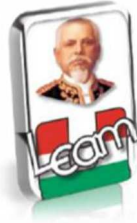


UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS CON Y SIN
REFORZAMIENTO (FRP) MEDIANTE MODELADOS EN
EL SOFTWARE BASADO EN ELEMENTOS FINITOS
SEISMOSTRUCT**

TESIS DE GRADO

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

Carvajal Ponce David Anibal

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Darío Páez Cornejo Msc.

Manta, 8 de Junio del 2015

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Darío Páez Msc. Docente de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.

CERTIFICA:

Que la presente tesis de grado titulada: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS CON Y SIN REFORZAMIENTO (FRP) MEDIANTE MODELADOS EN EL SOFTWARE BASADO EN ELEMENTOS FINITOS SEISMOSTRUCT**, ha sido exhaustivamente revisada en varias sesiones de trabajo, se encuentra lista para su presentación y apta para su defensa.

Las opiniones y conceptos vertidos en esta tesis de grado son fruto del trabajo, perseverancia y originalidad de su autor, Sr Carvajal Ponce David Anibal, siendo de su exclusiva responsabilidad.

Manta, 14 de Abril del 2015

Ing. Darío Páez Cornejo Msc.
DIRECTOR DE TESIS

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

DECLARO QUE:

El presente trabajo de investigación ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS CON Y SIN REFORZAMIENTO (FRP) MEDIANTE MODELADOS EN EL SOFTWARE BASADO EN ELEMENTOS FINITOS SEISMOSTRUCT, ha sido desarrollado con las normas pertinentes, respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros, aplicando las respectivas citas y referencias en este documento, por lo que este trabajo es de mi autoría.

En integridad de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad, y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Manta, 14 de Abril del 2015.

CARVAJAL PONCE DAVID ANIBAL

DEDICATORIA

A mis padres quienes siempre me han estado apoyando, a mi hermano Gustavo, mi hermana Maricela quienes han sido parte importante en este proceso y en especial a mi hermana Lucila y mi padrino José quienes me brindaron su confianza y apoyo y son testigos de la dedicación y esfuerzo durante estos años de estudio.

Los quiero mucho.

CARVAJAL PONCE DAVID ANIBAL

AGRADECIMIENTO

A Dios por ser el cimiento de mi vida

A mis padres y hermanos, a toda mi familia por su apoyo incondicional, por brindarme de su amor y calidez en todo momento.

A todos los Ingenieros que me brindaron su ayuda durante el proceso de formación profesional en la Carrera de Ingeniería Civil de la ULEAM, por haberme otorgado parte de su tiempo, conocimientos y experiencias en este vasto sitio de la ciencia.

Al Ing. Darío Páez por brindarme su confianza, apoyo y por guiarme durante el desarrollo mi tesis, asimismo al Ing. Fernando del Castillo por su participación que enriqueció mucho este proyecto.

Al Ing. Douglas Álvarez y la Arq. Ximena del Castillo por su ayuda y colaboración que fueron de mucha importancia en la etapa más crucial de la tesis.

A todos mis compañeros con quienes he compartido muchos momentos amenos, y han sido parte de motivación e inspiración en mi vida.

Por eso y mucho más a todos ustedes, siempre gracias.

CARVAJAL PONCE DAVID ANIBAL

RESUMEN

Las aplicaciones de los materiales compuestos como son las fibras reforzadas con polímeros (FRP) en la ingeniería civil son recientes, aunque su utilización crece rápidamente debido a las excelentes propiedades mecánicas, resistencia a la corrosión, menor peso y la flexibilidad de su uso para proyectar nuevas tipologías estructurales y para reparación de estructuras deterioradas; además el deficiente desempeño estructural bajo cargas sísmicas de las construcciones de hormigón armado, diseñadas bajo un análisis por carga estático, avivó crecientes estudios de este tipo de reforzamiento. En el presente proyecto se comparó el comportamiento estructural de diversas estructuras de hormigón antes y después de ser reforzadas con FRP. Para ello, se elaboraron 50 modelos computacionales analizados en SEISMOSTRUCT, con diversas características geométricas tales como: irregularidad en planta, irregularidad en elevación, vigas banda, vigas descolgadas, diferente número de pisos, entre otras, los cuales fueron predimensionados con el Código Ecuatoriano de la Construcción 2000 y analizadas con las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011. Una vez identificadas los elementos de menor capacidad, se reforzaron con FRP de acuerdo al Instituto Americano del Concreto 440 (ACI 440), para ser analizadas nuevamente y establecer las comparaciones pertinentes entre los análisis modal espectral y Pushover estático, de los cuales se observó que el FRP, disminuye los períodos de vibración, aumenta la frecuencia, disminuyen los factores de participación modal y reduce las derivas en un escaso porcentaje, sin embargo aumenta considerablemente la capacidad de la estructura permitiendo soportar mayores solicitaciones con un menor desplazamiento en la azotea.

ABSTRACT

The applications of the materials composed like are the polymers fibers reinforced (FRP) in the civil engineering are recent, though it's utilization develop rapidly owing to the properties mechanical excellent, resistance to the corrosion, its lighter weight and the flexibility of its use to project structural typologies new and for repair of damaged structures: the deficient structural performance of the constructions of reinforced concrete designed under a static load analysis, stimulated studies increasing of this type of reinforcement. In the present project there was compared the structural behavior of diverse structures of concrete before and after being reinforced by FRP. For it, they were elaborated 50 computational models analyzed in SEISMOSTRUCT with diverse geometric characteristics such as floor irregularity, elevation irregularity, embedded in the slab beam, banked beam, different floors number, between others, which were predimensionados with the Construction Ecuadorian Code 2000 and analyzed with the Construction Ecuadorian Procedure 2011. Once identified the elements of minor capacity, they were reinforced with FRP in according to the ACI 440, to be analyzed again and to enunciate the pertinent comparisons between modal spectral analysis and static Pushover, of which was observed that the FRP, it decreases the periods of vibration, it increases the frequency, it decreases the factors of modal participation and it reduces the drifts in a scanty percentage, but it increases considerably the capacity of the structure allowing to support higher solicitations with a minor displacement in the roof.

ÍNDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
JUSTIFICACIÓN DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN	1
ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	3
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
OBJETIVOS	3
HIPÓTESIS	4
MÉTODOS Y MATERIALES	4
CAPÍTULO I	6
BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE REFORZAMIENTO CON FRP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	6
1.1. REHABILITACIÓN SÍSMICA	6
1.1.1. PROCESO DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA	6
1.1.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	7
1.1.3. ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA.	8
1.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL FRP	9
1.3. REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON FRP	9
1.3.1. INVESTIGACIONES A NIVEL MUNDIAL	11
1.4. DISEÑO DEL REFORZAMIENTO CON FRP	12
1.4.1. DISEÑO A FLEXIÓN	12
1.4.2. DISEÑO A CORTANTE	17
1.4.3. DISEÑO A COMPRESIÓN PURA	20
1.4.4. DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN	23
CAPÍTULO II	26
DISEÑO Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES	26

2.1.	MATERIALES	26
2.1.1.	DESCRIPCIÓN DE LOS SOFTWARES Y HOJAS DE CÁLCULO EMPLEADAS EN LA INVESTIGACIÓN.	26
2.2.	MÉTODOS	27
2.3.	DISEÑO DEL PROYECTO	27
2.4.	RELATORIA DEL PROCESO.	29
2.4.1.	RECOLECCIÓN DE DATOS	29
2.4.2	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO	31
2.4.3	PREDIMENSIONAMIENTO	33
2.4.4	DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.	41
2.4.5	MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT.	45
2.4.6	REFORZAMIENTO CON FRP.	58
2.4.6.1	REFORZAMIENTO A FLEXO-COMPRESIÓN.	64
2.4.6.2	REFORZAMIENTO A FLEXIÓN	71
2.4.6.3	EJEMPLO DE REFORZAMIENTO A CORTE.	74
2.4.7	REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN SEISMOSTRUCT.	77
CAPÍTULO III		80
ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES		80
3.1	RESULTADOS DEL PREDIMENSIONAMIENTO	80
3.1.1	CORTANTE BASAL	80
3.1.2	DERIVAS ELÁSTICAS (DRIFTS)	83
3.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN ETABS	85
3.2.1	DERIVAS ELÁSTICAS (DRIFTS)	85
3.2.2	DERIVAS INELÁSTICAS.	86
3.2.3	SOLICITACIONES EN LOS ELEMENTOS	87
3.3	RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO EN SEISMOSTRUCT	88
3.3.1	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS.	89
3.3.2	DERIVAS INELÁSTICAS	92
3.3.3	CURVA DE CAPACIDAD.	93

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

100

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN DEL TEMA DE INVESTIGACIÓN

Las aplicaciones de los materiales compuestos, como las fibras reforzadas con polímeros (FRP) en la ingeniería civil son recientes, aunque su utilización crece rápidamente debido a sus excelentes propiedades mecánicas, su resistencia a la corrosión, su menor peso y la flexibilidad de uso, para proyectar nuevas tipologías estructurales y para reparación de estructuras deterioradas. Sin embargo al surgir nuevas aplicaciones también aparecieron nuevos problemas, por lo que se requieren estudios que aporten nuevos conocimientos, y que permitan estandarizar las metodologías de cálculo, diseño y ejecución, garantizando así un uso apropiado de esta tecnología en constante desarrollo (Pérez, 2014).

En la actualidad la empresa Seismosoft SRL, creada en 2002 en Pavía, Italia, ha venido desarrollando el programa SEISMOSTRUCT capaz de predecir el comportamiento con grandes desplazamientos de pórticos espaciales, sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas, como la inelasticidad de los materiales. El programa dispone de una gran variedad de modelos de materiales (hormigón, acero, FRP, aleaciones con memoria de forma, etc.), así como también de una gran biblioteca de elementos 3D, que pueden ser utilizados para la creación de diversas secciones de acero, hormigón y compuestas.

El reforzamiento con FRP es un método de rehabilitación sísmica, empleado cuando solo ciertos elementos presentan déficit en la capacidad, ya sea a flexión, corte, carga axial o flexo-compresión, dados por cambios de uso de la estructura o por las actualizaciones de los códigos de construcción, como en el caso del Ecuador, donde en el año 2011, surgieron las Normas Ecuatorianas de la Construcción, en reemplazo del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2000), el mismo que se considera mucho más exigente en cuanto a la demanda sísmica a nivel de cargas últimas, en comparación con la demanda sísmica a nivel de cargas servicio del CEC 2000 (Rosero, 2013).

Por todo lo anterior se justifica la realización de un ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS CON Y SIN REFORZAMIENTO (FRP) APLICANDO EL SOFTWARE BASADO EN ELEMENTOS FINITOS SEISMOSTRUCT.

ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Los primeros indicios de la utilización del FRP tuvieron lugar en Alemania en 1978 donde se realizaron ensayos experimentales, pero fue en Suiza donde se efectuaron profundos estudios en 1983, captando la atención de investigadores como: PhD A. Barbat y PhD M. Pérez (Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad Politécnica de Cataluña), entre otros; que en ésta última década, han publicado modelos de análisis y de diseño como: "Análisis numérico de la reparación y refuerzo de estructuras con FRP", "Estudio de estructuras de hormigón reforzadas con FRP mediante la teoría de mezclas serie/paralelo", entre otras.

En Ecuador se comenzaron a emplear estos materiales compuestos para reforzamiento de estructuras en los años 90, veinte años después del nacimiento de esta técnica, por lo que la formación de ingenieros especialistas en el cálculo y proyecto de estructuras con materiales compuestos es baja (Pérez, 2014). En lo referente al diseño de refuerzos estructurales con láminas aplicando el programa basado en la teoría de los elementos finitos SEISMOSTRUCT, se han realizado desde el año 2013 dos cursos avanzados de FRP en la Escuela Superior Politécnica del Ejército, donde se hizo énfasis al uso de modelos computacionales. Además, pese a que el Ecuador está ubicado frente a la zona sísmica más activa en el mundo, denominada El Cinturón Circunpacífico, aún existe mucha incertidumbre en cuanto a la integridad estructural, de una gran cantidad de edificaciones diseñadas sin el debido control técnico, con irregularidad en planta, irregularidad en elevación, aumento en la solicitación de carga por cambio de uso (pisos altos utilizados como bodegas, áreas para eventos, salones de baile, cuando no han sido proyectadas para estos fines), que son indicios de un comportamiento estructural deficiente (NEC, 2011).

El terremoto de Esmeraldas en 1906 (con magnitud 8.8 en la escala de Richter), el terremoto de Bahía el 4 de agosto de 1998 (con magnitud 7.1 en la escala de Richter), entre otros; fueron suficientes para que se adopten, medidas de prevención y mitigación de riesgos en los procedimientos constructivos, tales como: asentamientos y volteos debido a cimentaciones superficiales, fallas por: la armadura de confinamiento, falla de nudos, pocas líneas resistentes, fallas por golpeteo de edificios, pisos blandos, voladizos grandes, entre otras (Aguilar, 1998); no obstante aún existen muchas edificaciones en diversos cantones, cuyos procesos de diseño y construcción fueron similares, a las edificaciones que colapsaron durante estos eventos telúricos.

Esto se debe a la escasa cultura preventiva, al desconocimiento y como afirma el Dr. Toulkeridis (Experto en Geología, Volcanología, y Geodinámica, docente de la Universidad San Francisco de Quito) por la pérdida colectiva de la memoria, una grave enfermedad social que afecta al país, y que sumada a la cuantiosa cantidad de construcciones artesanales (sin el debido control técnico) y a la actividad sísmica del Ecuador, dan origen a una gran incertidumbre, si la capacidad estructural de las edificaciones existentes es suficiente para soportar un evento telúrico similar.

JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En la actualidad, es común realizar un análisis sísmico empleando espectros inelásticos y utilizando teoría de análisis lineal, de tal forma que existe incongruencia en el procedimiento, puesto que se espera daño en la estructura y se utiliza teoría elástica; otro método de análisis es el no lineal estático, que cada día se lo utiliza más, ya que de esta manera se tiene una mayor congruencia entre el desempeño esperado y la teoría utilizada., dónde es común emplear la técnica del “Pushover”, para determinar la capacidad resistente de una estructura ante sismos (Aguiar, 2003).

En base a la incongruencia del procedimiento de un análisis estático, y considerando que muchas estructuras en Manabí y específicamente en la ciudad de Manta presentan características inherentes de un déficit en el comportamiento antisísmico, se formula el siguiente interrogante.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué efecto produce el reforzamiento con FRP en la capacidad estructural de las construcciones convencionales de hormigón armado diseñadas bajo un análisis estático con el CEC 2000?

OBJETIVOS

Objetivo general

Analizar estructuras con y sin reforzamiento (FRP) mediante modelados en el software basado en elementos finitos SEISMOSTRUCT para establecer su capacidad estructural.

Objetivos específicos

Analizar las diferentes teorías para reforzar estructuras de hormigón armado con FRP.

Desarrollar estructuras aporticadas de hormigón armado, que no cumplan con las condiciones de derivas, torsión, entre otras, desde su predimensionamiento con el CEC 2000, hasta su reforzamiento en SEISMOSTRUCT con el NEC 2011.

Establecer comparaciones entre los códigos de diseño empleados, y del comportamiento estructural de los modelos computacionales, antes y después de su reforzamiento con FRP.

HIPÓTESIS

El reforzamiento con FRP aumenta la capacidad estructural de las construcciones convencionales de hormigón armado diseñadas bajo un análisis estático con el CEC 2000.

MÉTODOS Y MATERIALES

Método

Para la presente investigación se aplicara el siguiente método:

Método cuasi-experimental.

El diseño de estas experimentaciones se fundamenta, por lo regular, en pruebas de comparación de promedios estadístico, análisis de varianzas, medianas, o frecuencias; cuando se sospecha que pueden existir diferencias entre dos grupos antes del tratamiento, se pueden comparar estos de forma preliminar y, de encontrarse diferencias significativas se emplea el análisis de la covarianza (Ramírez, 2005).

Técnica.

Se dispondrá de las técnicas: cualitativa y cualitativa correlacional.

Cualitativa.- Se aplica cuando las hipótesis pueden plantearse como proposiciones matemáticas, que denotan relaciones funcionales entre variables, utilizando la estadística y elementos estructurados, en la recolección de información y medición de variables (Ramírez, 2005).

Cualitativa – correlacional.- Tiene como propósito medir el grado de relación que existe entre dos o más variables. El objeto de estos estudios es conocer el comportamiento de una variable respecto a modificaciones de otras variables, por lo que con frecuencia busca predecir y, en ocasiones, extrapolar el comportamiento de alguna variable objetivo (Ramírez, 2005).

MATERIALES

Para el desarrollo de la tesis se emplean:

- El software ETABS 2013.
- El Software basado en elementos finitos SEISMOSTRUCT – Versión 7.0.
- Las hojas de cálculo: Axial y Momento - Versión 4.0 2003-2010 SI, Cortante - Versión 4.0 2003-2010 SI, Flexión - Versión 4.4 2003-2010 SI.

RESULTADOS ESPERADOS

Se pretende corroborar los postulados teóricos con modelos computarizados, exponiendo las diferencias en el comportamiento estructural, de los modelos con y sin reforzamiento, así como demostrar las potencialidades del FRP, para mejorar la capacidad estructural.

ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El proyecto se divide en tres capítulos: la fundamentación teórica, la propuesta y los resultados de la investigación.

El capítulo 1 correspondiente al marco teórico y refiriéndose a la rehabilitación estructural, el reforzamiento por FRP, sus características y el diseño para reforzar a flexión, corte, carga axial y flexo compresión

En el capítulo 2 se plantea una breve descripción de las estructuras representativas de la ciudad de Manta, en base a las cuales se esbozan los modelos computarizados, así como el procedimiento que se empleó para la creación de cada ejemplar, desde su predimensionamiento hasta su reforzamiento. Los modelos tienen condiciones desfavorables de derivas, torsión, y demás características estructurales, que ameriten el uso de fibras reforzadas con polímeros para mejorar su comportamiento sísmico.

Finalmente en el capítulo 3 se elabora una matriz de análisis para visualizar los resultados del predimensionamiento, análisis en ETABS (determinación del acero estructural), y del análisis en SEISMOSTRUCT, atendiendo aspectos como: periodos de vibración, factores de participación modal, derivas y curvas de capacidad de las estructuras antes y después de su reforzamiento.

Como actividad final se expone las conclusiones de la investigación, sobre las ventajas que ofrece el reforzamiento de estructuras con FRP.

CAPÍTULO I

BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE REFORZAMIENTO CON FRP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Los polímeros reforzados con fibras son aplicados como técnica de rehabilitación estructural, por lo que se toma este aspecto descrito en el Sociedad Americana de Ingenieros Civiles 41 (ASCE 41), como punto de partida.

1.1. REHABILITACIÓN SÍSMICA

Constituye el conjunto de métodos empleados para reducir el riesgo sísmico, promover un comportamiento adecuado y satisfacer los niveles de desempeño estructural. El mismo que se emplea cuando:

- El diseño estructural incumple los requerimientos de los códigos vigentes (fueron construidas bajo códigos antiguos).
- Las edificaciones se diseñaron inapropiadamente.
- Existen nuevas solicitaciones de carga, debido a cambios de uso o ampliaciones.
- Entre otras.

A nivel mundial existe gran interés sobre la rehabilitación sísmica y su impacto en el desarrollo, creándose varias normativas y procesos de diseño que se describen a continuación (Rosero, 2013).

1.1.1. PROCESO DE LA REHABILITACIÓN SÍSMICA

La normativa de Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes, que incluye el ASCE 41, estipula el siguiente proceso para la rehabilitación sísmica (Figura 1).

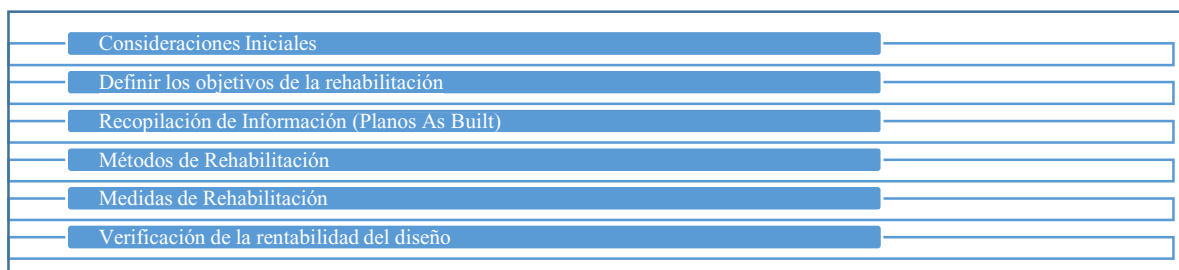


Figura 1. Esquema de las etapas del proceso de rehabilitación sísmica

Fuente: ASCE 41, 2007

La tercera etapa “recopilación de la información”, se realiza una vez definidos los objetivos de la rehabilitación, en ella es necesario obtener la información real de la obra, los planos *as-built* (que contienen configuración del edificio, componentes, implantación, cimentación, estructuras adyacentes) con el fin realizar el análisis de desempeño, (ASCE 41, 2007).

Esta información debe ser a detalle de tal forma que permitan clasificar los componentes en principales, secundarios y no estructurales; una información verídica brindará un alto rango de confiabilidad en los resultados numéricos del análisis, por lo que se recomienda realizar ensayos de las características físicas, mecánicas de los materiales según el caso. Sin embargo al no disponer de recursos suficientes para realizar los ensayos pertinentes, se empleará un factor de incertidumbre $k \leq 0.75$ para las propiedades mecánicas.

