las cuales tienen que tener mayor resistencia y así evitar un colapso parcial o total del edificio.

- El comportamiento de la edificación, al verse sometida a una acción sísmica, debe tener una ductilidad óptima y ser capaz de disipar energía cuando ingresa al rango inelástico, para conseguirlo es necesario tener un buen confinamiento en el concreto y tener una adecuada colocación de refuerzo transversal como de los estribos.
- Se debe considerar y tener en cuenta una supervisión y control en la realización práctica de la obra.

VERIFICACION DEL DESEMPEÑO Y VULNERABILIDAD SISMICA.

La siguiente parte de este trabajo de investigación, lo ocupa la verificación del desempeño y vulnerabilidad sísmica que cuenta la estructura. Esta misma situada en Irsina en una zona sísmica clasificada 2 en donde es posible que ocurran sismos.

Se presentan las conclusiones más relevantes ante la amenaza y el método de evaluación del daño.

La utilización de las Normas Técnicas Complementarias (NTC-04, 2004), y la utilización del espectro de diseño en donde nos representa acciones esperadas en la ubicación de la misma. Lo que nos llevó a tener una ventaja de usar una normativa extranjera llamada así por la ubicación de la edificación a tener conclusiones más acertadas.

El uso de los espectros nos da una aproximación del desempeño sísmico de la edificación.

Debido a que la edificación carece de códigos que consideren una revisión sismo resistente, debido a que fue construida en los años 60`s antes de la aparición de estos códigos.

En la etapa de diagnóstico de acuerdo a las pruebas destructivas y no destructivas, se obtuvieron los resultados de los materiales donde se realizó un modelado numérico y verifico su comportamiento, un análisis dinámico modal usando las aceleraciones de la zona y así definir la demanda sísmica y otro análisis inelástico mediante el pushover donde se obtuvieron los siguientes resultados:

- El nivel de daño presentado en la estructura en ambos métodos se predice un daño severo.
- Resulta ser más adecuado hacer una evaluación no lineal y tener así mismo el comportamiento con una aproximación más precisa del comportamiento ante la acción sísmica.

Por ello se concluye que el edificio Vía Alfonso Lamarmora carece de cualquier tipo de consideración sismorresistente, debido a que fue diseñado y construido mucho antes de la aparición de los primeros códigos y normativas sismorresistente.

Por ello al conocer los parámetros de las Normas Técnicas Complementarias se sugiere su probable modificación de uso ya que su vida útil de aproximadamente 50 años arrojan los resultado obtenidos y presenta vulnerabilidad en presencia de una acción sísmica.

Con la finalidad de que la estructura siga con su funcionamiento habitual y adecuado se propuso un mejoramiento los cuales son los siguientes:

- División de la edificación en tres partes favoreciendo a la estructura cumpliendo los requisitos de regularidad.
- Mejoramiento en las dimensiones de vigas y columnas.
- Refuerzo externo de un compuesto de Fibras de Carbono (CFRP) para lograr una mejor resistencia de cortante y momento flexionante.

- Debido al aumento de rigidez de la estructura: se propuso muros de rigidez para equilibrar y evitar problemas torsionantes.

Es muy importante hacer mención que una gran parte de construcciones que aún prevalecen fueron diseñadas entre los años 60's y 70's (en ausencia de una normativa sísmica en el territorio Italiano) existe una gran cantidad en la zona sur de Italia, por lo que es sumamente importante hacer un estudio de la vulnerabilidad sísmica de todas estas edificaciones, ya que 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.

Otra recomendación es para evitar intervenciones costosas para construcciones nuevas es importante revisar antes el diseño y el análisis estructural que se apeguen a las normas adecuadas y disponibles.