Esta reducción es aplicable si el procedimiento de análisis seleccionado es Lineal Dinámico (los cuales son muy conservadores), pero si el procedimiento de análisis es menos conservador que este entonces se deben realizar los ensayos respectivos.

1.1.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural y considerando los efectos de rehabilitación se emplean las siguientes combinaciones de carga, siendo la más desfavorable la que deberá ser utilizada para el diseño del reforzamiento (ASCE 41, 2007).

$$Q = 1.1 (De + 0.25L) + E \quad (3-1) \quad (1.1)$$

$$Q = 0.9 (De + 0.25L) + E \quad (3-2) \quad (1.2)$$

Donde, Q es la carga resultante de la combinación, De es la carga muerta, L la carga viva y E la carga sísmica. De forma similar la normativa de Directrices para La Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios (ATC 58), plantea las siguientes combinaciones de carga.

$$Q = De + Lexp + 1.0 * Ex + 0.3 * Ey \quad (1.3)$$

$$Q = De + Lexp + 0.3 * Ex + 1.0 * Ey \quad (1.4)$$

$$Lexp = 0.25 * L \quad (1.5)$$

El ASCE 41 permite la aplicación de cuatro procedimientos de análisis estructural: Lineal estático, Lineal dinámico, No-lineal estático, No-lineal dinámico. De los cuales los procedimientos estáticos son inexactos y se emplean para estructuras sencillas sin irregularidades significativas, mientras que los no lineales son mucho más reales como el método de historia en el tiempo, por lo que se recomienda este tipo de análisis ya que

minimiza la necesidad de rehabilitación sísmica y por ende de costos. No obstante el código permite utilizar alternativas racionales de análisis, justificadas por el consultor que realiza la evaluación del desempeño sísmico.

Una vez obtenidos los resultados del análisis, se identifica el método, la técnica, y las estrategias más adecuada para la rehabilitación sísmica, de acuerdo a la experticia del calculista y a los objetivos de rehabilitación que se pretenden alcanzar (ASCE 41, 2007).

1.1.3. ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN SÍSMICA.

Las estrategias de rehabilitación mencionadas en el ASCE 41 son:

- Eliminación o reducción de irregularidades.
- Rigidización global de la estructura.
- Reforzamiento global de la estructura.
- Reducción de masa.
- Aislamiento sísmico.
- Incorporación de disipadores de energía.
- Modificación local de componentes.

La modificación local de componentes, se emplea cuando alguno de los componentes no poseen suficiente resistencia, o capacidad de deformación; de manera que, para resistir las solicitaciones se deben modificar los elementos. Esta suele ser la estrategia más económica, cuando solo algunos elementos necesitan ser reforzados, así tenemos: el revestimiento de vigas y columnas con encamisados de planchas de acero o con fibras (Figura 2), las mismas que permite aumentar la resistencia del elemento (ASCE 41, 2007).

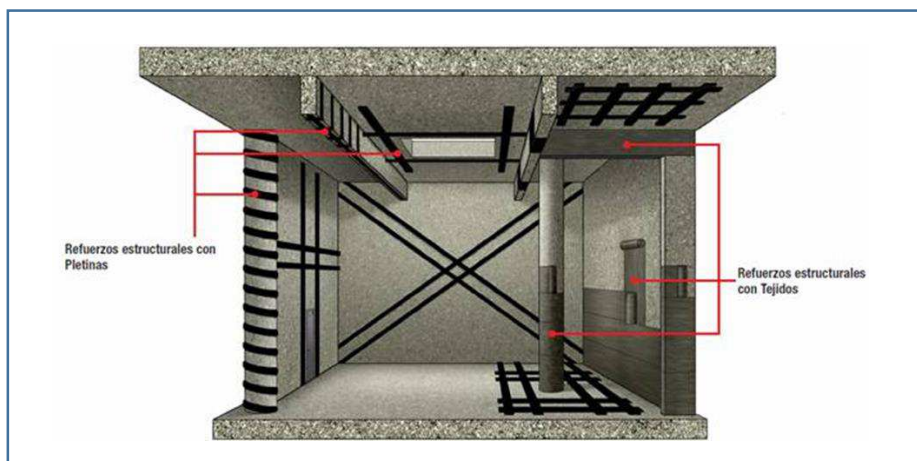


Figura 2, Reforzamiento con polímeros reforzados con fibra (FRP) en forma de tejidos y platinas

Fuente: Memorias del Curso de diseño avanzado de FRP, 2013.

Como se observa en la figura anterior, las fibras reforzadas con polímeros constituyen una alternativa de reforzamiento múltiple, al poder adaptarse fácilmente a la forma de la sección y poseer importantes características que se tratarán a continuación.

1.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL FRP

Las fibras reforzadas con polímeros (FRP), poseen excelentes propiedades mecánicas, además su resistencia a la corrosión y su ligereza permite ahorrar en transporte, puesta en obra y aplicación, la cual se realiza de forma rápida, con pocos operarios, minimizando las interrupciones de uso de la estructura y las molestias a los usuarios.

En la tabla 5, se muestran algunas propiedades mecánicas del FRP (Alzate, 2012).

Tabla 1, Propiedades mecánicas típicas de los compuestos de FRP

Materiales compuestos unidireccionales	Contenido de fibra (% en peso)	Densidad kg/cm³	Módulo de elasticidad de tracción GPa	Resistencia a la tracción GPa
Lamina de fibra de vidrio poliéster (GFRP)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Lamina carbono epoxi (CFRP)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Lamina Aramida Epoxi (AFRP)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Fuente: Alzate, 2012.

Estos valores son indicativos y varían según el contenido de la fibra. Se recomienda trabajar con el espesor del tejido, y no con la fibra y matriz como un material compuesto, debido a la variación del espesor en el proceso de fabricación. Es importante recordar que para un cálculo apropiado se debe utilizar las propiedades correctas del sistema aplicado (Alzate, 2012).

Las propiedades mecánicas del FRP son superiores a las del acero, lo cual potencializa su empleo en el reforzamiento de estructuras.

1.3. REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON FRP

El FRP puede ser moldeado en casi todas las formas conocidas para uso estructural, tales como: barras, cables, perfiles, paneles, láminas y tejidos (Figura 3) mediante el uso de técnicas como: pultrusión, moldeo, arrollamiento de filamentos (filament winding) y por

moldeo in situ (hand lay-up): además de acuerdo a la orientación de las fibras se las clasifica en unidireccionales, bidireccionales o multidireccionales.



Figura 3, Diferentes formas de presentación del FRP.

Fuente: Sika S.A. Jornadas Argentinas de Reforzamiento Estructural, 2010.

En el ámbito del refuerzo de estructuras con FRP, las dos técnicas más utilizadas son el refuerzo adherido externamente (EBR, Externally Bonded Reinforcement), que consiste en pegar láminas o tejidos de FRP sobre los elementos a reforzar con resina epoxi, y el de láminas o barras insertadas en el recubrimiento (NSM: Near Surface Mounted) que consiste en insertar láminas o barras de FRP en cortes o surcos realizados en el recubrimiento del elemento de hormigón armado, las cuales se rellenan con resinas o pastas cementíceas, este sistema permite el refuerzo a flexión y/o cortante (Alzate, 2012).

El FRP se emplean como refuerzo en vigas, losa, columnas, mampostería y numerosas aplicaciones más alrededor del mundo, donde técnicas de refuerzo convencional son problemáticas o menos adecuadas, tales como: refuerzo mediante crecida de hormigón armado, refuerzo mediante perfiles metálicos, refuerzo mediante láminas de acero y refuerzo mediante pos-tensado de la estructura. Sin embargo, a pesar de la gran variedad de aplicaciones realizadas en América (Figura 4) y en todo el mundo, las guías de cálculo disponibles al día de hoy se centran principalmente en el cálculo para refuerzo a flexión, refuerzo a cortante y confinamiento, que son escasas para la gran versatilidad que demuestra este material.



Figura 4, Estructuras reforzadas con FRP en Chile, Perú y Ecuador.

Fuente: El autor

El FRP ofrece una gran cantidad de posibilidades con un gran potencial, por lo que diferentes grupos de investigación a nivel mundial, han despertado un gran interés en estos materiales, y actualmente se encuentran desarrollando nuevas técnicas de aplicación y métodos de cálculo.

1.3.1. INVESTIGACIONES A NIVEL MUNDIAL

Institutos como el IIFC (Instituto internacional para el FRP en construcción), el fib (federación internacional de hormigón estructural) y diversas universidades a nivel mundial desarrollan nuevas técnicas y modelos matemáticos que permitan aprovechar y esclarecer todas las potencialidades de este material compuesto.



Figura 5, Centro de Investigaciones sobre el FRP

Fuente: El autor

Estos centros de investigación realizan entre otros temas.

- Estructuras pretensadas con tendones de material compuesto
- Aplicación de la teoría serie y paralelo de elementos finitos para materiales compuestos.
- Formación y crecimiento de grietas interlaminares en modo i y ii de fractura en un material compuesto carbono-epoxi-sometido a fatiga.

1.4. DISEÑO DEL REFORZAMIENTO CON FRP.

Estos estudios se basan en métodos empíricos, fundamentados en las teorías de fuerzas o flexibilidades y de desplazamientos o rigideces; así tenemos el modelo de Teng y Cheng, modelo de Seracino, entre otros. El ACI 440 proporciona una guía de recomendaciones sobre el reforzamiento de estructuras con FRP, que trata el diseño a flexión, a corte, a compresión axial y a flexo-compresión, los mismos que se describen a continuación (para mayor comprensión referirse a la simbología descrita en el ANEXO F).

1.4.1. DISEÑO A FLEXIÓN

Antes de reforzar a flexión una viga con FRP debe verificarse si es necesario o no el reforzamiento, comparando el momento solicitante (dado por el análisis estructural) con el momento resistente de la sección M_u , mediante la siguiente expresión (ACI 440, 2008).

$$M_u = \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - r') \right] \quad (1.6)$$

Siendo:

ϕ = factor de reducción de la resistencia a la flexión, C_c = el producto del acero a tracción con el esfuerzo del mismo ($A_s \cdot f_s$) en "N"; C_s = el producto del acero a compresión con su esfuerzo ($A_s' \cdot f_s'$) en "N"; d la profundidad desde la fibra extrema superior al centroide del acero a tracción en "mm", a = altura del bloque equivalente de Whitney en "mm", "cm", r' recubrimiento del acero a compresión en "mm", "cm"

El factor ϕ se lo emplea para mantener un grado suficiente de ductilidad, 0.9 para secciones dúctiles y 0.65 para secciones frágiles. Una vez identificado que la sección necesita reforzarse se determina la factibilidad del reforzamiento, así en ACI 440 indica que el reforzamiento con FRP deja de ser eficaz y económicamente aceptable cuando no se cumple la siguiente inecuación (ACI 440, 2008).

$$\phi M_n \geq 1.1 M_d + 0.75 M_l \quad (1.7)$$

Dónde:

ϕ = factor de reducción de la resistencia a la flexión, M_n = capacidad nominal a flexión en "N.mm", M_d = momento por carga muerta en "N.mm", M_l = momento por carga viva en "N.mm". Se trabaja en forma inicial con el diagrama de esfuerzo deformación de una sección doblemente armada, para evaluar las condiciones iniciales de la viga, donde se determina la profundidad del eje neutro (c_{b_cr}) en "mm", y el momento de inercia de una sección rectangular (I_g) en "mm⁴", así tenemos.

$$n_s = E_s / E_c \quad (1.8)$$

$$c_{b_cr} = \frac{\frac{1}{2} \cdot b_w \cdot h^2 + (n_s - 1) \cdot A_s' \cdot d' + (n_s - 1) \cdot A_s \cdot d}{b_w \cdot h + (n_s - 1) \cdot A_s' + (n_s - 1) \cdot A_s} \quad (1.9)$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b_w \cdot h^3 + b_w \cdot h \cdot \left(c_{b_cr} - \frac{1}{2} \cdot h \right)^2 + (n_s - 1) \cdot A_s' \cdot (c_{b_cr} - d')^2 + (n_s - 1) \cdot A_s \cdot (c_{b_cr} - d)^2 \quad (1.10)$$

Dónde: n_s es la relación entre el módulo de elasticidad del acero "Es en MPa" y el módulo de elasticidad del concreto "Ec en MPa", b_w = base de la viga en "mm", "cm", h = altura de la sección en "mm", "cm", A_s' = área del acero a compresión en "mm²", A_s = área del acero a

tracción en "mm²", "cm²", d distancia desde el centroide del acero a compresión hasta la fibra extrema a compresión en "mm", "cm".

Para el cálculo de los momentos se debe considerar si se trabaja con inercias gruesas, agrietadas o con inercia equivalente o efectiva según el caso, esto se lo obtiene haciendo comparación entre el momento de sollicitación actual del elemento en estudio y el momento de agrietamiento. Asimismo se determina el momento de fisuración (M_{cr} en "N.mm"), para lo cual se emplea la siguiente expresión (ACI 318, 2008).

$$M_{cr} = f_r * I_g / (h - c_{b_{cr}}) \quad (1.11)$$

Siendo: f_r es el módulo de rotura del hormigón a tracción en "MPa", I_g es la inercia gruesa en "mm⁴", h es la altura en "mm" y $c_{b_{cr}}$ es la profundidad del eje neutro antes del agrietamiento en "mm". Ahora bien, si el momento de sollicitación actual es mayor que el momento de agrietamiento la sección se encuentra inicialmente fisurada, por lo tanto se debe trabajar con inercias agrietadas, para las cuales el NEC 2011 recomienda 0.5 I_g en vigas y 0.8 I_g en columnas, o bien recalculamos la profundidad del eje neutro de la sección agrietada y su inercia mediante las ecuaciones de Branson (ACI 440, 2008).

$$c_{a_{cr}} = d \cdot (\sqrt{(\rho \cdot n_s)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n_s} - \rho \cdot n_s) \quad (1.12)$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot c_{a_{cr}}^3 + n_s \cdot A_s \cdot (d - c_{a_{cr}})^2 \quad (1.13)$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_i (h - c)}{E_c \cdot I} \quad (1.14)$$

Siendo: ε_{bi} la deformación inicial en el centro de la viga (antes del reforzamiento en "mm/mm"), $c_{a_{cr}}$ y I_{cr} la profundidad del eje neutro de la sección agrietada y su inercia en "mm" y "mm⁴" respectivamente, ρ cuantía de acero de la sección, M_i Momento inicial en "N.mm", c e I profundidad del eje neutro e inercia respectivamente a elección dependiendo de si la sección se encuentra o no agrietada.

Factor de consideración ambiental.

Se deben tener en cuenta la agresividad del ambiente contra las propiedades del FRP, según el ACI 440 se tiene.

Tabla 2, Factores de reducción ambiental

Condiciones de exposición	CE
Ambiente interior	0.95
Ambiente exterior	0.85
Ambiente agresivo (salinidad, humedad, alcalinidad)	0.85

Fuente: ACI 440, 2008

Estos factores se aplican para reducir las capacidades del FRP, el esfuerzo ultimo (f_{fu}^* en "MPa") y la deformación ultima (e_{fu}^* en "mm/mm"), proporcionados por el fabricante.

Factor de reducción de resistencia a la flexión

Este factor se considera de 0.9 para secciones dúctiles y 0.65 para secciones frágiles, así tenemos (ACI 440, 2008).

$$\phi = \begin{cases} 0.9 \text{ para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.65 \text{ para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (1.15)$$

Siendo: ε_s la deformación del acero en estado último en "mm/mm", ε_{sy} la deformación del acero en fluencia en "mm/mm".

Modos de falla del reforzamiento con FRP.

Dentro de las recomendaciones del ACI 440, se consideran los siguientes modos de falla posibles en el sistema compuesto.

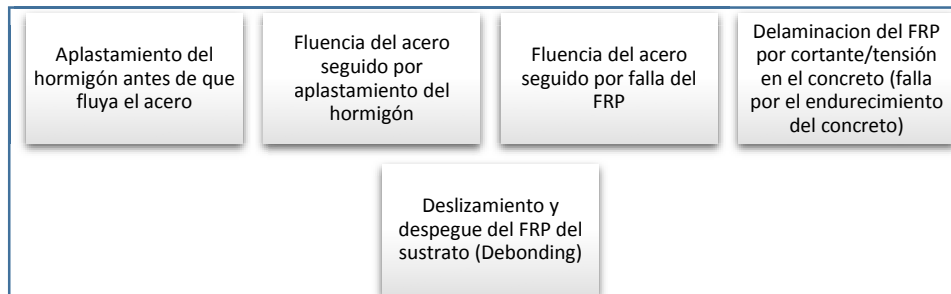


Figura 6, Tipos de fallas de una viga reforzada con FRP.

Fuente: Aguiar, 2013.

Siendo el tercer modo el representante de la falla dúctil del sistema (fluencia del acero seguida por falla del FRP), el cual es el tipo de falla esperado (ACI 440, 2008).

Determinación de la capacidad nominal de la sección reforzada.

Al momento en que la estructura se refuerza con FRP la capacidad a flexión aumenta, presentando un momento resistente ultimo igual a:

$$\phi Mn = \phi(Mns + Mns' + \psi_f Mnf) \tag{1.16}$$

$$\phi Mn = \phi \left[As \cdot fs \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) + As' \cdot fs' \cdot \left(\frac{\beta \cdot c}{2} - d' \right) + \psi_f \cdot Af \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) \right] \tag{1.17}$$

Dónde:

ϕ factor de reducción de resistencia a la flexión, Mn= Momento nominal a flexión en "N.mm", "T.m", Mns capacidad nominal del acero a compresión en "N.mm", Mns' capacidad nominal del acero a tracción en "N.mm", ψ_f = factor de reducción de tensiones (se recomienda 0.85), Mnf= Contribución del refuerzo con FRP a la capacidad de flexión nominal en "N.mm", β = factor de Witney para el bloque rectangular equivalente, Af área del FRP en "mm²", f_{fe} esfuerzo efectivo del FRP en "MPa", el valor de c , corresponde al sistema reforzado (Figura 7).

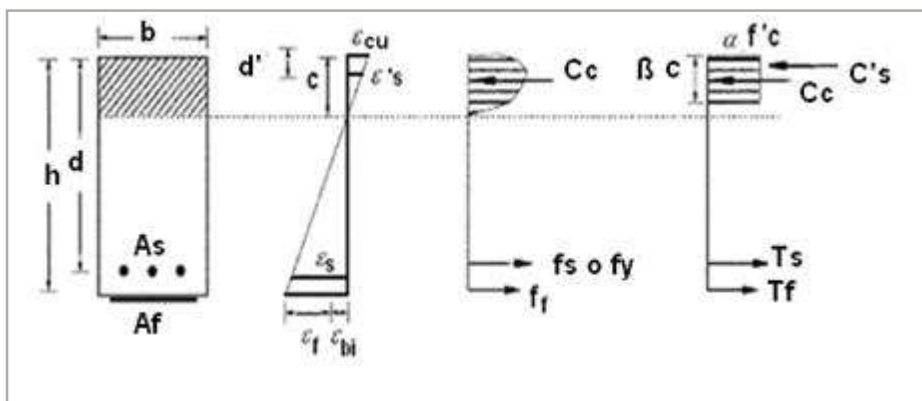


Figura 7, Bloque esfuerzo deformación de una viga con FRP

Fuente: ACI 440, 2008

Para obtener el nuevo valor de c se debe realizar un proceso iterativo asumiendo un valor inicial del eje neutro (se recomienda entre 0.15 y 0.2 de la altura efectiva d), con el cual se

evalúa el equilibrio de las fuerzas internas de compresión hasta obtener un resultado de equilibrio tolerable (Rosero, 2013).

1.4.2. DISEÑO A CORTANTE

La resistencia proporcionada por el FRP a corte es significativa, según sea la alternativa de aplicación usada. En el laboratorio del EMPA a finales de 1999, se realizaron ensayos en los que reforzaron vigas de tres maneras distintas, la primera Tipo 3 con platinas de FRP, la segunda con encamisado a 90° (Tipo 4) y la tercera con encamisado a 45 (Tipo 5), donde se obtuvo un mejor comportamiento (mayor capacidad de carga y ductilidad) con el Tipo 3.

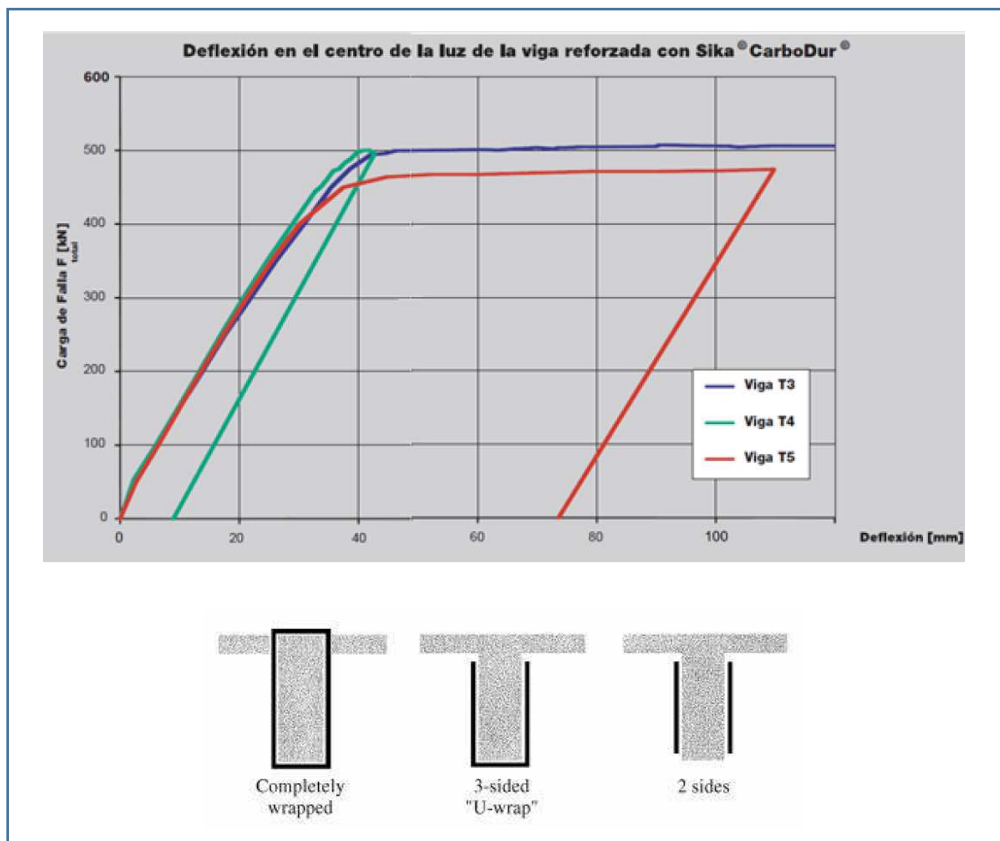


Figura 8. Esquema típico de aplicación del FRP

Fuente: Palasso, 2013

Proceso de diseño

Se comprueba si la capacidad a cortante del elemento es inferior al cortante de la sollicitación. Para ello se determina la capacidad a corte del hormigón (V_c en "N") y del acero (V_s en "N"), y con ello la capacidad a corte de la sección armada (V_u en "N").

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (1.18)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} b. d \quad (1.19)$$

$$V_u = \phi(V_c + V_s) \quad (1.20)$$

Dónde: A_v área del acero transversal (estribo) en "mm²", f_y = módulo de fluencia del acero en "MPa", d = distancia desde el centroide del acero a compresión hasta la fibra extrema a compresión en "mm", "cm", s = espaciamiento entre estribos en "mm", $f'c$ = resistencia a la compresión del hormigón en "Mpa", b base de la viga en "mm", "cm", ϕ es el coeficiente de reducción de capacidad a cortante (0.85). Una vez realizada la comparación se selecciona el tipo de refuerzo a utilizar ya sea encamisado, tipo U, en dos caras o completamente envuelta.

Cálculo de la capacidad a cortante de la sección reforzada.

Identificado el tipo de reforzamiento a cortante se determina la longitud de desarrollo ("Le" en "mm") del FRP, mediante la siguiente fórmula (ACI 440, 2008).

$$Le = \frac{23300}{(n * t_f * E_f)^{0.58}} \quad (1.21)$$

Siendo n , el número de capas de FRP, t_f el espesor de la capa de FRP en "mm", E_f el módulo de elasticidad del FRP en "MPa". Determinada la longitud de desarrollo se calculan los coeficientes de forma (K_1 , K_2) con las siguientes ecuaciones según el ACI 440.

$$k_1 = \left(\frac{f'c}{27}\right)^{2/3} \quad (1.22)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{df - le}{df}, \text{ para envoltura en u} \\ \frac{df - 2le}{df}, \text{ para envoltura en dos caras} \end{cases} \quad (1.23)$$

Donde df altura efectiva del refuerzo a cortante en "mm". Luego se continúa con el cálculo de las deformaciones, para reforzamientos tipo u y a dos caras se presentan problemas de delaminación, por lo que se aplica un factor de reducción (k_v), así se tiene.

$$k_v = k_1 * k_2 * \frac{le}{11900 \epsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (1.24)$$

$$\epsilon_{fe} = k_v * \epsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (1.25)$$

Dónde: k_1 y k_2 son coeficientes de reducción que dependen del tipo de envoltura empleado y de la resistencia del hormigón, ϵ_{fe} deformación efectiva del FRP en "mm/mm", ϵ_{fu} la

deformación última afectada por CE en "mm/mm". Para la deformación de una viga completamente envuelta en FRP se, aplica con la siguiente fórmula del ACI 440.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} \quad (1.26)$$

Luego la contribución del FRP al cortante viene dada por:

$$f_{fe} = E_f * \varepsilon_{fe} \quad (1.27)$$

$$A_{fv} = 2 * n * t_f * w_f \quad (1.28)$$

$$V_f = \frac{A_{fv} * f_{fe} * (\sin\alpha + \cos\alpha) * d_f}{s_f} \quad (1.29)$$

Siendo: A_{fv} el área del refuerzo de FRP en "mm²", f_{fe} el esfuerzo efectivo en "MPa", d_f altura efectiva en "mm", t_f espesor nominal del FRP en "mm", w_f = ancho del FRP en "mm", s_f separación entre centros de bandas de FRP en "mm", α ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento. Asimismo existe un límite del refuerzo a corte que se establece mediante la siguiente inecuación (ACI 440, 2008).

$$V_s + V_f \geq 0.66\sqrt{f'_c} * b * d \quad (1.30)$$

La capacidad última se define como (ACI 440, 2008).

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (1.31)$$

Siendo: V_s = capacidad a corte del acero en "N", "kgf", "Tonf", V_f = capacidad a cortante del FRP en "N", "kgf", "Tonf", b = base de la viga en "mm", "cm", d = distancia desde el centroide del acero a compresión hasta la fibra extrema a compresión en "mm", "cm", V_n = capacidad nominal a corte en "N", $\phi = 0.75$ para la sección reforzada, ψ_f el coeficiente de reducción de tensiones (0.9 para encamisado y 0.85 para refuerzo en U o en dos caras).

Otras consideraciones.

- Si se usan tiras la separación no debe exceder al menor valor entre 0.8d y (w_f+d)/4, donde "d" es la profundidad efectiva de la viga y "w_f" es el ancho de las tiras de FRP.
- Las esquinas del elemento se deben redondear con un radio mínimo de 13mm para evitar concentración de esfuerzos (Rosero, 2013).

1.4.3. DISEÑO A COMPRESIÓN PURA

Al igual que en los diseños anteriores se debe comprobar que la columna no es capaz de soportar la carga axial solicitante (P en "N"), para ello se emplea.

$$P = 1.4.PD + 1.7.PV \quad (1.32)$$

Se define PD = carga axial muerta en "N", PV = carga axial viva en "N". Luego determinamos la capacidad resistente a compresión " P_u en N":

$$P_u = 0.80\phi[0.85f'c(Ag - A_s) + f_y.A_s] \quad (1.33)$$

Para columnas circulares $\phi=0.7$ y para rectangulares 0.65 , Ag = área de la sección en "mm²", "cm²", A_s = área del acero a tracción en "mm²", "cm²", f_y = módulo de fluencia del acero en "MPa". Luego se calcula la deformación de diseño (" ϵ_{fd} " en "mm/mm") y la deformación última (" ϵ_{fu} " en "mm/mm").

$$\epsilon_{fu} = CE * \epsilon'_{fu} \quad (1.34)$$

$$\epsilon_{fd} = ke * \epsilon_{fu} \quad (1.35)$$

Siendo: ϵ_{fd} la deformación unitaria de diseño del FRP en "mm/mm", ϵ'_{fu} = deformación de ruptura último del FRP (dato emitido por la fábrica) en "mm/mm", ke factor de eficiencia $ke= 0.55$, CE factor de reducción por acciones ambientales. Posteriormente se calculan los factores k_a y k_b que dependen de la relación entre el área efectiva de confinamiento para el área de la sección.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\frac{b}{h}(h-2rc)^2(\frac{h}{b})(b-2rc)^2}{3Ag} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (1.36)$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2 \quad (1.37)$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \quad (1.38)$$

Siendo A_e es el área efectiva de confinamiento con FRP en "mm²", rc es el radio de curvatura de las esquinas en "mm", ρ_g es la cuantía del acero longitudinal se recomienda menor al 3%, Ag es la sección de la columna en "mm²", A_c es el área del concreto en compresión "mm²". Además se debe tomar en cuenta la presión de confinamiento (f_l en "MPa") en la que se

emplean dos ecuaciones de acuerdo a si se considera o no el aporte del acero transversal (A_{st} en "mm²").

$$f_l = 2E_f * n * t_f * \varepsilon_{fd} / D \quad (1.39)$$

$$f_l = 2E_f * n * t_f * \frac{\varepsilon_{fe}}{D} + \frac{2A_{st} * f_y}{st * D} \quad (1.40)$$

Donde k_b el coeficiente de forma que es 1 para columnas circulares, st el espaciamiento del refuerzo transversal en "mm", D el diámetro o la diagonal en caso de una columna rectangular en "mm", f_l la presión de confinamiento en "MPa", y la relación de f_l/f'_c debe ser ≥ 0.8 . El valor de "D" se lo obtiene de la tabla 3.

Tabla 3, Diagonal para secciones circulares y rectangulares

Sección	D*	D'
Circular	D	D-cvr
Rectangular	$\sqrt{b^2 + h^2}$	$\sqrt{(b - cvr)^2 + (h - cvr)^2}$

Fuente: ACI 440, 2008

Dónde: cvr es el recubrimiento en "mm". Respecto al hormigón confinado en el ACI 440 ofrece una guía de diseño, refiriéndose a la siguiente fórmula para la deformación máxima del concreto confinado (ACI 440, 2008).

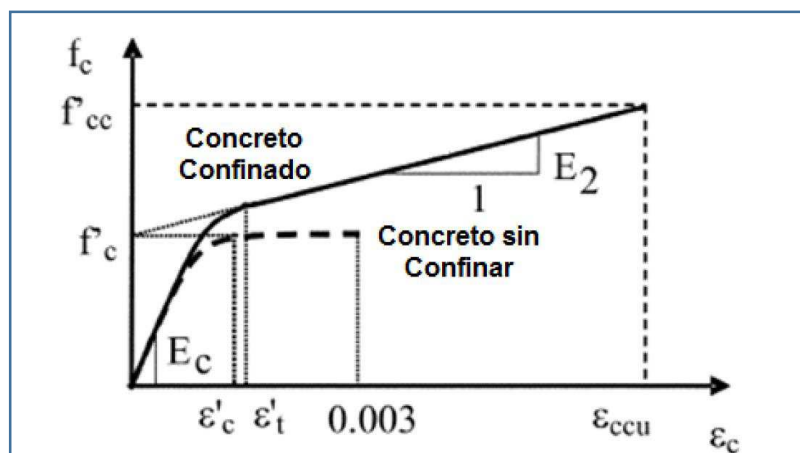


Figura 9, Diagrama de esfuerzo-deformación, para hormigón confinado

Fuente: ACI 440, 2008.

$$\varepsilon'_c = \frac{1.71 \cdot f'_c}{E_c} \quad (1.41)$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.50 + 12\kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \quad (1.42)$$

Siendo: ε_{ccu} la deformación máxima del concreto confinado en "mm/mm", ε'_c la deformación asociada al f'_c en "mm/mm". Luego la resistencia del hormigón confinado " f'_{cc} en N/mm²" se obtiene de la siguiente ecuación.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi 3.3\kappa_a * f_l \quad \text{para } \varepsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (1.43)$$

Cuando la deformación máxima del concreto confinado supera el valor de "0.01", entonces se recalcula la máxima resistencia a la compresión del hormigón confinado f'_{cc} , mediante la siguiente expresión.

$$f'_{cc} = f'_c + \frac{f'_{cc} - f'_c}{0.01} \quad \text{para } \varepsilon_{ccu} > 0.01 \quad (1.44)$$

Se define como ψ factor de reducción de capacidad, f_l = máxima presión de confinamiento del encamisado de FRP en "MPa". Una vez determinada la resistencia podemos encontrar la carga axial nominal según sea una columna con zuncho o con estribo (ACI 440, 2008).

Columna con zuncho

$$\phi P_n = 0.85\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (1.45)$$

Columna con estribo

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (1.46)$$

Siendo: A_g = área de la sección en "mm²", "cm²", A_{st} es la armadura longitudinal en "mm²", ϕ es 0.7 para columnas circulares y 0.65 para columnas rectangulares.

Otras consideraciones

- Traslape mínimo para las franjas de FRP de 20 cm.
- Cuando la relación de la sección $b/h > 2$, h y/o b mayor a 90cm se deben tomar otras consideraciones para reforzar con FRP.
- La cuantía máxima de la sección para que el FRP trabaje (cuando el hormigón llega a sollicitaciones del 90% de f'_c) como reforzamiento es de 3%.
- Al confinar con FRP se debe tener una superficie lisa, libre de surcos y de porosidades; para evitar la pérdida de capacidad por adherencia (la distribución diferenciada de esfuerzos en el FRP, reducen hasta un 10% de su capacidad).

1.4.4. DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN

En este diseño se considera la ductilidad y rotula plástica, considerando un proceso iterativo en base a la gráfica carga axial momento (P-M) del hormigón confinado y no confinado (ACI 440, 2008).

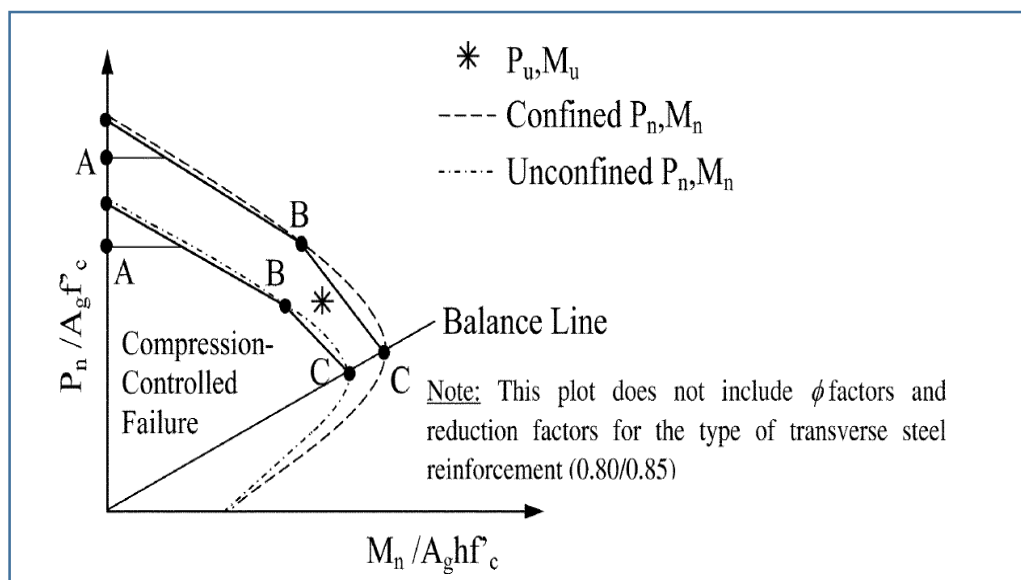


Figura 10, Diagrama de Interacción momento carga axial.

Fuente: ACI 440, 2008.

El ACI proporciona un método aproximado para encontrar tres puntos (A, B, C) los que permiten trazar tentativamente la gráfica carga axial momento. Primero se determina la deformación efectiva del encamisado con FRP en el punto A mediante la siguiente fórmula, garantizando la integridad por corte.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq k_e * \varepsilon_{fu} \quad (1.47)$$

Siendo: ε_{fe} = deformación efectiva del FRP en "mm/mm", k_e un factor de eficiencia igual a 0.55, ε_{fu} = deformación de ruptura último del FRP en "mm/mm". Para el punto A en donde la columna solo estará sometida a carga axial se tiene.

$$\phi P_n(A) = 0.8 * \phi [0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}] \quad (1.48)$$

$$\phi M_n(A) = 0 \quad (1.49)$$

Dónde: ϕ es 0.7 para columnas circulares y 0.65 para columnas rectangulares, f'_{cc} = resistencia a compresión del hormigón confinado en "MPa", A_g = área de la sección en "mm²", "cm²", A_{st} = área de la armadura longitudinal en "mm²", "cm²", f_y módulo de fluencia del

acero en "MPa" Se continúa con el cálculo de la coordenada vertical a partir del eje neutro (yt) y los coeficientes se calculan según las siguientes ecuaciones (ACI 440, 2008).

$$\varepsilon't = 2f'c/(Ec - E2) \quad (1.50)$$

$$yt = c * \frac{\varepsilon't}{\varepsilon ccu} \quad (1.51)$$

$$A = -b \frac{(Ec-E2)^2}{12f'c} \left(\frac{\varepsilon ccu}{c}\right)^2 \quad (1.52)$$

$$B = \frac{b(Ec-E2) \varepsilon ccu}{2c} \quad (1.53)$$

$$C = -b * f'c + \frac{bc*E2}{2} (\varepsilon ccu) \quad (1.54)$$

$$D = b * f'c + \frac{b*E2}{2} \varepsilon ccu \quad (1.55)$$

$$E = \frac{-b(Ec-E2)^2}{16f'c} \left(\frac{\varepsilon ccu}{c}\right)^2 \quad (1.56)$$

$$F = b\left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(Ec-E2)^2}{12f'c} \left(\frac{\varepsilon ccu}{c}\right)^2 + \frac{b(Ec-E2)}{3} * \left(\frac{\varepsilon ccu}{c}\right) \quad (1.57)$$

$$G = \left(\frac{b}{2}f'c + b\left(c - \frac{h}{2}\right) \frac{(Ec-E2)}{2}\right) \left(\frac{\varepsilon ccu}{c}\right) \quad (1.58)$$

$$H = bf'c\left(c - \frac{h}{2}\right) \quad (1.59)$$

$$I = \frac{bc^2}{2}f'c - bcf'c\left(c - \frac{h}{2}\right) + \frac{bc^2E2}{3}(\varepsilon ccu) - \frac{bcE2}{2}\left(c - \frac{h}{2}\right)(\varepsilon ccu) \quad (1.60)$$

Dónde: Los parámetros de A hasta I son coeficientes del modelo de Bank, yt = coordenada vertical dentro de la región de compresión, medido desde la posición del eje neutro hasta la deformación de transición $\varepsilon't$, en "mm"; Asi = Área de cada una de las capas de acero de refuerzo en "mm²". f_{si} = Esfuerzos en cada capa de acero de refuerzo en "MPa", d_i = distancia desde la fibra extrema de compresión a cada capa de refuerzo en "mm"., B y h = son dimensiones de la sección transversal en "mm", c = profundidad del eje neutro en "mm", $E2$ = módulo de elasticidad de la rama ascendente de la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado en "MPa".

Para los puntos B y C se tienen.

$$\phi P_n(B, C) = \phi \left[(A(yt)^3 + B(yt)^2 + Cyt + D) + \sum Asi * f_{si} \right] \quad (1.61)$$

$$\phi Mn(B, C) = \phi[(E(yt)^4 + F(yt)^3 + G(yt)^2 + H(yt) + I) + \sum Afi * fsi * di] \quad (1.62)$$

Y finalmente para el punto D.

$$\phi Pn(D) = 0 \quad (1.63)$$

$$\phi Mn(D) = \phi \left[As * fs * \left(d - \frac{As*fs}{1.7*f'cc*b} \right) + \psi f * Af * ffe * \left(h - \frac{As*fs + Af*ffe}{1.7*f'cc*b} \right) \right] \quad (1.64)$$

Con estas ecuaciones se pueden obtener el diagrama P-M para una columna reforzada y sin reforzamiento FRP, ambas son necesarias para lograr su comparación y el establecimiento de las condiciones de resistencia, de modo que si el punto de demanda se encuentra dentro de la región delimitada por la curva de interacción no reforzada, entonces no es necesario reforzar, más si el punto de demanda recae fuera de la región delimitada por la curva de interacción ya reforzada entonces el reforzamiento con FRP es insuficiente, pero si el punto de demanda, se encuentra entre la curva de la columna sin reforzar y la curva reforzada, entonces el diseño es correcto (ACI 440, 2008).

$$\phi Pn, \phi Mn \geq Pu, Mu \quad (1.65)$$

CAPÍTULO II

DISEÑO Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

2.1. MATERIALES

Para el desarrollo de la tesis se emplean:

- El software Etabs 2013.
- El Software basado en elementos finitos SeismoStruct – Versión 7.0.
- Las hojas de cálculo: Axial y Momento - Versión 4.0 2003-2010 SI, Cortante - Versión 4.0 2003-2010 SI, Flexión - Versión 4.4 2003-2010 SI.

2.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS SOFTWARES Y HOJAS DE CÁLCULO EMPLEADAS EN LA INVESTIGACIÓN.

ETABS 2013

Es un programa para diseño y análisis estructural basado en el análisis matricial de rigideces para el diseño de los pórticos, al igual que en el CYPECAD se considera que los elementos que se comportan de forma elástica y lineal; y el método de los elementos finitos para los elementos especiales. Este programa se emplea para determinar el acero de la estructura en cada modelo, es decir que cada ejemplar a analizar en SEISMOSTRUCT se predimensiona para luego determinar el As a través del ETABS, aplicando el CEC 2000.

SEISMOSTRUCT

SEISMOSTRUCT es un programa de elementos finitos, que toma en cuenta la no linealidad geométrica y la inelasticidad de los materiales, permitiendo parámetros como la discretización de los elementos en fibras y empleando ecuaciones diferenciales para representar los medios continuos. Posee una gran biblioteca de elementos 3D, que pueden ser utilizados para la creación de diversas secciones de acero, hormigón y materiales compuestos como el FRP.