20. REFERENCIAS

- 12504-1:2002, U. (s.f.). Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prova di compressione".
- 12504-2:2001, U. (s.f.). Prove sul calcestruzzo nelle strutture-prove no distruttive- Determinazione dell'indice sclerometrico.
- 12504-4:2005, U. (s.f.). Prove sul calcestruzzo nelle strutture-Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.
- 9944:1992, U. (s.f.). Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.
- Abad, H. C., & Orozco Recillas, H. (2007). Intervención de estructuras con refuerzo FRP. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- ACI, A. C. (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*.
- Anónimo. (s.f.). *DISEÑO DE LOSAS III*.
- Antonio, B. P. (s.f.). Prove Non Distruttive e Prove Moderatamente Distruttive. Scuola Politecnica, Università di Genova.
- ATC. (s.f.). Applied Technology Council . California, Georgia, Virginia, Estados Unidos.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.
- ATER, M. (s.f.). Azienda Territoriale Edilizia Residenziale Matera. Matera, Italia.
- Carbonest. (s.f.). *Carbonest*. Obtenido de www.carbonest.it
- Chopra, A. (2005). *Dynamics of Structures, Theory and applications to Earthquake*. USA: Pearson-Prentice Hall.
- Construcciones, A. (s.f.). *Alcazar Construcciones*. Obtenido de <http://www.alcazarconstrucciones.com/Posibles%20causas%20de%20humedad.html>
- D'amato, M., Laterza, M., & Gigliotti, R. (2007). Indagini distruttive e non distruttive su edifici in c.a. esistenti secondo l'OPCM 3274/3431: evidenze sperimentali e significatività dei risultati., (pág. 9).
- Diez, G. (2005). *Diseño Estructural en Arquitectura*. Argentina: Nobuko.
- DPC. (s.f.). Dipartimento della Protezione Civile . Italia.
- Elguero, A. M. (2004). *Patologías Elementales*. Argentina: Nobuko ; México, D.F. : Juan O'Gorman Librerías, 2004.
- EMS. (1998). *Scala Macrosismica Europea*.

- FEMA. (s.f.). Federal Emergency Management Agency. Washington, Estados Unidos.
- G.Manfredi, G., & Frunzio, G. (2001). Le proprietà meccaniche del calcestruzzo utilizzato in strutture in calcestruzzo. (pág. 11). Potenza-Matera: INGEGNERIA SISMICA ANIDIS.
- GangaRao, H. V., Narendra, T., & P. V., V. (2007). *Reinforced concrete design with FRP composites*. CRC press.
- Giasi, D. G. (s.f.). *Análisis Geotecnicos en la vía Togliatti*. Italia.
- GNDT. (s.f.). Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti.
- González Cuevas, Ó. M.-V. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. . Ciudad de México, México: Limusa.
- Harold Alberto, M. (22 de Noviembre de 2001). *Evaluación y Diagnóstico de las Estructuras en Concreto*. Bogotá.
- Imcyc. (s.f.). *CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA EN CONCRETO. El Concreto y los Terremotos*.
- INGV. (s.f.). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Italia.
- INGV. (s.f.). *ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA*. Obtenido de http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. (s.f.). Ciudad de México, México, D.F., México.
- Italia, C. P. (27 de Julio de 2009). *Consorzio Poroton*. Obtenido de http://www.poroton.it/user/articoli/n63/muratura_portante_abruzzo/muratura_portante_abruzzo.aspx
- Knaibl, A. E. (s.f.). *Patologías de las construcciones y mantenimiento integral de las edificaciones*.
- Marinilli, A. (junio de 2009). *Evaluación sismorresistente de edificios escolares en Venezuela*. 81-94.
- Masi A, D. U. (2009). *Prime riflessioni sull'esperienza del terremoto in Abruzzo*.
- Migliorini. (1937).
- Moreno-González, R., & J. M. Bairán. (s.f.). *eismic study in masonry aggregated buildings using the capacity spectrum method*. *Informes de la Construcción* 66(533): e001.
- NTC. (2004). *NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL DISTRITO FEDERAL. DISTRITO FEDERAL (CIUDAD DE MÉXICO)*.
- NTC, N. t. (2008). *Norme tecniche per le costruzioni*.
- Pérez, M. A. (2014). *Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación*. OmniaScience.

PP, C. S. (s.f.). *Criteri Generali per la Classificazione Sismica del Territorio Nazionale.*

Obtenido de [Http://www.infrastrutturetrasporti.it/consuplp/](http://www.infrastrutturetrasporti.it/consuplp/)

Quistán, J. A., Granados Enriquez , C. D., Anguiano Sánchez, J., Ledesma Gutierrez, M., López, A., & Ochoa Soto , G. (17 de septiembre de 2015). *Concreto Presforzado .* Tijuana, Mexico.

SAP 2000, .. (s.f.). *Structural Software for Analysis and Design V.18.*

TANTALEÁN, L. F. (s.f.). *REFORZANDO EDIFICACIONES CON FIBRAS DE CARBONO.*

Tecnolab. (s.f.). *Prova Ultrasonica.* Italia.

UNI EN, 1.-4. (Gennaio de 2004). *Prove sul calcestruzzo nelle strutture.* Milano, Italia.

UNI, 9. (1992). *Protección contra la corrosión del hormigón.*

Valcárcel, J. P. (s.f.). *Patología de estructuras de Hormigón Armado.*

Vidaud, I. y. (2012). *La carbonatación en el concreto reforzado. IMCYC .*

Vision 2000, C. (1995). *SEAOC Visión 2000 Committee.*

ANEXO 1

CARGAS GRAVITACIONALES QUE SOPORTA LA ESTRUCTURA

TRAMO	PU	W
Viga 1-2-3-4-5	20.823	1.454
Viga 7-8-9-10	41.892	3.879
Viga 6-7	68.146	18.929
Viga 11-12-13-14	20.824	1.928
Viga 1-10-11	4.939	0.515
Viga 5-6	4.939	1.029
Viga 7-14	14.481	3.017
Viga 15-26-6	12.637	2.124
Viga 16-17	16.528	6.746
Viga 26-27	4.939	1.029
Viga 18-19-20-21	20.824	1.928
Viga 22-23-24-25	26.008	2.408
Viga 25-26	12.826	3.563
Viga 27-28-29-30-31	20.822	1.453
Viga 21-22-31	4.939	0.515
Viga 17-18	4.939	2.024

Tabla Cargas gravitacionales presentes en por secciones de viga (primer nivel).