LAS HOJAS DE CÁLCULO: AXIAL Y MOMENTO - VERSIÓN 4.0 2003-2010 SI, CORTANTE - VERSIÓN 4.0 2003-2010 SI. FLEXION - VERSION 4.4 2003-2010 SI.

Dichas hojas de cálculo se descargaron del Repositorio del Primer Congreso Internacional de FRP registrado en la ESPE, las mismas que fueron compartidas por el Dr. Gustavo

Palazzo (Investigador en el Área de Estructuras de la Universidad de Mendoza Argentina) y desarrolladas por la empresa SIKA S.A. Su programación se basa en las recomendaciones expuestas en el ACI 440, constituyendo una herramienta de cálculo y diseño útil para el reforzamiento de los elementos estructurales con los productos FRP que la empresa elabora como son: SIKA WRAP, SIKA HEX, SIKA CARBODUR, entre otros.

2.2. MÉTODOS

Se aplica el siguiente método:

Método cuasi-experimental.

Con el fin de comparar de manera estadística las diferencias entre los dos grupo de modelos computacionales como son: las estructuras sin reforzar y las estructuras reforzadas con FRP.

Técnica.

Se dispone de la técnica cuantitativa correlacional.

Cuantitativa.

Se aplica para medir las relaciones entre las variables de reforzamiento con FRP y comportamiento estructural, utilizando la estadística.

Cuantitativa – correlacional.

Se emplea con el fin de determinar si las variables Reforzamiento con FRP y comportamiento estructural tienen alguna relación proporcional es decir que mediante el conocimiento de una de ellas existe una regla de correspondencia para hallar la otra.

2.3. DISEÑO DEL PROYECTO

El desarrollo del proyecto se ha dividido en las siguientes etapas:

RECOLECCIÓN DE DATOS.

Corresponde a la recopilación de información para la elaboración de los modelos computacionales en SeismoStruct, esta se divide en las siguientes actividades:

Recopilación de datos de campo mediante un sondeo en las principales avenidas y calles del cantón Manta, con el fin de tener una estadística de las estructuras existentes así como de los principales problemas que las afectan.

Predimensionamiento de las estructuras a analizar, elaborados con el ACI 318 y el CEC 2000, promediadas con los datos de campo.

Determinación del acero estructural mediante un análisis estructural de acuerdo con el CEC 2000, de cada uno de los modelos por medio del ETABS.

MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS SIN REFORZAR EN SEISMOSTRUCT

Una vez obtenidos todos los datos de los 50 modelos se ingresa la información en SeismoStruct.

REFORZAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS.

Se refuerzan las estructuras que presentan condiciones desfavorables de derivas, torsión, y demás características estructurales, que ameriten el uso de fibras reforzadas con polímeros para mejorar su comportamiento sísmico. La modelación con FRP se realiza en los elementos con escasa capacidad estructural ya sea por flexo compresión corte o demás; para ello se emplean las hojas de cálculo: Axial y Momento - Versión 4.0 2003-2010 SI, Cortante - Versión 4.0 2003-2010 SI, Flexión - Versión 4.4 2003-2010 SI, determinando de esta manera las capas de FRP a colocar.

MODELADOS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS EN SEISMOSTRUCT.

Se ingresan los datos del FRP correspondientes a sus características mecánicas, geométricas y al tipo de comportamiento que este tiene.

ANÁLISIS SÍSMICO DE LOS MODELOS CON Y SIN REFORZAMIENTO FRP.

Se corre el análisis en cada modelo para evaluar las diferencias en su comportamiento sísmico mediante los métodos y técnicas estadísticas antes descritas. De los modelos se analizan los parámetros indicados a continuación.

VARIABLES DE ESTUDIO

Para poder establecer un esquema fiable de resultados, se tomara en consideración:

- Las características dinámicas de la estructura como son el periodo, frecuencia, masas modales participantes.
- Cortante basal.
- Derivas.
- Gráfica del cortante basal vs la deformación en la azotea (curva pushover).

2.4. RELATORIA DEL PROCESO.

Para esclarecer el proceso de diseño y modelado de cada una de las estructuras propuestas se esquematiza brevemente las diferentes etapas desde recolección de datos, hasta el reforzamiento de la estructura.

2.4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS

Para obtener datos geométricos básicos se llevó a cabo un sondeo en el cantón Manta, que está ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica con un factor de $Z \geq 0.5$, donde se observaron 280 construcciones, de las cuales el 34 % presentan losas planas con vigas bandas, con un número promedio de 3 pisos, una luz promedio de 4m y sección de columna de 900 cm² (tabla 4).

Se tomó información de las estructuras ubicadas a lo largo de las siguientes vías La Av Flavio Reyes, La Calle 13, La Av. 4 de Noviembre (tramo: desde el Cuartel de la Policía de Tarqui hasta el Colegio Pedro Balda).

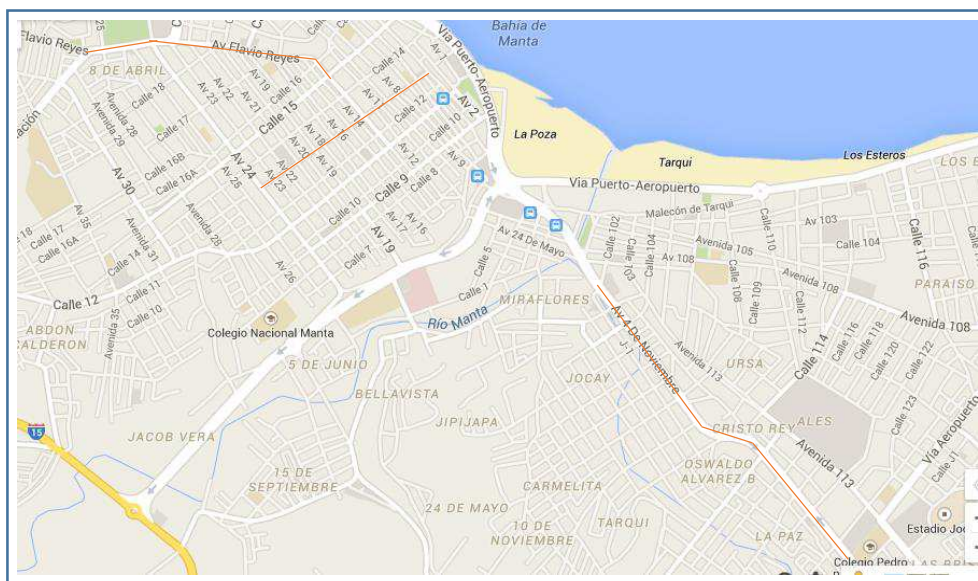


Figura 11, Calle y avenidas recorridas en la inspección.

Fuente: Google Maps, 2014

Se clasificaron las edificaciones en estructuras con vigas bandas y vigas colgadas, atendiendo a características básicas como número de pisos, sección de columna, distancia entre columnas, irregularidad en planta y elevación, entre otras.

Durante el recorrido se realizaron las siguientes observaciones:

- El 34% de las edificaciones son flexibles (losas planas con vigas bandas), con un período de vibración alto, por lo que sus desplazamientos al producirse un sismo pueden sobrepasar la deriva permisible por el NEC 2011.
- Existen estructuras que presentan un deficiente mantenimiento (desprendimiento del recubrimiento, corrosión del acero), por lo que son propensas a tener un inadecuado comportamiento estructural.

Tabla 4, Resumen de la observación

ESTRUCTURAS CON VIGA BANDA				
DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS UBICADAS A LOS COSTADOS DE:	CANTIDAD EN PORCENTAJE	NUMERO PROMEDIO DE PISOS	LUZ PROMEDIO (m)	SECCIÓN PROMEDIO DE LA COLUMNA (m)
AV. 4 DE NOVIEMBRE	43	3	4	0.3x0.3
CALLE 13	27	3	4	0.3x0.3
AV. FLAVIO REYES	32	2	4	0.3x0.3

Fuente: El Autor

Asimismo existe incertidumbre sobre las estructuras de uso nocturno en la Av. Flavio Reyes (figura 12) que debieron ser diseñadas para una carga viva de 4.8 KN/m² (NEC 2011), y que constantemente sufren remodelaciones.



Figura 12, Estructuras observadas durante la recolección de información en la ciudad de Manta.

Fuente. El autor.

2.4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO

Se elaboran para el análisis 50 modelos prediseñados en base a las recomendaciones del ACI 318 para las estructuras con vigas colgadas y del Ing. Hernán Estupiñan “Catedrático de la Universidad Central” para las estructuras con vigas bandas (Córdova y Aguilera, 2007); así mismo se procede a realizar un análisis estático, Modal espectral y PUSHOVER en base a las normativas del CEC 2000, con el fin de determinar respectivamente la sección de la armadura y su desempeño estructural.

Las estructuras a diseñar se clasifican en estructuras aporricadas con vigas banda designado con la letra "B", y estructuras aporricadas con vigas peraltadas designadas con la letra "P" (las cuales corresponden a la letra inicial de cada modelo), estas a su vez se subdividen en estructuras regulares "R", estructuras con volados "V", estructuras con irregularidad en planta "P", irregularidad en elevación "E", y con cambio en la sollicitación de carga "C" (que corresponden a la letra final de cada modelo); y a su vez existen de uno a cinco pisos representado por el número que está en la parte central de la etiqueta de cada modelo.

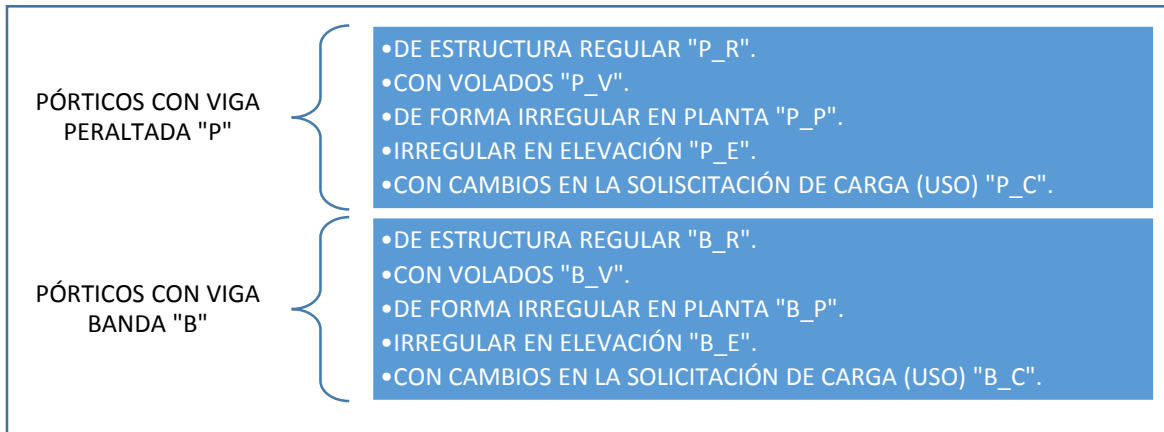


Figura 13, Simbología de los modelos estructurales a diseñar

Fuente: El Autor

Tabla 5, Modelos realizados con SEISMOSTRUCT

MODELOS A REALIZAR EN SEISMOSTRUCT											
DESCRPCIÓN	N	PÓRTICOS CON VIGA BANDA					PÓRTICOS CON VIGA PERALTADA				
		DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
		C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1	NIVEL	B1C	B1P	B1E	B1R	B1V	P1C	P1P	P1E	P1R	P1V
2	NIVELES	B2C	B2P	B2E	B2R	B2V	P2C	P2P	P2E	P2R	P2V
3	NIVELES	B3C	B3P	B3E	B3R	B3V	P3C	P3P	P3E	P3R	P3V
4	NIVELES	B4C	B4P	B4E	B4R	B4V	P4C	P4P	P4E	P4R	P4V
5	NIVELES	B5C	B5P	B4E	B5R	B5V	P5C	P5P	P5E	P5R	P5V

Fuente: El Autor

Se puede observar la etiqueta de cada modelo a diseñar en la tabla 5, donde B1C es una estructura con viga banda (B), de un nivel (1), con déficit por sollicitación de carga (C).

2.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO

Se definen las características geométricas y las cargas que experimenta la estructura de acuerdo a su diseño, importancia y uso. Las edificaciones se esbozan a partir de una estructura regular de 3 y 4 ejes en el sentido “x” e “y” respectivamente y con luces de 3.5 m; la altura de entrepiso es de 3m con una resistencia a la compresión del hormigón de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, y con una fluencia del acero igual a $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Para el predimensionamiento de la losa, vigas y columnas se emplearon las recomendaciones del ACI 318 y el CEC 2000 descritos en el libro Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el programa Etabs (Guerra y Chacón, 2010), los mismos que se detallan a continuación.

Predimensionamiento de la losa.

La altura mínima se encuentra resolviendo la siguiente ecuación propuesta por el ACI para losas macizas.

$$h_{min} = \frac{Ln(800+0.0712f_y)}{36000} \quad (2.1)$$

Donde

Ln es la luz libre en la dirección larga del panel (3.50 m),

f_y esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2 (4200 kg/cm^2).

Resolviendo la ecuación anterior se tiene una losa maciza de 10.7 cm de espesor, ahora la losa propuesta es una losa alivianada con bloques de 20cm de espesor, la cual se verifica convirtiéndola en una losa maciza con inercia equivalente (tabla 14).

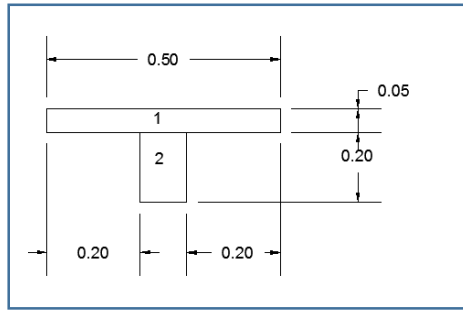


Figura 14, Esquema de la sección T de la losa aliviana de 20 cm.

Fuente: El autor

Tabla 6, Altura de la losa equivalente alivianada de 20 cm.

Figura	Area cm ²	y (cm)	Ay (cm ³)
1	250	17.5	4375
2	150	7.5	1125
Σ	400		5500
y	13.75	cm	
INERCIA			
I	12708.33	cm ⁴	
ALTURA EQUIVALENTE			
h	14.5	cm	OK

Fuente: El autor

La altura equivalente 14.5cm >10.7 cm, por lo que el predimensionamiento de la losa es correcto, este espesor se aplica para todos los modelos. Luego se procede a realizar una análisis de carga para predimensionar las vigas y las columnas (a pesar de que una losa alivianada de 15 cm es suficiente para satisfacer la condición anterior, no es conveniente aplicarla para el diseño de losas planas con vigas banda).

Predimensionamiento de vigas.

A partir de esta etapa se ejemplifica el proceso con la estructura de 3 niveles con vigas bandas, regular en planta y en elevación a la que se etiqueta “B3R”. Siguiendo con el proceso se determina el peso propio de la losa alivianada de 20 cm, la carga permanente, y la carga viva (200 kg/m² para edificios de departamentos, tabla 7).

Tabla 7, Cargas aplicadas a la estructura

DETERMINACIÓN DE CARGA MUERTA DE LA LOSA		
PESO DE NERVIOS	129.6	Kg/m ²
PESO DE LOSETA DE COMPRESIÓN	120	Kg/m ²
PESO DE ALIVIANAMIENTOS	80	Kg/m ²
PESO PROPIO DE LOSA	329.6	Kg/m ²
ENLUCIDO (2cm) Y MASILLADO (2cm)	88	Kg/m ²
RECUBRIMIENTO DE PISO	44	Kg/m ²
PESO DE MAMPOSTERÍA	255	Kg/m ²
CARGA PERMANENTE	387	Kg/m ²
CARGA VIVA VARIABLE	200	Kg/m ²

Fuente: El autor

Se asume una dimensión inicial para asignar el peso de las vigas (generalmente se considera el 20% del peso de la losa). Determinadas las solicitaciones, se procede a calcular la carga rectangular equivalente, con el fin de determinar los momentos últimos del tramo más desfavorable (figura 15), así tenemos.

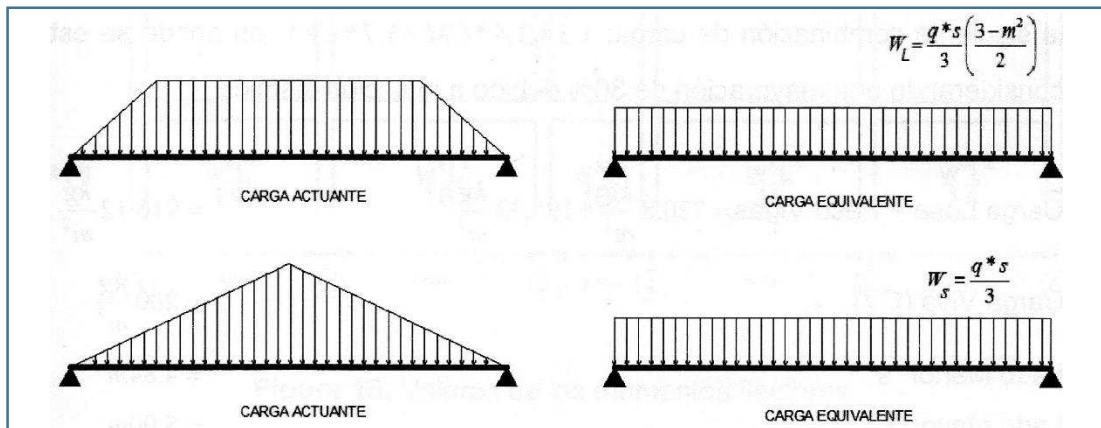


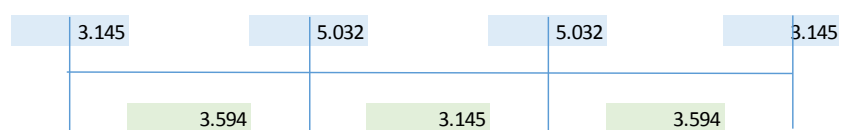
Figura 15, Cargas equivalentes y cálculo de momentos

Fuente: ACI 318, 2008.

Tabla 8, Momentos flectores del pórtico central.

VIGAS DEL PÓRTICO	
CARGA LOSA + PESO VIGAS	724.37 Kg/m ²
CARGA VIVA	200 Kg/m ²
LADO MENOR "s"	3.5 m
LADO MAYOR "L"	3.5 m
RELACION m=s/L	1
TIPO DE CARGA	TRIANGULAR
CARGA ÚLTIMA	1.76 T/m ²
W	2.05 T/ml

CÁLCULO DE MOMENTOS EN (T.M)



Fuente: El autor

Para determinar el peralte efectivo el ACI propone la siguiente expresión.

$$Mu = \phi \cdot Ru \cdot b \cdot d^2 \quad (2.2)$$

Siendo Mu el momento último (5.032 T.m), ϕ factor de seguridad 0.9, Ru el factor de resistencia a la flexión (39.72 kg/cm² para f'c 210 kg/cm², empleado en todos los modelos), b base de la viga, d peralte efectivo.

Al asumir un ancho de 40 cm se obtuvo un peralte de 18.8 cm (al peralte hay que aumentarle el recubrimiento inferior), por lo que la viga sería de 40 cm de base y 21.8 cm de altura. Sin embargo se asume 40 cm de base y 20 cm de altura.

Predimensionamiento de columnas.

Asumimos un valor tentativo del peso de las columnas en cada piso (generalmente 100 kg/m²), procedemos a calcular el cortante basal empleando el CEC 2000, así tenemos.

Para el coeficiente del cortante basal V se tiene:

$$V = \frac{Z \cdot I \cdot C}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \quad (2.3)$$

Siendo Z el factor de zona 0.4 (CEC, 2000), I factor de acuerdo a la importancia (1 para viviendas), C factor que representa al espectro elástico, R factor que representa a la respuesta estructural (10 para pórticos con viga colgada y 8 para pórticos con viga banda), ϕ_p y ϕ_e son los coeficientes de irregularidad en planta y elevación respectivamente (1 si no existe irregularidad).

Para determinar el factor del espectro elástico se emplea la siguiente expresión, considerando que todos los modelos están en suelo intermedio (S2).

$$0.5 \leq \left[C = 1.25 \cdot \frac{S^S}{T} \right] \leq Cm \quad (2.4)$$

$$T = Ct \cdot Hn^{3/4} \quad \text{siendo } Ct = 0.0731 \text{ para estructuras de H.A.} \quad (2.5)$$

Donde Cm es el factor elástico de acuerdo al tipo de suelo (0.3 para suelos intermedios), S coeficiente del suelo (1.2 para suelos intermedios), T el período de vibración, Hn altura de la edificación.