ANEXO 2

RESISTENCIAS DE FLEXIÓN Y CORTANTE REQUERIDAS

VIGA	APOYO		CAMPATA		APOYO	
	MOMENTO SAP	CORTANTE	MOMENTO SAP	CORTANTE	MOMENTO SAP	CORTANTE SAP
VIGA 1-2	869354,979 Kg-cm	6972,412 Kg	434677,489 Kg-cm	3551,723 Kg	856324,025 Kg-cm	7103,445 Kg
VIGA 2-3	819785,554 Kg-cm	6769,284 Kg	409892,777 Kg-cm	3384,642 Kg	817618,657 Kg-cm	6743,077 Kg
VIGA 3-4	819815,125 Kg-cm	6755,008 Kg	409907,563 Kg-cm	3377,504 Kg	815499,686 Kg-cm	6748,482 Kg
VIGA 4-5	861308,398 Kg-cm	7188,897 Kg	435302,065 Kg-cm	3594,449 Kg	870604,131 Kg-cm	7029,924 Kg
VIGA 6-7	1477872,668 Kg-cm	11563,276 Kg	738936,334 Kg-cm	5781,638 Kg	587912,284 Kg-cm	9250,865 Kg
VIGA 7-8	983049,257 Kg-cm	9675,985 Kg	534723,376 Kg-cm	4981,569 Kg	1069446,753 Kg-cm	9963,137 Kg
VIGA 8-9	1062631,990 Kg-cm	9852,294 Kg	531315,995 Kg-cm	4934,866 Kg	1031168,646 Kg-cm	9869,731 Kg
VIGA 9-10	1230362,050 Kg-cm	11664,636 Kg	701487,256 Kg-cm	5832,318 Kg	1402974,512 Kg-cm	11322,725 Kg
VIGA 11-12	823107,789 Kg-cm	6721,867 Kg	411553,895 Kg-cm	3428,745 Kg	813163,517 Kg-cm	6857,490 Kg
VIGA 12-13	776132,522 Kg-cm	6520,677 Kg	388066,261 Kg-cm	3260,339 Kg	775769,503 Kg-cm	6515,171 Kg
VIGA 13-14	805330,057 Kg-cm	6764,287 Kg	402665,028 Kg-cm	3382,144 Kg	788714,801 Kg-cm	6577,272 Kg
VIGA 7-14	712546,078 Kg-cm	4442,292 Kg	366824,043 Kg-cm	2247,862 Kg	733648,086 Kg-cm	4495,725 Kg
VIGA 6-15	579586,301 Kg-cm	5952,491 Kg	390409,569 Kg-cm	3402,691 Kg	780819,138 Kg-cm	6805,382 Kg
VIGA 15-26	332928,166 Kg-cm	5138,554 Kg	387325,947 Kg-cm	2870,246 Kg	774651,894 Kg-cm	5740,492 Kg
VIGA 15-16	1018844,356 Kg-cm	10494,511 Kg	509422,178 Kg-cm	5247,256 Kg	299553,874 Kg-cm	9403,925 Kg
VIGA 16-17	843488,857 Kg-cm	7709,157 Kg	427447,191 Kg-cm	3854,578 Kg	854894,383 Kg-cm	7627,681 Kg
VIGA 25-26	1096337,689 Kg-cm	9687,406 Kg	596999,995 Kg-cm	4843,703 Kg	1193999,990 Kg-cm	9370,886 Kg
VIGA 18-19	836111,210 Kg-cm	6792,330 Kg	418055,605 Kg-cm	3432,314 Kg	804372,543 Kg-cm	6864,628 Kg
VIGA 19-20	724640,932 Kg-cm	6019,691 Kg	362464,246 Kg-cm	3009,845 Kg	724928,492 Kg-cm	5999,296 Kg
VIGA 20-21	770224,287 Kg-cm	6368,332 Kg	387661,434 Kg-cm	3184,166 Kg	775322,868 Kg-cm	6236,788 Kg
VIGA 22-23	709138,187 Kg-cm	11153,554 Kg	604629,002 Kg-cm	5762,212 Kg	1209258,004 Kg-cm	11524,425 Kg
VIGA 23-24	1010681,527 Kg-cm	9752,566 Kg	517364,747 Kg-cm	4876,283 Kg	1034729,495 Kg-cm	9721,974 Kg
VIGA 24-25	1046999,740 Kg-cm	9865,346 Kg	523499,870 Kg-cm	4932,673 Kg	1016618,315 Kg-cm	9802,940 Kg
VIGA 27-28	821649,595 Kg-cm	6686,483 Kg	410824,797 Kg-cm	3403,150 Kg	809622,042 Kg-cm	6806,300 Kg
VIGA 28-29	782529,202 Kg-cm	6587,571 Kg	391264,601 Kg-cm	3293,785 Kg	778708,325 Kg-cm	6555,959 Kg
VIGA 29-30	777853,803 Kg-cm	6525,368 Kg	388926,902 Kg-cm	3264,672 Kg	776796,358 Kg-cm	6529,345 Kg
VIGA 30-31	814994,927 Kg-cm	6867,891 Kg	410557,122 Kg-cm	3433,945 Kg	821114,244 Kg-cm	6711,058 Kg
VIGA 1-10	739972,366 Kg-cm	3302,861 Kg	369986,183 Kg-cm	1651,430 Kg	713346,556 Kg-cm	2455,171 Kg
VIGA 5-6	596432,013 Kg-cm	2773,832 Kg	298421,989 Kg-cm	1386,916 Kg	596843,978 Kg-cm	2758,434 Kg
VIGA 10-11	709267,691 Kg-cm	3297,456 Kg	367296,681 Kg-cm	1648,728 Kg	734593,363 Kg-cm	3281,039 Kg
VIGA 17-18	1008878,669 Kg-cm	8324,963 Kg	504439,335 Kg-cm	4162,482 Kg	984914,318 Kg-cm	8284,582 Kg
VIGA 21-22	611101,650 Kg-cm	2774,342 Kg	305550,825 Kg-cm	1387,171 Kg	583159,387 Kg-cm	2750,175 Kg
VIGA 22-31	589364,360 Kg-cm	2782,908 Kg	303905,513 Kg-cm	1391,454 Kg	607811,026 Kg-cm	2768,020 Kg
VIGA 14-26	399569,680 Kg-cm	4588,927 Kg	199784,840 Kg-cm	2294,463 Kg	68422,958 Kg-cm	3543,718 Kg
VIGA 26-27	543272,167 Kg-cm	2598,339 Kg	280484,671 Kg-cm	1299,169 Kg	560969,342 Kg-cm	2559,590 Kg

Tabla 47 Cortante y momento máximo presente en secciones de viga (primer nivel).

ANEXO 3

COMPARACIÓN DE MOMENTO RESISTENTE Y REQUERIDO

MOMENTO RESISTENTE CON MOMENTO REQUERIDO									
VIGA	MR	MR SAP200	V	MR	MR SAP200	V	MR	MR SAP200	V
VIGA 1-2	280745.01 Kg-cm	869355.40 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	869355.40 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	869355.40 Kg-cm	NO
VIGA 2-3	351664.86 Kg-cm	819785.13 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	819785.13 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	819785.13 Kg-cm	NO
VIGA 3-4	351664.86 Kg-cm	819815.39 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	819815.39 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	819815.39 Kg-cm	NO
VIGA 4-5	351664.86 Kg-cm	870603.67 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	870603.67 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	870603.67 Kg-cm	NO
VIGA 6-7	618798.72 Kg-cm	1477873.08 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1477873.08 Kg-cm	NO	618798.72 Kg-cm	1477873.08 Kg-cm	NO
VIGA 7-8	855614.43 Kg-cm	1069446.71 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1069446.71 Kg-cm	NO	855614.43 Kg-cm	1069446.71 Kg-cm	NO
VIGA 8-9	855614.43 Kg-cm	1062631.66 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1062631.66 Kg-cm	NO	855614.43 Kg-cm	1062631.66 Kg-cm	NO
VIGA 9-10	855614.43 Kg-cm	1402974.81 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1402974.81 Kg-cm	NO	774728.16 Kg-cm	1402974.81 Kg-cm	NO
VIGA 11-12	280745.01 Kg-cm	823108.07 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	823108.07 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	823108.07 Kg-cm	NO
VIGA 12-13	351664.86 Kg-cm	776132.35 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	776132.35 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	776132.35 Kg-cm	NO
VIGA 13-14	351664.86 Kg-cm	805329.74 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	805329.74 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	805329.74 Kg-cm	NO
VIGA 7-14	517766.15 Kg-cm	733648.28 Kg-cm	NO	344998.72 Kg-cm	733648.28 Kg-cm	NO	517766.15 Kg-cm	733648.28 Kg-cm	NO
VIGA 6-15	280745.01 Kg-cm	780819.32 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	780819.32 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	780819.32 Kg-cm	NO
VIGA 15-26	351664.86 Kg-cm	774651.82 Kg-cm	NO	344998.72 Kg-cm	774651.82 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	774651.82 Kg-cm	NO
VIGA 16-17	198494.25 Kg-cm	854893.93 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	854893.93 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	854893.93 Kg-cm	NO
VIGA 25-26	855614.43 Kg-cm	1194000.38 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1194000.38 Kg-cm	NO	774728.16 Kg-cm	1194000.38 Kg-cm	NO
VIGA 18-19	241036.00 Kg-cm	836110.77 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	836110.77 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	836110.77 Kg-cm	NO