Tabla 9, Determinación del cortante basal

CORTANTE BASAL CEC 2000			
S	1.2		Suelo tipo S2
Cm	3		
PERÍODO DE VIBRACIÓN "T"			
ct	0.08	coeficiente	
hn	9	altura total del edificio	
T	0.416	Período	
ACELERACIÓN ESPECTRAL			
Z	0.4	aceleración máxima del terreno "zona 5"	
C	3	Aceleración espectral	no mayor a Cm
CORTANTE BASAL DE DISEÑO			
I	1	Factor de Importancia	
C*Z	1.2	Aceleración espectral	
W	191.87	Carga sísmica reactiva	
R	8	Factor de reducción de respuesta estructural	
Øp	1	Factor de Irregularidad en planta	
Øe	1	Factor de Irregularidad en elevación	
V	28.78	Cortante basal en T (sin mayorar)	
V	40.29	Cortante basal mayorado en T	

Fuente: El autor

Al evaluar dichas expresiones se alcanzó un peso reactivo de 191.87 T con un factor de 0.15, por lo que al aplicar la ecuación propuesta por el ACI, se obtuvo una sección de columna de 35*35cm.

$$H = \left(\frac{V_s * h * e * t^2}{n_c * n * E_h} \right)^{1/3} \quad (2.6)$$

Siendo:

Vs el cortante basal el cual se obtiene de la multiplicación del peso reactivo por el factor coeficiente sísmico (0.15), hent la altura de entrepiso, nc el número de columnas, n la deriva permisible (2% para estructuras de hormigón armado), Eh el módulo de elasticidad del hormigón $14000 \sqrt{f'c}$. Sin embargo una segunda apreciación por área colaborante determina una sección de 26*26 cm, por lo se tomó un valor de la sección de 30*30 cm, el cual es la sección representativa de columna, determinada en el sondeo.

Tabla 10, Descripción de la geometría de las secciones

ELEMENTO	CARACTERÍSTICAS	
	BASE	ALTURA
COLUMNAS	0.3	0.3
VIGAS	0.4	0.2
LOSA	Alivianada, espesor 20 cm	
	Equivale en inercia a una losa maciza de 13.7 cm de espesor	

Fuente: El autor

Para la determinación de las secciones anteriores se compararon los resultados del predimensionamiento con los datos recolectados en el sondeo realizado en las principales vías de la ciudad de Manta como son La Av Flavio Reyes la Calle 13 y la Av 4 de Noviembre, de las cuales se obtuvieron características básicas como la luz promedio y dimensiones de las columnas según el número de pisos, entre otras; con el fin de promediarlos y obtener una sección geométrica representativa de las estructuras existentes en el cantón Manta. De esta manera se obtuvieron las 25 modelos con vigas bandas y vigas peraltadas los mismos que se pueden observar a continuación:

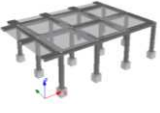
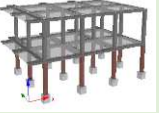
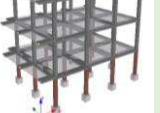


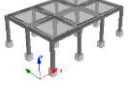
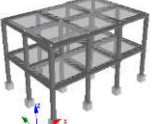








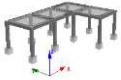




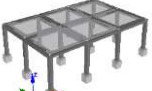




	1 NIVEL	2 NIVELES	3 NIVELES	4 NIVELES	5 NIVELES
CON VOLADOS					
REGULARES					
IRREGULAR EN ELEVACIÓN					
IRREGULAR EN PLANTA					
DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA					

Figura 16, Estructuras con vigas banda.

Fuente: El autor

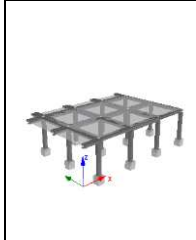
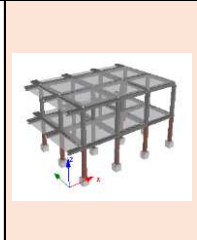
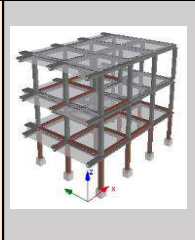
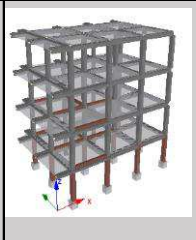
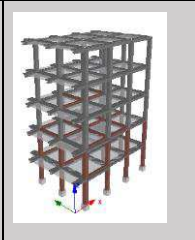
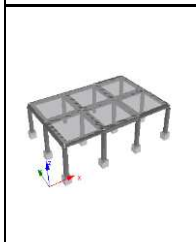
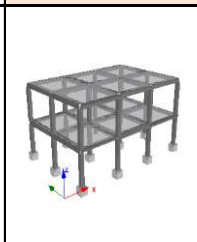
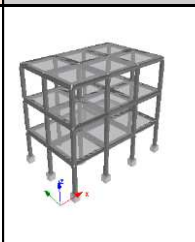
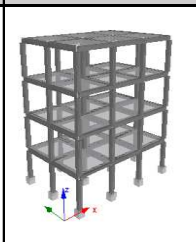
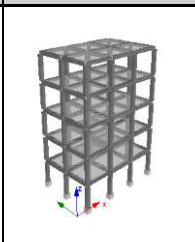
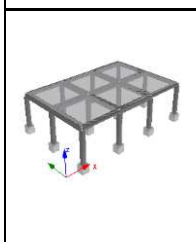
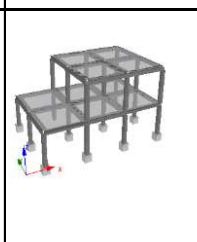
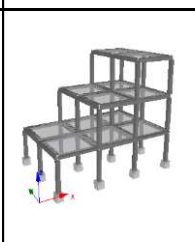
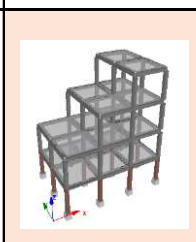

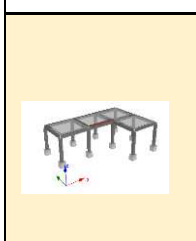
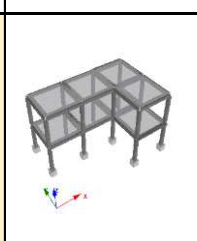
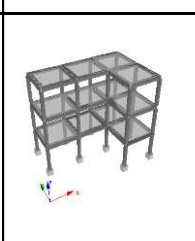
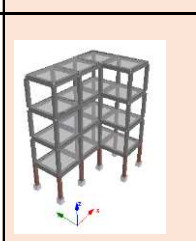

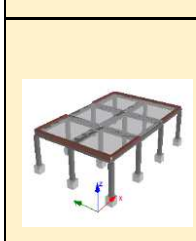
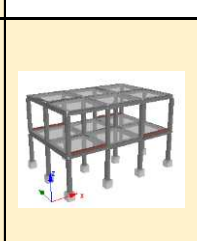
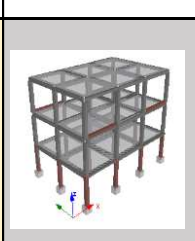
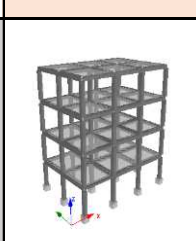
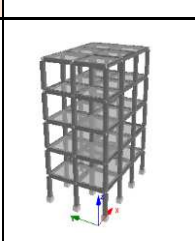
	1 NIVEL	2 NIVELES	3 NIVELES	4 NIVELES	5 NIVELES
CON VOLADOS					
REGULARES					
IRREGULAR EN ELEVACIÓN					
IRREGULAR EN PLANTA					
DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA					

Figura 17, Estructuras con vigas peraltadas.

Fuente; El autor

2.4.4 DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Para la determinación del acero de refuerzo “As” en vigas y columnas, se realiza un análisis por respuesta espectral ARE en ETABS, con el espectro del CEC 2000.

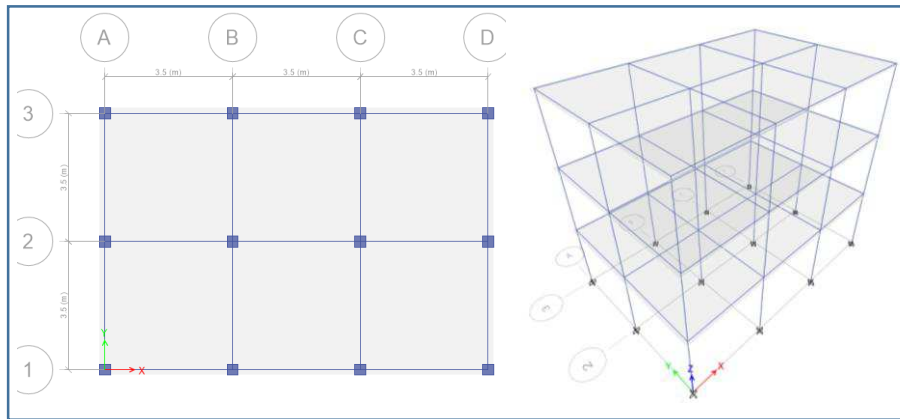


Figura 18, Estructura de 3 pisos con viga banda diseñada en ETABS

Fuente: El autor

Se emplean las siguientes combinaciones de carga para el análisis estático más el análisis modal espectral para la determinación de los momentos y el As de las secciones. Así mismo se revisaron los modos de vibración que en términos generales obedecen a $0.1 \cdot n$ (siendo n el número de pisos), sin embargo estos períodos son mayores debido a la escasa rigidez proporcionada por las vigas bandas.

$$Q = 1.2 De + 1.6 L \quad (2.7)$$

$$Q = 1.3 De + Sx \quad (2.8)$$

$$Q = 1.3 De + Sy \quad (2.9)$$

Tabla 11, Períodos de vibración de la estructura, ETABS.

MODO	PERÍODOS (s)
1	0.647
2	0.645
3	0.535
4	0.198
5	0.197

Fuente: El autor.

De todos los modos de vibración se toma para el control aquellos en los que la masa participante sea significativa (lo que se logró a partir del cuarto modo), es decir en las

columnas Sum Ux, Sum Uy >=90%, seguido se controla los dos primeros modos de vibración ya que deben ser traslacionales, es decir que RZ<=10%.

Tabla 12, Masa Modal Participante en los tres primeros modos de vibración, ETABS

MODO	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy	Rz
1	0.8513		0.8513	0	
2		0.8521	0.8513	0.8521	
3			0.8513	0.8521	0.8512
4		0.1142	0.8513	0.9663	
5	0.1135		0.9648	0.9663	

Fuente: El autor.

Se realizó un control del peso reactivo, cortante basal estático y dinámico, derivas, así como el diseño de las secciones para determinar el As longitudinal y a cortante tanto de vigas como de columnas, que son indispensables para el análisis Pushover.

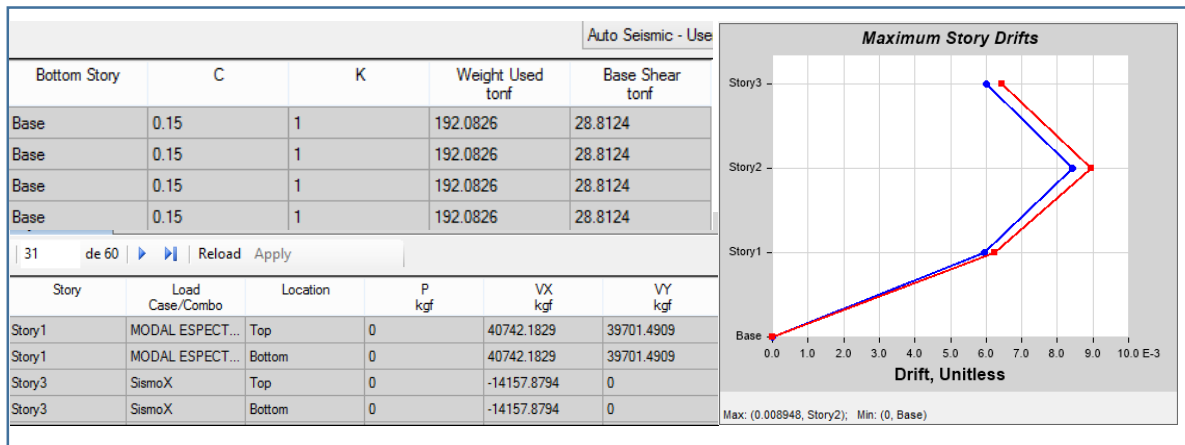


Figura 19, Control del cortante basal y derivas.

Fuente: El autor

El CEC 2000 indica, que las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales, deben ser multiplicadas por R (coeficiente de reducción de resistencia) y estas deben ser menores al 2 %, así se tiene.

$$0.02 = R * \max \text{ story drift} \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

$$\max \text{ story drift} = 0.0025$$

La estructura presenta un drift= 0.0089 (las edificaciones con viga banda poseen poca rigidez lateral), por lo que se debe aumentar las secciones de las columnas y vigas para rigidizar la estructura, sin embargo en el sondeo que se constató que las estructuras tienen columnas de 30cm*30cm por lo que continúa con el diseño (con el fin de realizar el reforzamiento). Realizado el diseño en Etabs se determina el As de columnas y vigas así como el acero a corte (figura 20).

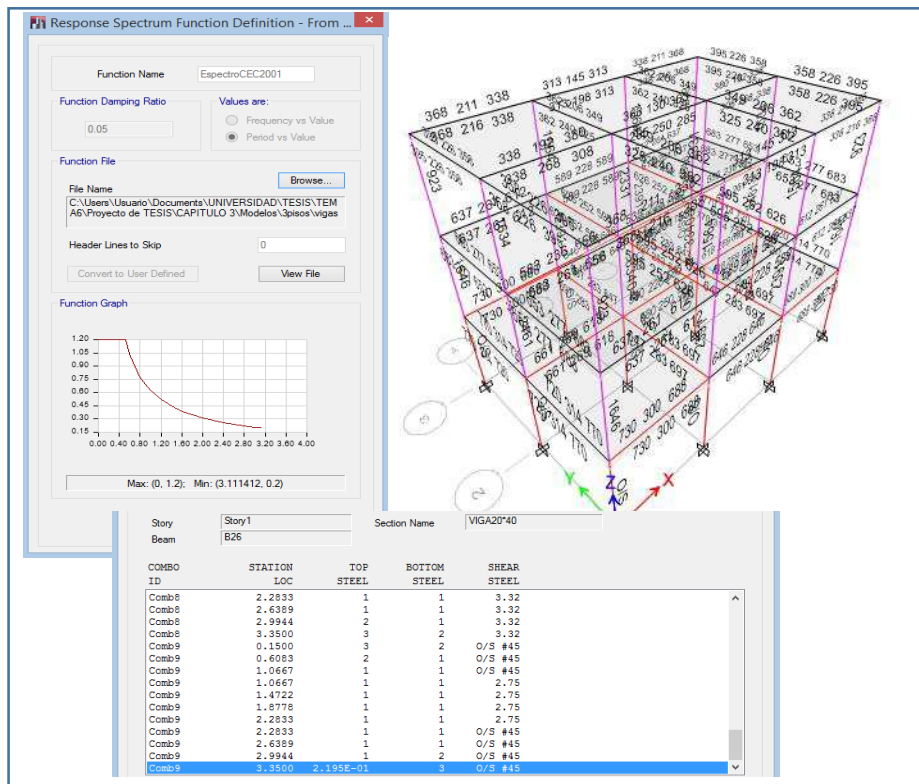


Figura 20, Resultados del análisis en ETABS, CEC 2000.

Fuente: El autor

Del diseño en ETABS se obtuvieron los siguientes resultados, que serán modelados en SEISMOSTRUCT aplicando el NEC 2011.

Tabla 13, Armadura en columnas y vigas

NIVEL	ARMADURA EN COLUMNA		ARMADURA EN VIGA	
	As LONGITUDINAL	As a CORTE	As LONGITUDINAL	As a CORTE
1	4 Ø 16mm + 4 Ø 14mm	1 Ø de 10mm c/10-20-10	8 Ø 12 mm	1 Ø 10 mm + 1 Ø 8mm c/10-20-10
2	8 Ø 12 mm	1 Ø de 10mm c/10-20-10	8 Ø 12 mm	1 Ø 10 mm + 1 Ø 8mm c/10-20-10
3	8 Ø 12 mm	1 Ø de 10mm c/10-20-10	8 Ø 12 mm	1 Ø 10 mm + 1 Ø 8mm c/10-20-10

Fuente: El autor

De manera similar se realizó el análisis con el NEC 2011 en Etabs, para establecer comparaciones interesantes descritas en el capítulo 3.

Tabla 14, Cortante basal NEC 2011

CORTANTE BASAL NEC 2011			
Fa	1.18	Coeficientes de amplificación dinámica de los perfiles del suelo	Suelo tipo c
Fd	1.25		
Fs	1.45		
Tc	0.845		
PERIODO DE VIBRACIÓN "T"			
ct	0.047	coeficiente	
hn	9	altura total del edificio	
α	0.9	coeficiente	
T	0.340	Período	
ACELERACIÓN ESPECTRAL			
n	1.8	Para la costa	r=1 suelo c
Fa	1.18	Factor de amplificación dinámica	
Z	0.5	aceleración máxima del terreno "zona"	
Sa	1.062	Aceleración espectral	
CORTANTE BASAL DE DISEÑO			
I	1	Factor de Importancia	
Sa	1.062	Aceleración espectral	
W	194.08	Carga sísmica reactiva	
R	5	Factor de reducción de respuesta estructural	
\emptyset_p	1	factor de Irregularidad en planta	
\emptyset_e	1	Factor de Irregularidad en elevación	
V	41.22	Cortante basal en T	
C	0.2124		

Fuente: El autor

En el subcapítulo de predimensionamiento se identificó el tipo de suelo "S2" que de acuerdo con el CEC 2000 equivale a un tipo de suelo "C" en el NEC 2011. En la tabla anterior se puede observar claramente la variación del cortante basal en ambos códigos.

2.4.5 MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT.

Los modelos se ingresaron en SeismoStruct con la armadura de columnas y vigas, determinada a partir del CEC 2000, pero se analizan bajo las demandas del nuevo código

NEC 2011, con el fin de determinar los elementos que necesitan reforzamiento según el caso, se elabora el diseño con FRP en base a la capacidad resistente del elemento, y posteriormente se ejecuta el análisis de la estructura reforzada.

Para las estructuras de hormigón armado, SeismoStruct cuenta con una funcionalidad especial, diseñada para facilitar la creación de modelos de edificios, llamada "Modelador de edificios". Aquí se selecciona las unidades en las que se va a trabajar (SI o Inglesas), así como también las características de los materiales a utilizar (tipo de hormigón y acero de la armadura). También debe definirse el número de pisos y sus respectivas alturas.

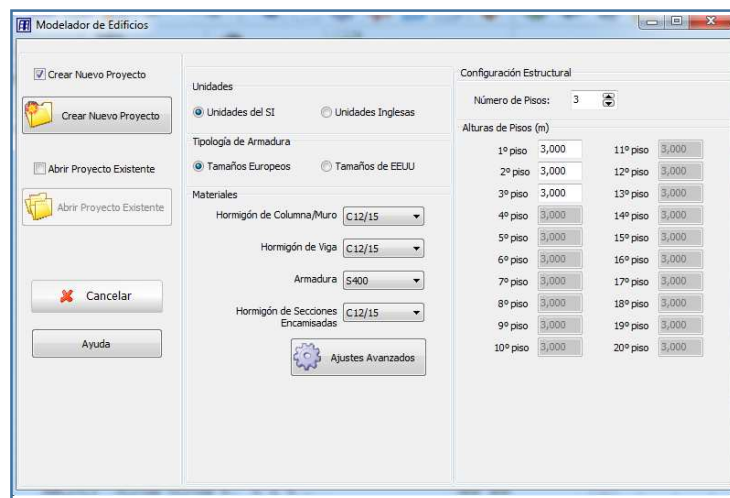


Figura 21, "Modelador de edificios", hormigón armado.

Fuente: El autor

Posteriormente se establecen los ajustes avanzados, donde se incluye el tipo de análisis, el tipo de elemento de pórtico, donde se define la clase de elementos a utilizar, para modelar los miembros estructurales. Es posible utilizar distintos tipos de elementos de pórtico, para las columnas, vigas y muros. La opción por defecto, es el elemento inelástico de pórtico con rótula plástica basado en fuerzas, "infrmFBPH", para columnas y vigas, y el elemento inelástico de pórtico basado en fuerzas, "infrmFB", para los muros. Se encuentra disponible aquí también, la opción de incluir o no brazos rígidos, en el modelado de las vigas, columnas y muros. Debe notarse que estos brazos rígidos, son incluidos en el modelo cuando la longitud de éstos, es mayor que el valor especificado. La última opción de la ventana, que se refiere a no aceptar vigas, con longitud menor a la longitud especificada, es utilizada para evitar la creación de vigas muy cortas, mediante un simple error gráfico (por ej., extendiendo levemente el extremo de una viga más allá del borde de la columna).

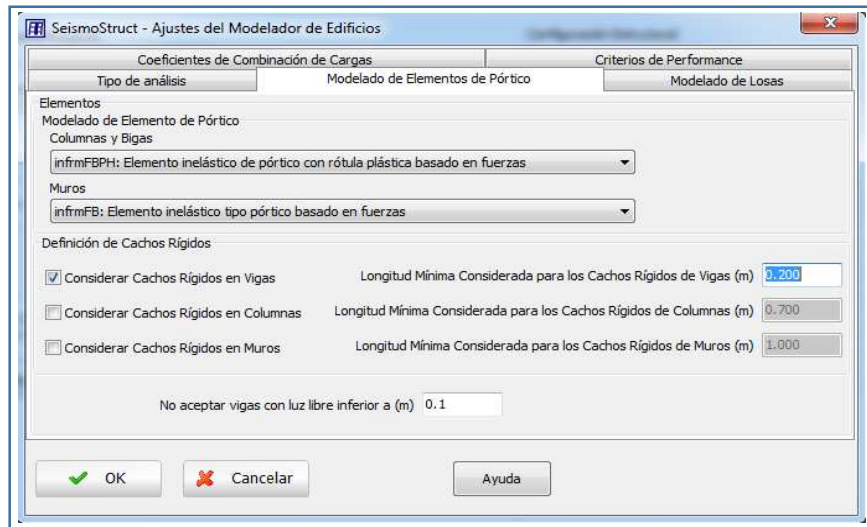


Figura 22, Elección del tipo de elemento según el análisis, SEISMOSTRUCT

Fuente: El autor

Se continúa con el modelado de la losa, donde se especifica la armadura de las losas, así como también, si se desea incluir o no el ancho efectivo de las losas en el modelado de las vigas (es conveniente atribuir el ancho efectivo de la losa a las vigas bandas).