VIGA 19-20	280745.01 Kg-cm	724928.95 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	724928.95 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	724928.95 Kg-cm	NO
VIGA 20-21	280745.01 Kg-cm	775322.38 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	775322.38 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	775322.38 Kg-cm	NO
VIGA 22-23	774728.16 Kg-cm	1368141.16 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1368141.16 Kg-cm	NO	855614.43 Kg-cm	1368141.16 Kg-cm	NO
VIGA 23-24	855614.43 Kg-cm	1034729.82 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1034729.82 Kg-cm	NO	855614.43 Kg-cm	1034729.82 Kg-cm	NO
VIGA 24-25	855614.43 Kg-cm	1047000.11 Kg-cm	NO	557595.57 Kg-cm	1047000.11 Kg-cm	NO	855614.43 Kg-cm	1047000.11 Kg-cm	NO
VIGA 27-28	241036.00 Kg-cm	821649.41 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	821649.41 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	821649.41 Kg-cm	NO
VIGA 28-29	280745.01 Kg-cm	782529.56 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	782529.56 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	782529.56 Kg-cm	NO
VIGA 29-30	280745.01 Kg-cm	777854.06 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	777854.06 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	777854.06 Kg-cm	NO
VIGA 30-31	280745.01 Kg-cm	821114.12 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	821114.12 Kg-cm	NO	241036.00 Kg-cm	821114.12 Kg-cm	NO
VIGA 1-10	280745.01 Kg-cm	739972.07 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	739972.07 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	739972.07 Kg-cm	NO
VIGA 5-6	351664.86 Kg-cm	596843.79 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	596843.79 Kg-cm	NO	351664.86 Kg-cm	596843.79 Kg-cm	NO
VIGA 10-11	351664.86 Kg-cm	734592.95 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	734592.95 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	734592.95 Kg-cm	NO
VIGA 17-18	198494.25 Kg-cm	1008878.66 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	1008878.66 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	1008878.66 Kg-cm	NO
VIGA 21-22	241036.00 Kg-cm	611101.14 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	611101.14 Kg-cm	NO	280745.01 Kg-cm	611101.14 Kg-cm	NO
VIGA 22-31	280745.01 Kg-cm	607810.53 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	607810.53 Kg-cm	NO	241036.00 Kg-cm	607810.53 Kg-cm	NO
VIGA 14-26	198494.25 Kg-cm	399570.09 Kg-cm	NO	198494.25 Kg-cm	399570.09 Kg-cm	NO	534314.92 Kg-cm	399570.09 Kg-cm	Ok
VIGA 26-27	280745.01 Kg-cm	560969.18 Kg-cm	NO	153119.78 Kg-cm	560969.18 Kg-cm	NO	241036.00 Kg-cm	560969.18 Kg-cm	NO