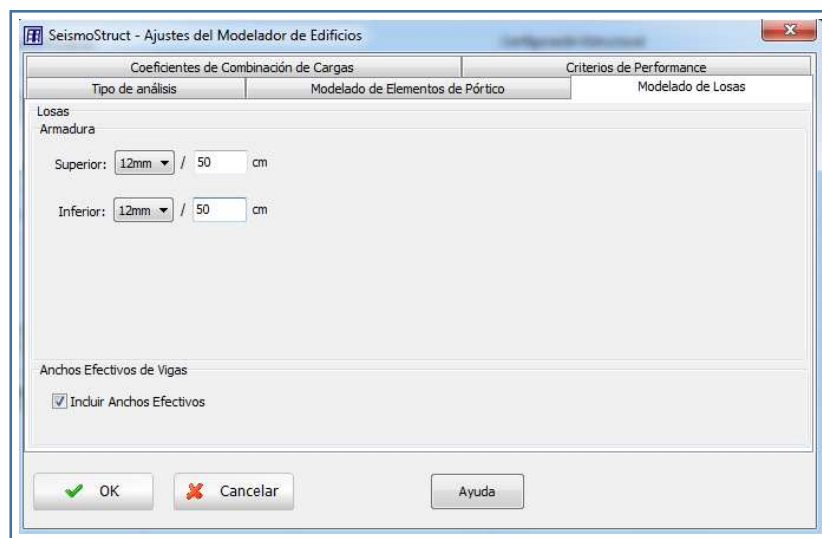


Figura 23, Elección del ancho efectivo de la losa.

Fuente: El autor

Luego se definen los coeficientes de combinación de carga, de las cargas permanentes y vivas de las losas, a utilizar en la Combinación Sísmica. Las cargas de las losas son definidas para cada una por separado, en la ventana de Propiedades de Losas.

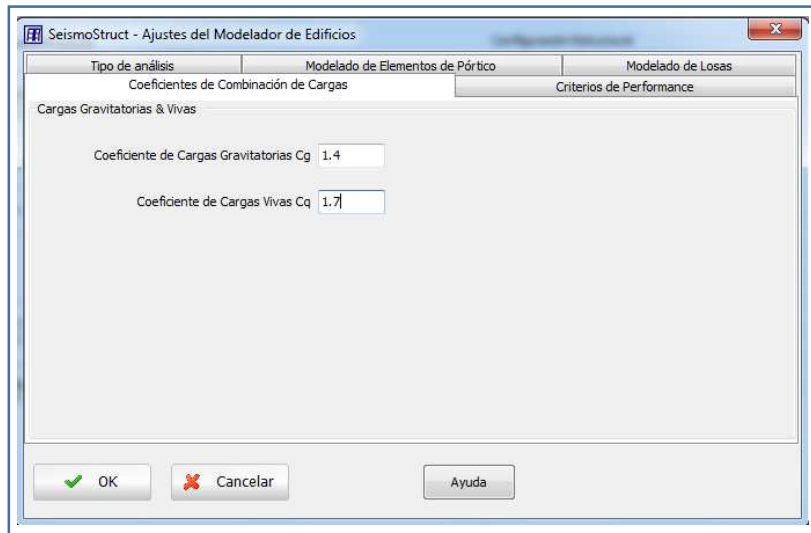


Figura 24, Coeficientes de combinación de carga.

Fuente: El autor

Se seleccionan los criterios de desempeño como: la rotación de la cuerda y capacidad a corte.

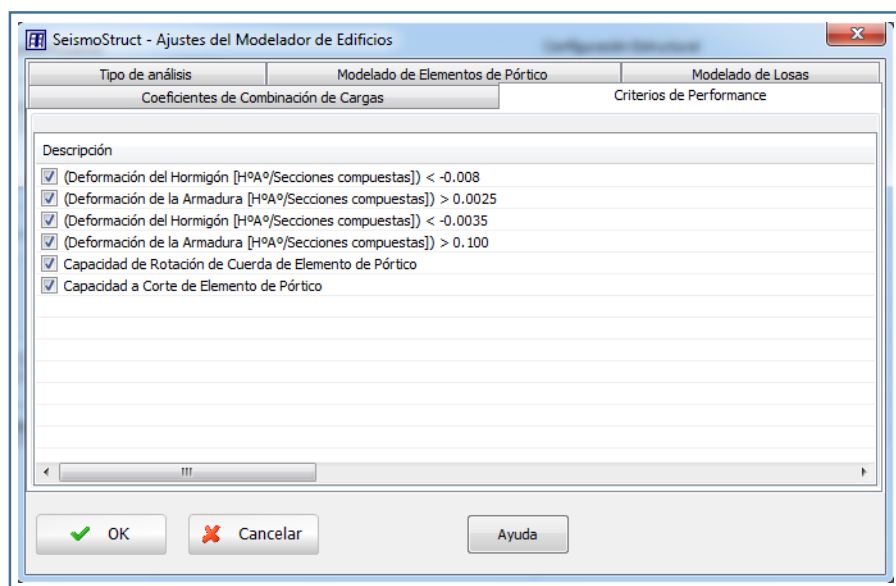


Figura 25, Elección de los criterios de desempeño.

Fuente: El autor

Se selecciona la plantilla de AutoCAD y se puede ubicar el origen de coordenadas en la parte inferior izquierda de la plantilla, se crean los miembros de la estructura, como vigas, columnas, vigas y losa.

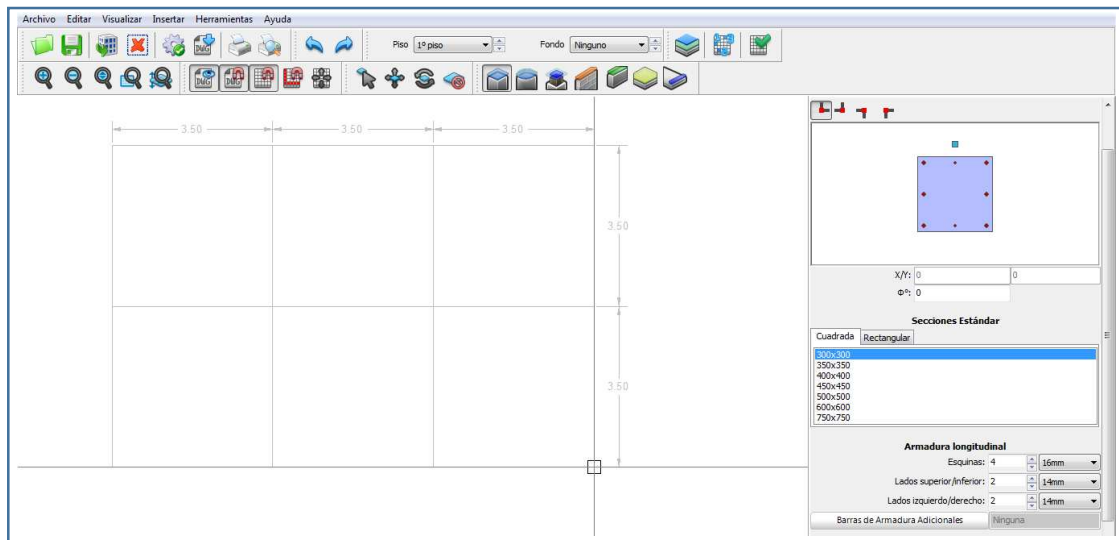


Figura 26, Creación de secciones y armado de columnas.

Fuente: El autor

Se insertan las columnas, vigas y la losa, especificando las dimensiones pertinentes a los elementos del pórtico, así como el As longitudinal y transversal, de manera similar se especifican la carga atribuida a la losa la cual será repartida automáticamente hacia las vigas.

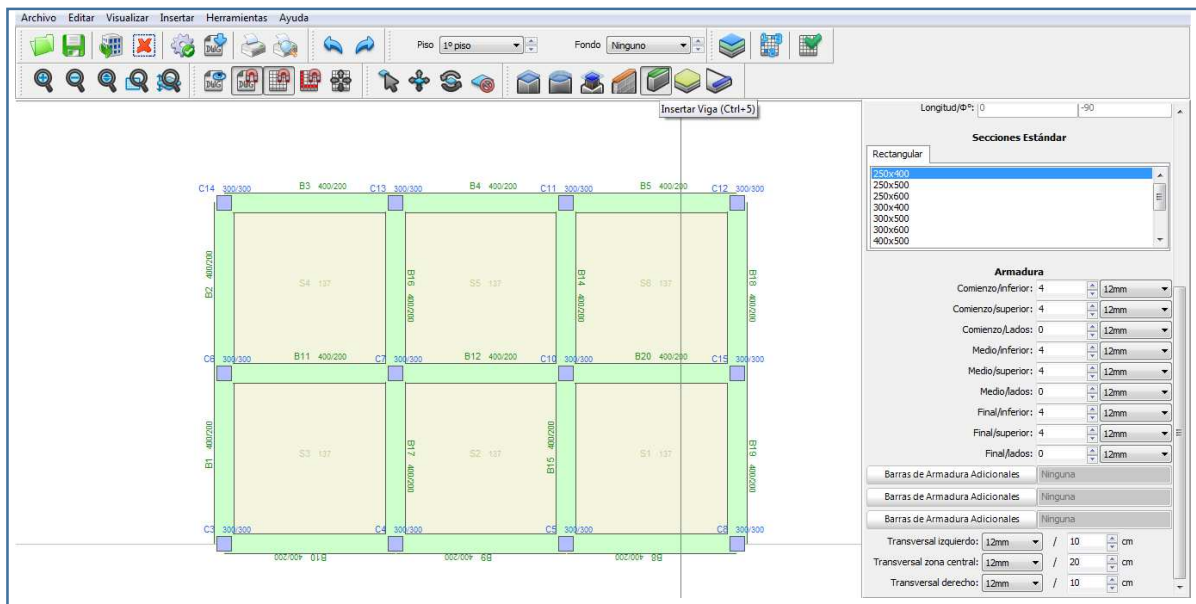


Figura 27, Creación de vigas y losa del piso 1.

Fuente: El autor

Es posible copiar los elementos del piso 1, a los demás pisos, cambiando las características del acero longitudinal en las columnas. Posteriormente guardamos el archivo como un

proyecto del "Modelador de Edificios", para ser abierto y modificado nuevamente en el futuro, o utilizado para crear automáticamente un nuevo proyecto de SEISMOSTRUCT.

Una vez definidos todos los parámetros en el "Modelador de Edificios", se crea el modelo con el botón salir y crear proyectos, de forma automática se ingresan los materiales, secciones, clases de elementos, nodos, conectividad de elementos, vínculos internos, vínculos externos, cargas aplicadas y output de análisis.

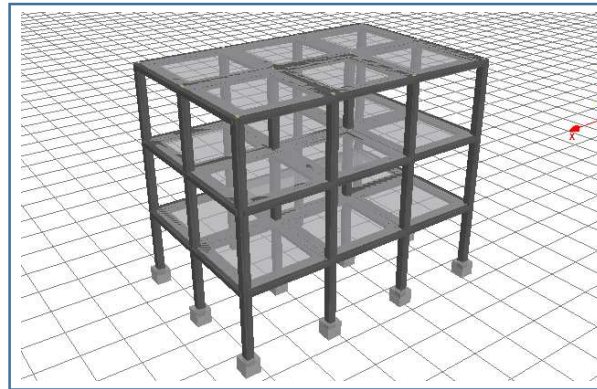


Figura 28, Creación del proyecto.

Fuente: El autor

En el Modelado del edificio solo se permite tomar los materiales por defecto de SEISMOSTRUCT, por lo que se editan las propiedades de dichos materiales, como el esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, considerando las unidades en las que trabaja SEISMOSTRUCT.

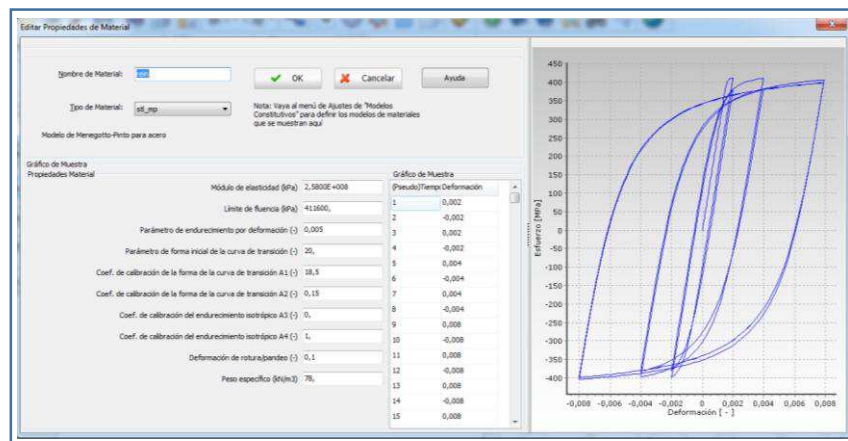


Figura 29, Modelo de Menegotto Pinto para el acero.

Fuente: El autor

Se continúa con la modificación de las propiedades del concreto ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$).

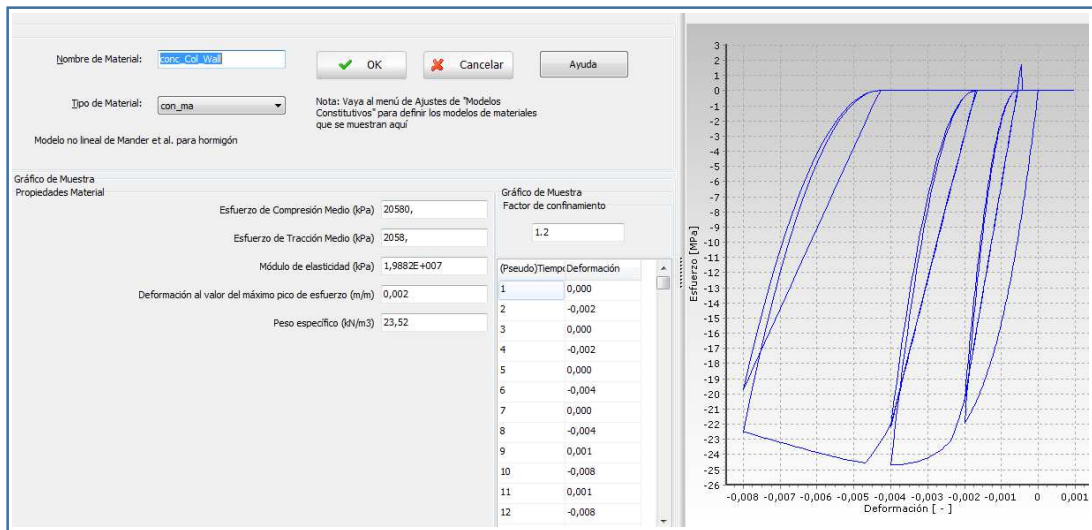


Figura 30, Modelo de Mander para el hormigón.

Fuente: El autor

Se define en el ícono de herramientas del pre-procesador si se desea considerar una rigidez elástica, es decir invariable a lo largo de la deformación o una no linealidad geométrica de los materiales (que se toma en cuenta para todos los análisis a excepción de eigenvalores y ARE).

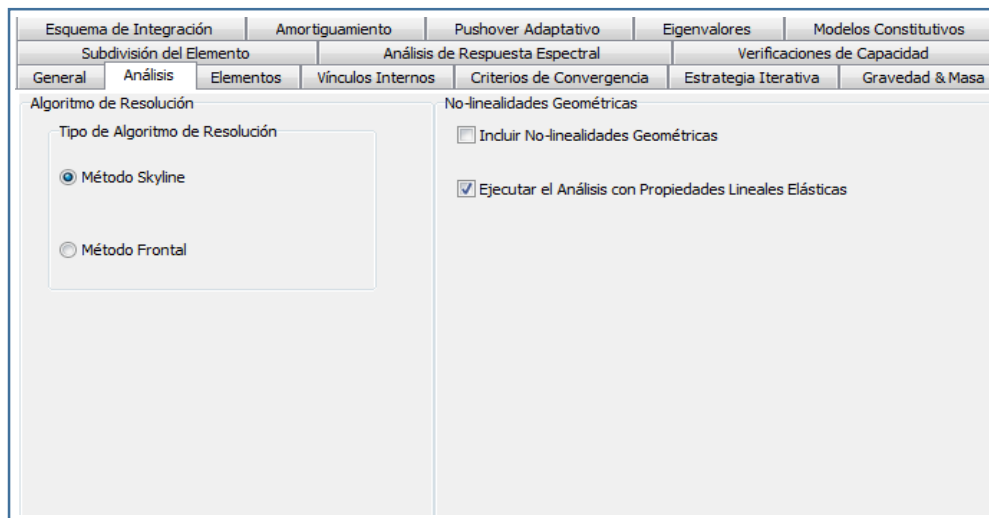


Figura 31, Parámetros de ejecución del análisis.

Fuente: El autor

Se procede a determinar los períodos de vibración, frecuencias, factores de participación modal, masas modales efectivas, figura 32.

PERÍODOS Y FRECUENCIAS MODALES			FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL Para Cargas de Aceleración Unitarias en Coordenadas Globales			
Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (Hertz)	Modo	Periodo [Ux]	[Uy]	
1	0,68267506	1,46482574	1	0,68267506	0,1577	12,7144
2	0,66356298	1,50701597	2	0,66356298	12,7420	-0,1543
3	0,58123493	1,72047472	3	0,58123493	-0,1559	0,3060
4	0,20140514	4,96511648	4	0,20140514	-0,0576	-4,8874
5	0,19777664	5,05620881	5	0,19777664	4,8454	-0,0559
6	0,17428455	5,73774310	6	0,17428455	0,0445	-0,1190
7	0,10841167	9,22409936	7	0,10841167	0,0257	2,7440
8	0,10794039	9,26437301	8	0,10794039	-2,7055	0,0247
9	0,09517311	10,50716932	9	0,09517311	-0,0124	0,0654
10	0,05410276	18,48334675	10	0,05410276	0,0001	0,0000

MASAS MODALES EFECTIVAS [Modo Individual]			
Modo	Periodo [Ux]	[Uy]	
1	0,68267506	0,024876	161,655301
2	0,66356298	162,359037	0,023805
3	0,58123493	0,024301	0,093657
4	0,20140514	0,003319	23,887131
5	0,19777664	23,477490	0,003127
6	0,17428455	0,001976	0,014151
7	0,10841167	0,000663	7,529346
8	0,10794039	7,319705	0,000611
9	0,09517311	0,000153	0,004278
10	0,05410276	0,000000	0,000000

Figura 32, Períodos, frecuencias y factores de participación modal.

Fuente: El autor

Estos períodos de vibración son ligeramente menores a los indicados en ETABS puesto que SEISMOSTRUCT considera la rigidez proporcionada por el acero de refuerzo.

Conocidas las características dinámicas de la estructura se realiza un análisis estático, en el que hay que especificar la carga sísmica, repartirla en cada piso y en cada nudo según el sentido del análisis, así tenemos.

Tabla 15, Distribución del cortante basal para el análisis estático.

k	W (T)	H (m)	WH (T*m)	WH/SUMAWH	V (T)	F (T)	F acumulado	P en T	P en KN
1	63.958	9	575.618	0.500	40.754	20.377	20.377	4.99	48.902
1	63.958	6	383.746	0.333	40.754	13.585	33.961	3.53	34.594
1	63.958	3	191.873	0.167	40.754	6.792	40.754	1.76	17.248
			1151.237			40.754			

Fuente; El autor

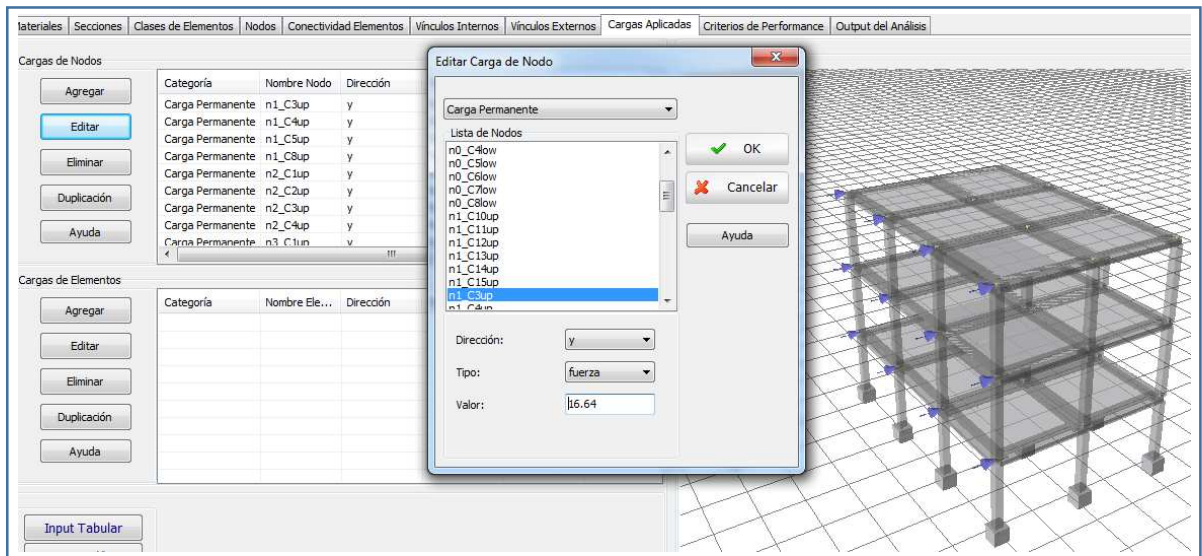


Figura 33, Asignación de cargas a los nodos.

Fuente: El autor

Resulta útil definir criterios de desempeño, como la fisuración de los elementos estructurales, el descascaramiento del hormigón de recubrimiento, aplastamiento del hormigón del núcleo, la fluencia del acero, la rotura del acero, figura 34.

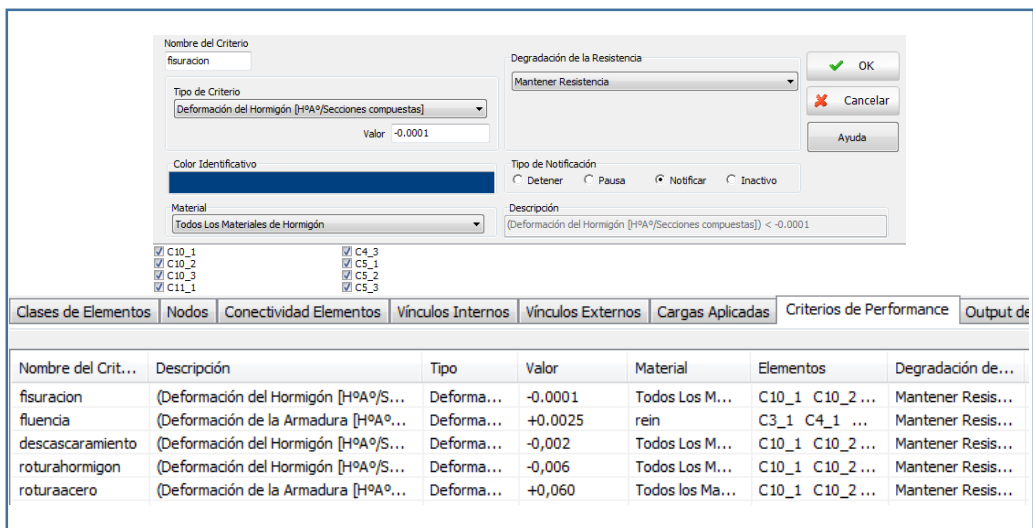


Figura 34, Edición de los criterios de desempeño.

Fuente: El autor

Una vez culminada la etapa de ingreso de datos o preprocesador, se corre el modelo (procesador), por último se analizan los resultados en la etapa del post-procesador, donde se tienen las deformaciones en los nodos, cortantes en la estructura, cargas axiales, momentos,

reacciones en la base, entre otras. Los desplazamientos obtenidos en los nodos se los puede apreciar en la figura 35.

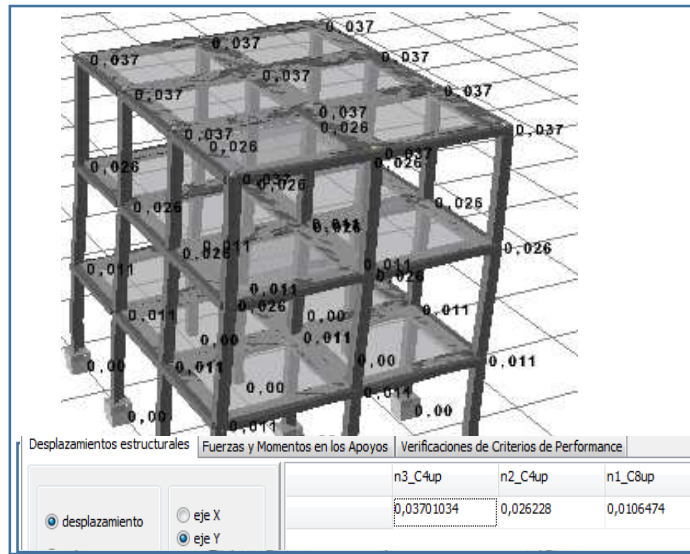


Figura 35, Desplazamientos de los nodos.

Fuente: El autor

SeismoStruct no ofrece directamente el chequeo de las derivas por lo que hay que exportar los resultados de los desplazamientos de los nodos a una hoja de Excel, para poder evaluar la deriva de piso. Las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011, enfatizan la siguiente expresión, para transformar los desplazamientos elásticos en inelásticos.

$$0.02 = 0.75 * R * \max \text{story drift} \quad (2.11)$$

$$\max \text{story drift} = 0.0053$$

Ahora bien para el cálculo de las derivas de piso tenemos.

Tabla 16, Derivas obtenidas a partir del análisis estático sin considerar inercias agrietadas en SEISMOSTRUCT

nodo	PISO	Desplazamiento Elástico (m)	Desplazamiento inelástico (m)	Desplazamiento relativo (m)	Deriva de piso %		
n3_c4up	1	0.010	0.0375	0.0375	1.250	< 2 %	Cumple
n2_c4up	2	0.026	0.098355	0.060855	2.029	< 2 %	No cumple
n1_c8up	3	0.037	0.13875	0.040395	1.347	< 2 %	Cumple

Fuente; El autor

Como se puede observar la estructura presenta problemas de deriva, por lo que se necesita reforzamiento, con el fin de comparar estos resultados se realiza un análisis de Respuesta Espectral descrito a continuación

Análisis por Respuesta Espectral (ARE).

En el análisis modal espectral no se toman en cuenta las no linealidades geométricas puesto que al evaluar la estructura por medio de un espectro de respuesta se considera el factor de reducción de respuesta sísmica R. No es necesario aplicar cargas laterales, pues estas se obtienen a partir del espectro y de la masa estructural, sin embargo hay que insertar información adicional para poder realizar el análisis, como el espectro (obtenido del NEC 2011) y las combinaciones de carga.

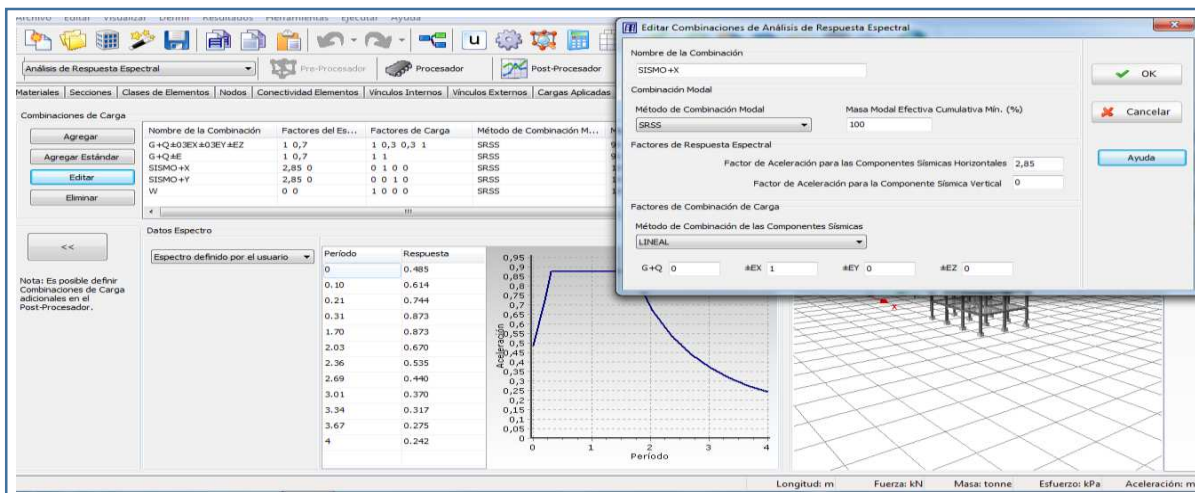


Figura 36, Parámetros ARE.

Fuente: El autor

Para evaluar una estructura el ATC 58 recomienda las siguientes combinaciones que son adoptadas por defecto en el programa, asimismo es posible ingresar combinaciones de carga adicionales para el análisis.

$$Q = D + Lexp + 1.0 * Ex + 0.3 * Ey$$

$$Q = D + Lexp + 0.3 * Ex + 1.0 * Ey$$

$$Lexp = 0.25 * L \quad \text{(Ver ecuaciones 1.1, 1.2 y 1.3)}$$

Para Sismo en X y Sismo en Y se obtienen los siguientes desplazamientos en los nodos.

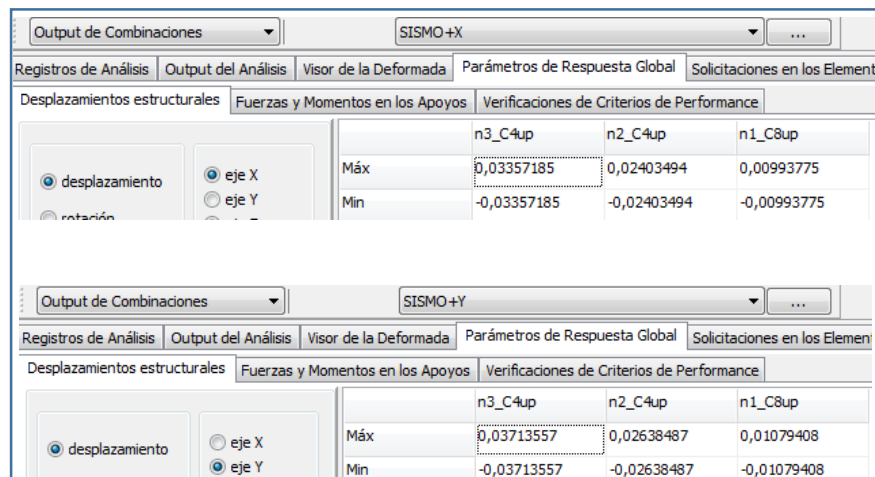


Figura 37, Desplazamientos en los nodos con la combinación SISMO X+, SISMO Y+.

Fuente: El autor

Como se aprecia en la figura 37, los desplazamientos son bastante similares a los obtenidos en el análisis estático, por lo que en los demás modelos solo se realiza el análisis de respuesta espectral, con el fin de simplificar la interpretación de resultados.

Análisis Pushover estático.

Se realiza un análisis pushover, con el fin de evaluar la curva de capacidad de la estructura, antes y después de su reforzamiento, así tenemos.

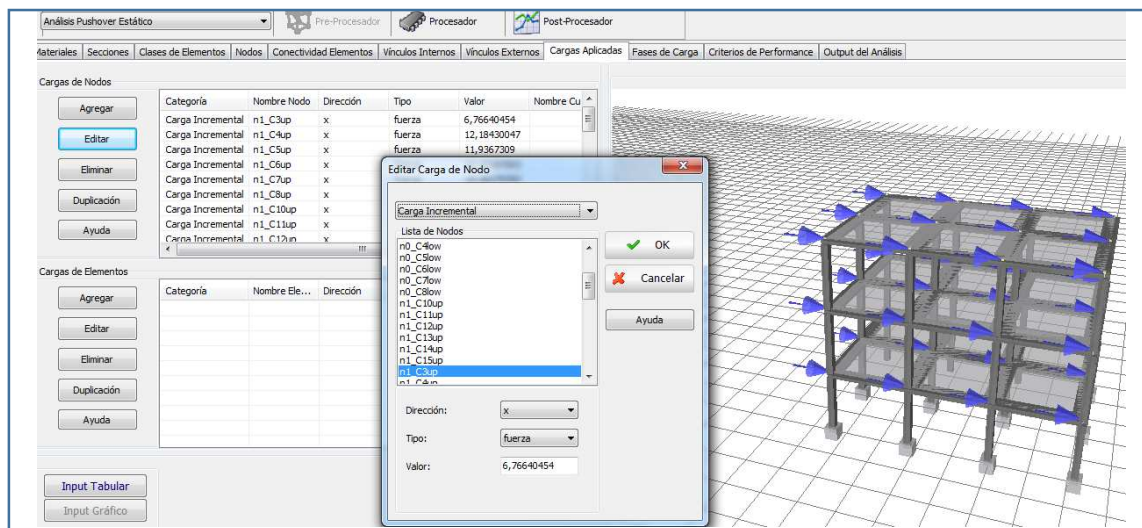


Figura 38, Cargas incrementales para el Análisis Pushover.

Fuente: El autor

Se deben aplicar cargas dinámicas en los nodos, como se puede apreciar en la figura 39, estas cargas varían en función del tiempo y de los parámetros especificados en la fase de cargas, así se tiene:

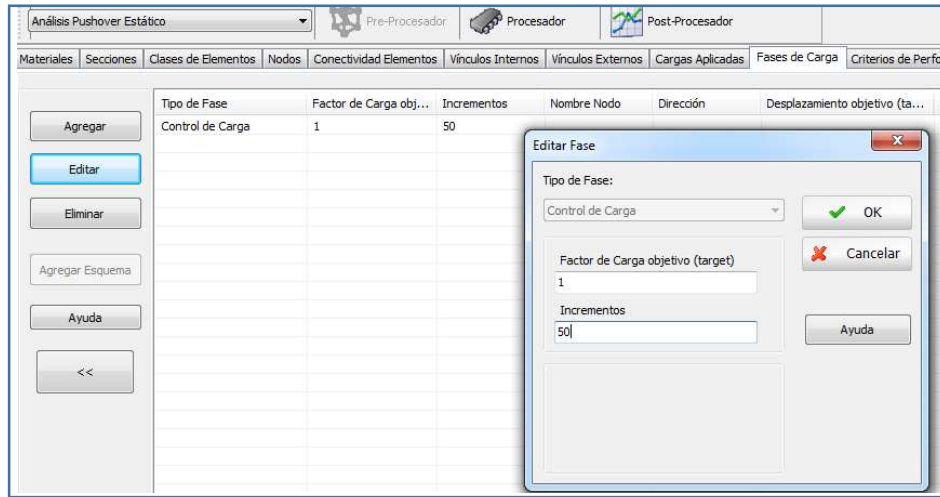


Figura 39, Fases de carga para el Análisis Pushover.

Fuente: El autor

Una vez ingresados los datos se procede a analizar el modelo y se obtiene la curva de capacidad, considerando la no linealidad geométrica de la estructura.

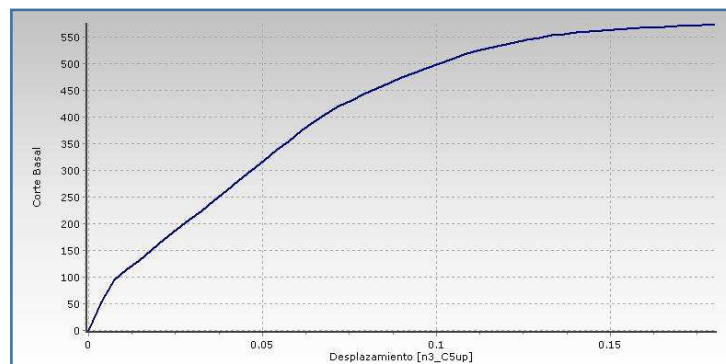


Figura 40, Curva de capacidad de la estructura B3R.

Fuente: El autor

Como la estructura B3R que ha sido analizada a lo largo de todo el capítulo tiene problemas de deriva, se refuerza con FRP mediante un encamisado en las columnas para darle mayor confinamiento, aumentando la capacidad a flexo-compresión de las mismas.

2.4.6 REFORZAMIENTO CON FRP.

La estructura B3R tiene problemas de deriva, fallas a cortante de las vigas, y falla a flexo-compresión de las 8 columnas en la base (determinadas de acuerdo al análisis con el NEC 2011 en ETABS), se procede a analizar individualmente los elementos.

Para los problemas de deriva se recomienda reforzar las columnas, mediante un encamisado de FRP, ya que estas presentan fallas por flexo-compresión y considerando platinas que aumenten la capacidad a flexión (Rosero, 2013). Sin embargo para las vigas no es factible reforzarlas a corte, puesto que están embebidas en la losa (estructura con viga banda).

DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN.

Se determina la carga última con su respectivo momento para cada columna, de acuerdo con las combinaciones de carga, así se tiene.

Tabla 17, Cargas y momentos de la columna central y perimetral, extraídos del ARE.

	2 Columnas Centrales C1		6 Columnas Perimetrales C2	
P	70	T	38	T
M	8.4	T*m	7.8	T*m

Fuente: El autor

Posteriormente se evalúa si la sección y la armadura de la columna son suficientes o necesita reforzamiento de la capacidad resistente, mediante el diagrama de interacción P-M (para la creación del diagrama se empleó la hoja de cálculo Axial y Momento - Versión 4.0 2003-2010 SI).

Para la descripción del proceso se toma como ejemplo el caso de las dos columnas centrales (C1) de la Tabla 17, que tienen una demanda de carga axial y momento de 70T y 8.4 Tm, respectivamente, se puede apreciar el armado de la columna en la gráfica de la sección transversal presentada a continuación.

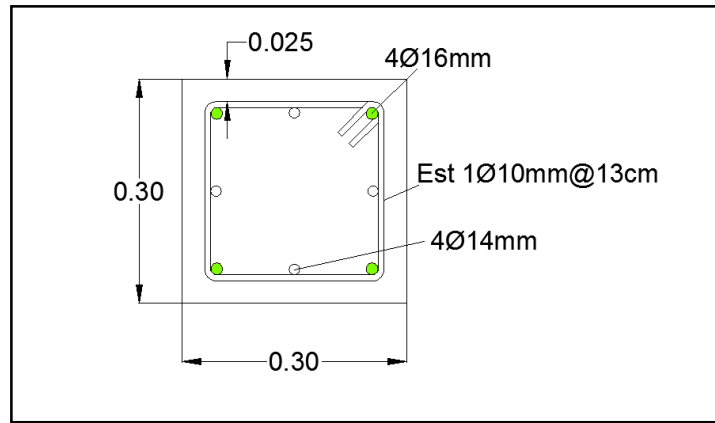


Figura 41, Sección transversal de la columna C1

Fuente: El autor

La columna es de hormigón armado con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$, de la que se obtiene el diagrama de interacción momento carga axial, Para ello se esquematizan las diferentes capas de acero longitudinal que en este caso son tres As1, As2 y As3, con su respectivo módulo de elasticidad y la deformación unitaria del acero al entrar en fluencia (ϵ_y) que es el cociente entre la fluencia del acero y el módulo de elasticidad del mismo.

As1	5.55	cm^2
As2	3.08	cm^2
As3	5.55	cm^2
Es	2100000	kg/cm^2
ϵ_y	0.002	

Como el diagrama de interacción de una columna de hormigón, está constituido por una serie de puntos, formados por los pares ordenados de momento y carga axial (M,P), siendo estos los ejes X e Y respectivamente, basta con obtener los puntos representativos, para crear la curva de interacción, así tenemos: Punto 1, cuando la columna solo soporta fuerzas axiales, sin estar sometida a momentos flexionantes.

En este punto todas las capas de acero, tienen una deformación unitaria, igual a la deformación por compresión del hormigón ($\epsilon_1=\epsilon_2=\epsilon_3=0.003$). Luego se puede obtener los esfuerzos en cada una (f_{s1} , f_{s2} , f_{s3}), puesto que la deformación de cada capa, es mayor que el esfuerzo de fluencia, entonces cada capa está trabajando con un esfuerzo de 4200 kg/cm^2 . Conocidos los esfuerzos se determina la fuerza de compresión en cada capa (P_1 , P_2 , P_3); de manera similar la carga soportada por el hormigón es el producto, de la sección por el esfuerzo a compresión que esta soporta, reducida por un factor de seguridad (0.85).

La máxima carga axial que puede soportar la columna, es la suma de la carga soportada por el hormigón (C_c), y la carga soportada por el acero (P_1, P_2, P_3). De esta manera se obtiene, el primer punto de la curva de interacción sobre el eje Y, con momento flector igual a cero.

PUNTO 1		FUERZAS DE COMPRESIÓN EN EL ACERO	
ϵ_1	0.003	P1	23307.0792 kg
ϵ_2	0.003	P2	12920.2287 kg
ϵ_3	0.003	P3	23307.0792 kg
f_{s1}	4200 kg/cm ²	Cálculo de la carga axial nominal	
f_{s2}	4200 kg/cm ²	P_u	220184.387 kg
f_{s3}	4200 kg/cm ²	P_u	220.184387 T
FUERZAS DE COMPRESIÓN EN EL HORMIGÓN		Momento nominal respecto al eje centoidal x	
C_c	160650	M_n	0 T*cm

Para el punto 2, el eje neutro se encuentra en la parte inferior de la sección transversal, por lo que la deformación unitaria de cada capa se calcula por medio de triangulaciones, según su distancia al eje neutro y el valor de la deformación unitaria del hormigón. El valor de la carga axial C_c , se obtiene de manera similar, pero considerando la altura del bloque equivalente de Whitney (a), como el 85% de la altura de la sección. Los esfuerzos del acero que tengan una deformación unitaria menor a la de fluencia, se los obtiene como el producto de su deformación por la deformación de fluencia. Mientras que para el momento flector nominal M_n , se calcula “ a ” tomando como referencia el centroide de la sección.