Tabla 48 Confrontación entre Momento resistente y momento requerido en vigas

CORTANTE RESISTENTE Y CORTANTE REQUERIDO									
NO. DE VIGA	Ved SAP2000	Vrd	V	Ved SAP2000	Vrd	V	Ved SAP2000	Vrd	V
VIGA 1-2	6972.43 Kg	8808.78 Kg	Ok	3551.73 Kg	4299.73 Kg	Ok	7103.45 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 2-3	6769.25 Kg	13622.37 Kg	Ok	3384.63 Kg	4604.28 Kg	Ok	6743.11 Kg	13622.37 Kg	Ok
VIGA 3-4	6754.96 Kg	13622.37 Kg	Ok	3377.48 Kg	4604.28 Kg	Ok	6748.53 Kg	13622.37 Kg	Ok
VIGA 4-5	7188.88 Kg	13622.37 Kg	Ok	3594.44 Kg	4604.28 Kg	Ok	7029.96 Kg	9113.32 Kg	Ok
VIGA 6-7	11563.30 Kg	18337.85 Kg	Ok	5781.65 Kg	6618.13 Kg	Ok	10467.42 Kg	30057.57 Kg	Ok
VIGA 7-8	9676.00 Kg	19201.37 Kg	Ok	4981.59 Kg	7481.65 Kg	Ok	9963.17 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 8-9	9846.50 Kg	19201.37 Kg	Ok	4934.88 Kg	7481.65 Kg	Ok	9869.75 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 9-10	11664.59 Kg	19201.37 Kg	Ok	5832.30 Kg	7481.65 Kg	Ok	11322.68 Kg	19201.37 Kg	Ok
VIGA 11-12	6721.89 Kg	8808.78 Kg	Ok	3428.75 Kg	4299.73 Kg	Ok	6857.50 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 12-13	6520.72 Kg	13622.37 Kg	Ok	3260.36 Kg	4604.28 Kg	Ok	6512.14 Kg	13622.37 Kg	Ok
VIGA 13-14	6764.26 Kg	13622.37 Kg	Ok	3382.13 Kg	4604.28 Kg	Ok	6577.26 Kg	9113.32 Kg	Ok
VIGA 7-14	4442.26 Kg	9456.42 Kg	Ok	2247.88 Kg	4947.37 Kg	Ok	4495.75 Kg	9456.42 Kg	Ok
VIGA 6-15	5952.52 Kg	8808.78 Kg	Ok	3402.67 Kg	4299.73 Kg	Ok	6805.34 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 15-26	10494.51 Kg	13622.37 Kg	Ok	5247.26 Kg	4604.28 Kg	NO	5740.49 Kg	13622.37 Kg	Ok
VIGA 16-17	7709.20 Kg	8504.24 Kg	Ok	3854.60 Kg	3995.19 Kg	Ok	7627.66 Kg	8504.24 Kg	Ok
VIGA 25-26	9687.46 Kg	30921.08 Kg	Ok	4843.73 Kg	7481.65 Kg	Ok	9370.92 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 18-19	6792.32 Kg	8656.51 Kg	Ok	3432.34 Kg	4147.46 Kg	Ok	6864.67 Kg	13165.55 Kg	Ok
VIGA 19-20	6019.69 Kg	13317.83 Kg	Ok	3009.85 Kg	4299.73 Kg	Ok	5999.35 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 20-21	6368.31 Kg	13317.83 Kg	Ok	3184.16 Kg	4299.73 Kg	Ok	6236.79 Kg	8808.78 Kg	Ok
VIGA 22-23	11153.57 Kg	19201.37 Kg	Ok	5762.23 Kg	7481.65 Kg	Ok	11524.46 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 23-24	9752.61 Kg	30921.08 Kg	Ok	4876.31 Kg	7481.65 Kg	Ok	9721.98 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 24-25	9865.35 Kg	30921.08 Kg	Ok	4932.68 Kg	7481.65 Kg	Ok	9802.95 Kg	30921.08 Kg	Ok
VIGA 27-28	6686.51 Kg	8656.51 Kg	Ok	3403.14 Kg	4147.46 Kg	Ok	6806.28 Kg	13165.55 Kg	Ok
VIGA 28-29	6587.56 Kg	13317.83 Kg	Ok	3293.78 Kg	4299.73 Kg	Ok	6555.96 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 29-30	6525.40 Kg	13317.83 Kg	Ok	3264.66 Kg	4299.73 Kg	Ok	6529.32 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 30-31	6867.90 Kg	13317.83 Kg	Ok	3433.95 Kg	4299.73 Kg	Ok	6711.02 Kg	8808.78 Kg	Ok
VIGA 1-10	3302.91 Kg	8808.78 Kg	Ok	1651.46 Kg	4299.73 Kg	Ok	3274.42 Kg	13317.83 Kg	Ok
VIGA 5-6	2773.83 Kg	9113.32 Kg	Ok	1386.92 Kg	4604.28 Kg	Ok	2758.48 Kg	9113.32 Kg	Ok
VIGA 10-11	3297.46 Kg	13622.37 Kg	Ok	1648.73 Kg	4604.28 Kg	Ok	3281.09 Kg	9113.32 Kg	Ok
VIGA 17-18	8324.98 Kg	8504.24 Kg	Ok	4162.49 Kg	3995.19 Kg	NO	8284.58 Kg	13013.28 Kg	Ok
VIGA 21-22	2774.35 Kg	8656.51 Kg	Ok	1387.18 Kg	4147.46 Kg	Ok	2750.16 Kg	13165.55 Kg	Ok
VIGA 22-31	2782.87 Kg	13317.83 Kg	Ok	1391.44 Kg	4299.73 Kg	Ok	2768.06 Kg	8808.78 Kg	Ok
VIGA 14-26	4588.92 Kg	17179.87 Kg	Ok	2294.46 Kg	3995.19 Kg	Ok	3543.75 Kg	17179.87 Kg	Ok
VIGA 26-27	2598.35 Kg	13317.83 Kg	Ok	1299.18 Kg	4299.73 Kg	Ok	2559.54 Kg	8808.78 Kg	Ok

Tabla 49 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido en vigas

ANEXO 4

RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS CON INTERVENCIÓN Y CFRP

MOMENTO RESISTENTE VIGAS DE 30X21 MODIFICADAS A 35X35							
VIGA	MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO SAP	V	VIGA	MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO SAP	V
VIGA 1-2	1690708.64 Kg-cm	1655924.94 Kg-cm	OK	VIGA 20-21	1690708.64 kg-cm	1495548.22 kg-cm	OK
VIGA 2-3	1690708.64 Kg-cm	1566710.8 Kg-cm	OK	VIGA 27-28	1690708.64 kg-cm	1549118.02 kg-cm	OK
VIGA 3-4	1690708.64 Kg-cm	1565948.57 Kg-cm	OK	VIGA 28-29	1690708.64 kg-cm	1495352.46 kg-cm	OK
VIGA 4-5	1690708.64 Kg-cm	1654025.93 Kg-cm	OK	VIGA 29-30	1690708.64 kg-cm	1486707.55 kg-cm	OK
VIGA 11-12	1690708.64 kg-cm	1567295.30 kg-cm	OK	VIGA 30-31	1690708.64 kg-cm	1564124.40 kg-cm	OK
VIGA 12-13	1690708.64 kg-cm	1483442.36 kg-cm	OK	VIGA 1-10	1696067.29 kg-cm	1546653.11 kg-cm	OK
VIGA 13-14	1690708.64 kg-cm	1525632.57 kg-cm	OK	VIGA 5-6	1696067.29 kg-cm	1351931.75 kg-cm	OK
VIGA 7-14	1695449.43 kg-cm	1496127.11 kg-cm	OK	VIGA 10-11	1696067.29 kg-cm	1545626.14 kg-cm	OK
VIGA 15-26	1695449.43 kg-cm	1683767.14 kg-cm	OK	VIGA 17-18	1698661.17 kg-cm	2317660.30 kg-cm	NO
VIGA 16-17	1695399.10 kg-cm	1631200.12 kg-cm	OK	VIGA 21-22	1696067.29 kg-cm	1479077.24 kg-cm	OK
VIGA 18-19	1690708.64 kg-cm	1527403.38 kg-cm	OK	VIGA 22-31	1696067.29 kg-cm	1473943.87 kg-cm	OK
VIGA 19-20	1690708.64 kg-cm	1415424.01 kg-cm	OK	VIGA 14-26	1692834.59 kg-cm	1199208.63 kg-cm	OK
				VIGA 26-27	1696067.29 kg-cm	1300994.61 kg-cm	OK

Tabla 50 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido con fibras

Momento Resistente vigas 70x21 a T			
NO. DE VIGA	M_{R+FRP}	M_u	v
VIGA 1-2	1618842.12 kg-cm	1610874.92 kg-cm	Ok
VIGA 2-3	1618842.12 kg-cm	1566710.80 kg-cm	Ok
VIGA 3-4	1618842.12 kg-cm	1565948.57 kg-cm	Ok
VIGA 4-5	1618842.12 kg-cm	1617625.93 kg-cm	Ok
VIGA 5-6	1622239.76 kg-cm	1351931.75 kg-cm	Ok
VIGA 1-10	1622239.76 kg-cm	1546653.11 kg-cm	Ok
VIGA 10-11	1622239.76 kg-cm	1545626.14 kg-cm	Ok
VIGA 11-12	1618842.12 kg-cm	1567295.30 kg-cm	Ok
VIGA 12-13	1618842.12 kg-cm	1483442.36 kg-cm	Ok
VIGA 13-14	1618842.12 kg-cm	1525632.57 kg-cm	Ok
VIGA 7-14	1621848.53 kg-cm	1496127.11 kg-cm	Ok
VIGA 14-26	1620191.29 kg-cm	1199208.63 kg-cm	Ok
VIGA 26-27	1622239.76 kg-cm	1300994.61 kg-cm	Ok
VIGA 27-28	1618842.12 kg-cm	1549118.02 kg-cm	Ok
VIGA 28-29	1618842.12 kg-cm	1495352.46 kg-cm	Ok
VIGA 29-30	1618842.12 kg-cm	1486707.55 kg-cm	Ok
VIGA 30-31	1618842.12 kg-cm	1564124.40 kg-cm	Ok
VIGA 22-31	1622239.76 kg-cm	1473943.87 kg-cm	Ok
VIGA 21-22	1622239.76 kg-cm	1479077.24 kg-cm	Ok
VIGA 18-19	1618842.12 kg-cm	1527403.38 kg-cm	Ok
VIGA 19-20	1618842.12 kg-cm	1415424.01 kg-cm	Ok
VIGA 20-21	1618842.12 kg-cm	1495548.22 kg-cm	Ok
VIGA 17-18	1623880.70 kg-cm	1912364.30 kg-cm	Ok
VIGA 16-17	1621816.66 kg-cm	1612300.12 kg-cm	Ok

Tabla 51 Confrontación entre Cortante resistente y Cortante requerido con fibras