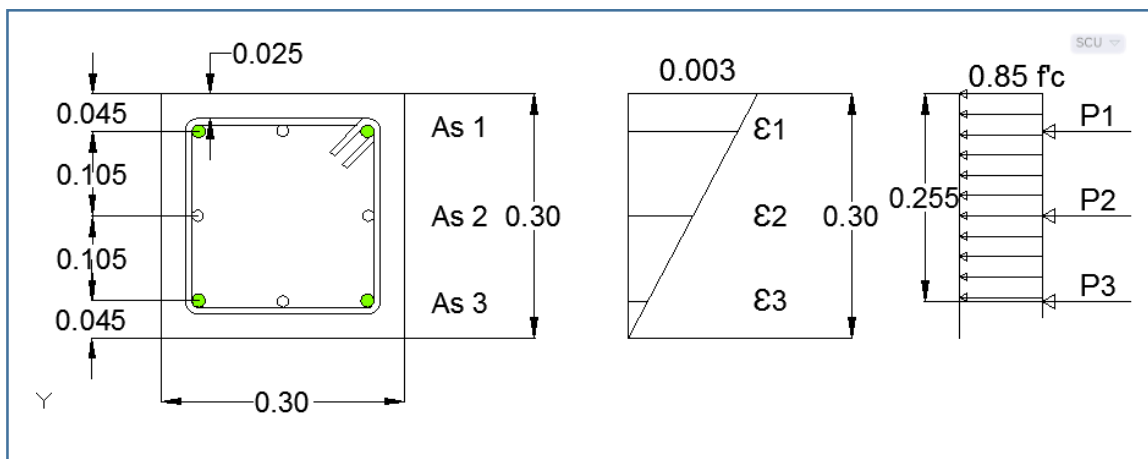


Figura 42, Esquema esfuerzo deformación de la sección

Fuente: El autor

PUNTO 2

Deformaciones unitarias				Cc	136552.5	kg
ϵ_1	0.00255	0.002	mayor	P1	23307.0792	kg
ϵ_2	0.0015	0.002	menor	P2	9690.17152	kg
ϵ_3	0.00045	0.002	menor	P3	5244.09282	kg
Esfuerzos en el acero				Pn	174793.844	kg
fs1	4200	kg/cm ²		Momento flector		
fs2	3150	kg/cm ²		Mn	396477.955	Kg*cm
fs3	945	kg/cm ²		Mn	396.477955	T*cm

Para el tercer punto, el eje neutro se encuentra a 7.5 cm por encima, de la base de la sección transversal de la columna, el cálculo de las deformaciones unitarias de las capas de acero, se realizan por triangulación, de manera similar para la carga axial y el momento flector.

PUNTO 3

Deformaciones unitarias		c		7.5	cm
ϵ_1	0.0024		mayor		0.002
ϵ_2	0.001		menor		0.002
ϵ_3	0.0004		menor		0.002
Esfuerzos del acero				Fuerzas de compresión en el acero	
fs1	4200	kg/cm ²		P1	23307.0792 kg
fs2	2100	kg/cm ²		P2	6460.11435 kg
fs3	840	kg/cm ²		P3	4661.41584 kg
Fuerza de compresión en el hormigón				Pn	127520.153 kg
				Pn	127.520153 T
				Mn	906484.352 kg*cm
Cc	102414.375	kg		Mn	906.484352 T*cm

Para el punto 4, el eje neutro se encuentra en el centroide de la sección transversal de la columna.

PUNTO 4

				c	15	cm
ϵ_1	0.0021		mayor	0.002		
ϵ_2	0		menor	0.002		
ϵ_3	0.0021		mayor	0.002		
Esfuerzos en el acero				Fuerzas de compresión en el acero		
fs1	4200	kg/cm ²		P1	23307.0792	kg
fs2	0	kg/cm ²		P2	0	kg
fs3	4200	kg/cm ²		P3	23307.0792	kg

		Pn	68276.25	kg
Fuerza de compresión en el hormigón		Pn	68.27625	T
		Mn	1137421.51	kg*cm
C _c	68276.25	Mn	1137.42151	T*cm

Para el punto 5, el eje neutro se encuentra a 23.98 cm, por encima de la base de la columna, este valor se obtuvo por iteración, hasta alcanzar una carga axial cercana a cero, para hallar el máximo valor de momento flector, que es capaz de resistir la columna.

				PUNTO 5	
Deformaciones unitarias			c	23.98	cm
ε1	0.000757475	menor	0.002		
ε2	0.004475083	mayor	0.002		
ε3	0.009707641	mayor	0.002		
Esfuerzos en el acero			Fuerzas de compresión en el acero		
fs1	1590.697674	kg/cm ²	P1	8827.26588	kg
fs2	4200	kg/cm ²	P2	12920.2287	kg
fs3	4200	kg/cm ²	P3	23307.0792	kg
			Pu	1.493	kg
Fuerza de compresión en el hormigón			Pn	0	kg
			Mn	742595.511	kg*cm
C _c	27401.535	kg	Mn	742.595511	T*cm

Con estos puntos se puede graficar la curva de interacción nominal, la cual hay que transformar en una curva de interacción para diseño. Esto se obtiene multiplicando, cada par ordenado por el factor de reducción de capacidad ($\phi = 0.7$), y considerando una excentricidad del 10% de la arista (3cm), con el fin de reducir la carga última resistente de la columna, y evitando sustancialmente la falla frágil de la misma, como se observa en la figura 43.

Tabla 18, Puntos del diagrama de interacción de la columna sin reforzar

PUNTOS		
Puntos	Mn (T*m)	P (T)
P1	0.0	123.3
P2	2.8	123.3
P3	6.3	89.3
P4 (B)	8.0	47.8
P5	5.2	0.0
M,P C1	8.4	70
M,P C2	7.8	38
Excentricidad	3	cm
Pumax	98.64	T

Fuente: El autor

Una vez obtenidos los puntos representativos de la curva de interacción se procede a realizar la gráfica con una línea suavizada.

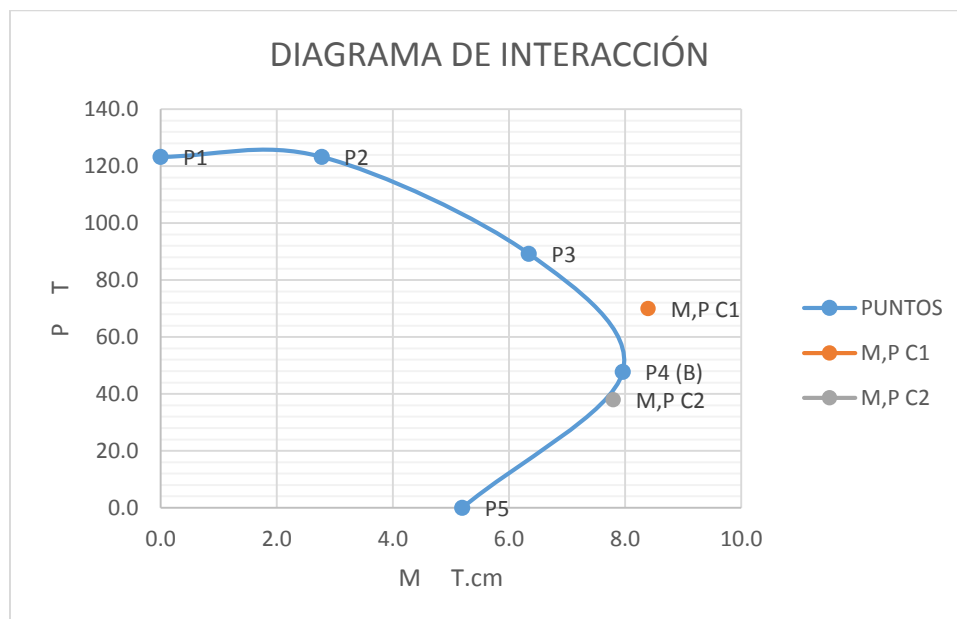


Figura 43, Diagrama de interacción de la columna sin reforzar

Fuente: El autor

Como se puede observar se necesita aumentar la capacidad resistente de las columnas C1 ya que el punto (M, P), recae fuera de la región delimitada por la curva de interacción P-M, mientras que para el tipo C2 el punto de solicitación se encuentra al límite de la curva.

2.4.6.1 REFORZAMIENTO A FLEXO-COMPRESIÓN.

Se refuerza con 3 capas de SIKAWRAP HEX 230 C, cuyas características se describen en la siguiente tabla 19. Donde los valores de la deformación última de fábrica (ϵ_{fu}^*) y del esfuerzo último de fábrica (f_{fu}^*), son afectados por el factor de reducción ambiental (CE), obteniendo la deformación última (ϵ_{fu}) y el esfuerzo último del FRP (f_{fu}).

Tabla 19, Características del SIKA WRAP HEX 230-C

t_f	0.0381	cm	espesor del FRP
ϵ_{fu}^*	0.0097		deformación última (fábrica)
f_{fu}^*	6260	kg/cm ²	esfuerzo último (fábrica)
E_f	588170	kg/cm ²	módulo de elasticidad del FRP
CE	0.95		factor de reducción ambiental
ϵ_{fu}	0.009215		deformación última del FRP
f_{fu}	5947	kg/cm ²	esfuerzo último del FRP
Ke	0.55	Factor de eficiencia ACI 440 2R-08	

Fuente; El autor

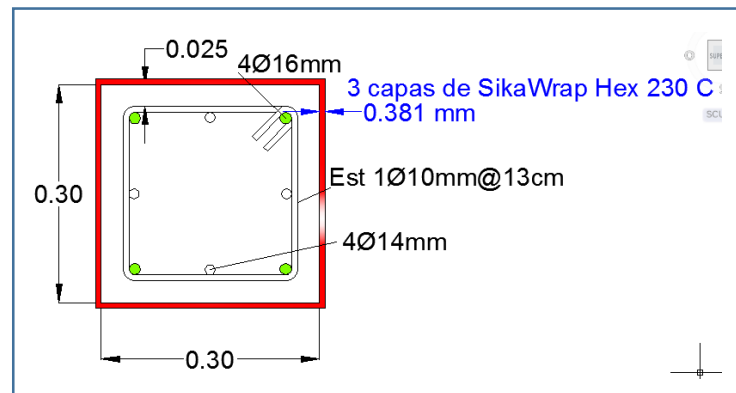


Figura 44, Sección transversal de la columna reforzada.

Fuente: El autor

Se ingresaron dichos datos en la hoja de cálculo flexocompresion.xlsx, basada en el diseño de reforzamiento a flexo-compresión del ACI 440, el mismo que ofrece una gráfica aproximada de la curva de interacción, mediante la determinación de tres puntos (A, B, C). Se deben especificar la cuantía de la columna (p), base de la sección (b) y altura de la sección (h), el radio de la curvatura en las esquinas de la sección (r_c), para reducir la concentración

de esfuerzos y reducir el efecto debonding; se obtiene el área efectiva de confinamiento (A_e) y los factores de forma K_a y K_b ,

PUNTO A

p	0.015749838			
b	30	cm	A_c	900
h	30	cm	A_e/A_c	0.52962877
rc	2.5	cm	radio curvatura en las esquinas	
Factores de forma				
ka	0.529628766			
kb	0.529628766			

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] - \rho_g}{3A_g - 1 - \rho_g}$$

Como el encamisado con FRP proporciona confinamiento, este aumenta la capacidad a compresión del hormigón, pasando de una resistencia a la compresión (f'_c), a una resistencia a la compresión del hormigón confinado (f'_{cc}). Esto se lo obtiene especificando el módulo de fluencia del FRP (E_f), el número de capas de FRP (n), el espesor de cada capa de FRP (t_f), la deformación efectiva del FRP (ϵ_{fe}), que es el producto de la deformación última del FRP con el factor de eficiencia (0.55), para garantizar la integridad al corte; obteniendo la diagonal de la sección rectangular (D), la presión de confinamiento (f_l), y el esfuerzo a compresión máximo de la columna, reducidas por los factores de seguridad (0.95 y 0.65) que toman en cuenta el efecto debonding y la excentricidad, se obtiene la carga última en el punto A.

Presión de confinamiento máxima debido al encamisado de FRP

E _f	588170	kg/cm ²
n	3	
t _f	0.0381	cm
ε _{fe}	0.00506825	
D	42.42640687	cm
f _l	16.06204624	kg/cm ²
f _l	1.63898431	Mpa

Esfuerzo a compresión máxima del concreto confinado

			φPnA	123622.089	kg
ψ	0.95		φ	0.65	
f'cc	236.6691996	kg/cm ²	φPnA	123.622089	T

Para el punto B, la deformación efectiva (ϵ_{fe}) es 0.004, correspondiente al máximo valor de deformación, obteniendo un nuevo valor de la presión de confinamiento (f_l), y del esfuerzo a compresión máximo (f'_{cc}).

PUNTO B

efe	0.004		ACI 440 2R.08 sección 12.2
fl	12.67660138	kg/cm ²	
fl	1.267660138	Mpa	
f'cc	231.0480538	kg/cm ²	

Se calcula la deformación unitaria a compresión máxima en el concreto reforzado con FRP, teniendo en cuenta la deformación asociada a f'c (ε'c), la deformación máxima del concreto confinado (εccu), módulo de elasticidad de la rama ascendente de la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado (E2).

Deformación unitaria a compresión máxima en el concreto reforzado con FRP

ε'c	0.001770018		
εccu	0.003635084		$\varepsilon'_c = \frac{1.71 \cdot f'_c}{E_c}$
E2	5790.252863	kg/cm ²	
E2	579.0252863	Mpa	$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.50 + 12\kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$

Se deduce la deformación unitaria de transición (ε't), en la curva esfuerzo deformación para el concreto confinado con FRP, el cual es directamente proporcional a la resistencia del concreto, e inversamente proporcional a la diferencia entre el módulo de elasticidad del concreto (Ec), y módulo de elasticidad de la rama ascendente de la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado (E2). Para el punto B, se considera que el eje neutro está en el centroide de la capa de acero inferior de la sección, con lo cual se determina la coordenada vertical a partir del eje neutro (yt).

Deformación unitaria de transición en la curva esfuerzo deformación para el concreto confinado con FRP

ε't	0.002131017		c	27.5	cm
Ec	202879.2744	kg/cm ²	recub	2.5	cm
f'c	210	kg/cm ²			
			yt	16.1214884	cm

Se procede a identificar las deformaciones del acero en cada capa (εs1, εs2, εs3), los cuales se obtienen por triangulación, mediante el diagrama de esfuerzo deformación; con dichos valores se calculan los esfuerzos en cada capa (fs1, fs2, fs3), multiplicando las

deformaciones en cada capa por el módulo de elasticidad del acero (E_s), y no puede ser mayor al esfuerzo de fluencia.

ϵ_{s1}	0.00330	f_{s1}	4200	kg/cm ²
ϵ_{s2}	0.00165	f_{s2}	3469.85262	kg/cm ²
ϵ_{s3}	0.00000	f_{s3}	0	kg/cm ²

Se obtienen las fuerzas de tensión en cada capa, multiplicando los esfuerzos por el acero correspondiente ($A_s * f_s$), asimismo se calcula los momentos ejercidos por dichas fuerzas en la sección ($A_s * f_s * d_i$), para luego realizar una sumatoria de fuerzas ($\sum A_{si} * f_{si}$), y la sumatoria de momentos ($\sum A_{fi} * f_{si} * d_i$), con el fin de calcular cada uno de los coeficientes necesarios (A, B, C, D, E, F, G, H, I), para calcular la capacidad axial nominal ($\phi P_n B$) y el momento nominal ($\phi M_n B$).

$A_s * f_s$	23307.07922	Kg	$A_s * f_s * d_i$	291338.49	Kg.cm
$A_s * f_s$	10674.11652	Kg	$A_s * f_s * d_i$	0	Kg.cm
$A_s * f_s$	0	Kg	$A_s * f_s * d_i$	0	Kg.cm
$\sum [A_{si} * f_{si}]$	33981.19574	Kg	$\sum [A_{fi} * f_{si} * d_i]$	291338.49	Kg.cm

Coeficientes

A	-8.0799565	kg/cm ²
B	390.7827758	kg/cm ²
C	-6300	kg/cm ²
D	181932.3222	kg
E	-6.05996738	kg/cm ²
F	361.5213068	kg/cm ²
G	-8034.7847	kg/cm ²
H	78750	kg
I	267209.3794	kg/cm ²

Capacidad axial nominal

$\phi P_n B$	118337.955	kg
$\phi P_n B$	118.337955	T

Momento Nominal

$\phi M_n B$	549437.321	kg*cm
$\phi_i M_n B$	5.49437321	T*m

Para el punto C, se calcula la nueva posición del eje neutro, en función de la posición anterior, y de la máxima deformación unitaria del acero 0.002, y de la deformación máxima del concreto confinado (ϵ_{ccu}); con la nueva posición del eje neutro, se obtiene el valor de la coordenada vertical a partir del eje neutro (y_t).

PUNTO C

c	17.73971906	cm
ϵ_{ccu}	0.003635084	
ϵ_{sy}	0.002	
y_t	10.39966093	cm

Se obtienen los nuevos valores de las deformaciones en cada capa de acero, y los esfuerzos así como las fuerzas internas y momentos, necesarios para determinar los coeficientes, la capacidad axial nominal y el momento nominal para el punto C.

$\epsilon s1$	0.00312		$f s1$	4200	kg/cm ²
$\epsilon s2$	0.00056		$f s2$	1178.94353	kg/cm ²
$\epsilon s3$	-0.00200		$f s3$	-4200	kg/cm ²
$A s * f s$	23307.07922	Kg	$A s * f s * d i$	355193.339	Kg.cm
$A s * f s$	3626.719049	Kg	$A s * f s * d i$	9936.1913	Kg.cm
$A s * f s$	-23307.0792	Kg	$A s * f s * d i$	215830.101	Kg.cm
Σ	3626.719049	Kg.cm	Σ	580959.632	Kg.cm
Coeficientes					
A	-19.4169465	kg/cm ²	Capacidad axial nominal		
B	605.7889812	kg/cm ²	$\phi P n B$	64446.4987	kg
C	-6300	kg/cm ²	$\phi P n B$	64.4464987	T
D	117361.0285	kg	Momento Nominal		
E	-14.5627099	kg/cm ²	$\phi M n B$	858007.716	kg*cm
F	457.0562993	kg/cm ²	$\phi M n B$	8.58007716	T*m
G	-4809.69162	kg/cm ²			
H	17260.23007	kg			
I	735999.0221	kg/cm ²			

Para determinar el máximo momento resistente que puede soportar la columna reforzada se interpola con el valor obtenido en el gráfico momento carga axial de la columna sin reforzar, de esta manera se obtiene la siguiente tabla con los cuatro puntos representativos para obtener la gráfica momento carga axial de la columna reforzada con FRP.

Tabla 20, Puntos del diagrama de interacción de la columna reforzada

PUNTOS		
Puntos	Mn (T*cm)	P (T)
P1	0.0	123.6
P2	5.5	118.3
P3 (B)	8.6	64.4
p4	5.6	0.0
M,P C1	8.4	70
M,P C2	7.8	38
Excentricidad	3	cm

Fuente: El autor

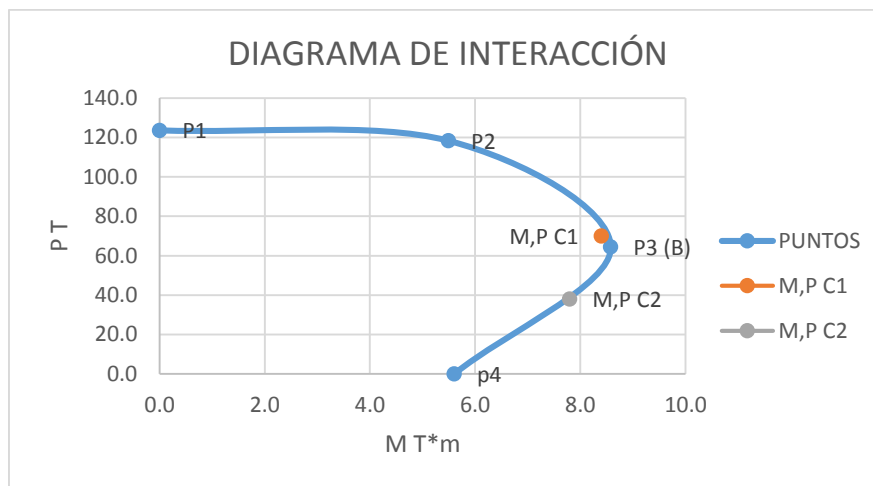


Figura 45, Diagrama de interacción, columnas reforzadas

Fuente; El autor

Como se puede apreciar en la figura anterior, las solicitaciones (M, P) se encuentra dentro de la región delimitada por la curva, por lo que las 3 capas de SIKAWRAP HEX 230C, son suficientes.

Resumen del reforzamiento a flexo-compresión en los modelos computacionales.

Se presenta el siguiente resumen de los reforzamientos a flexo-compresión, que se realiza individualmente a cada nivel en cada modelo, siendo los valores más altos de cada nivel, tanto de carga axial como de momentos, los indicadores para realizar el reforzamiento con encamisados de SIKAWRAP HEX 230C. A continuación se indica la variación en la resistencia a la compresión del hormigón simple y el hormigón confinado con FRP, se recuerda al lector que el hormigón empleado en todos los modelos es de 210 kg/cm², puesto que es la resistencia estándar a la que se elaboran los hormigones en el medio.

Tabla 21, Resistencia a compresión del hormigón en cada modelo

COMPARACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DE LAS COLUMNAS (f'c) CON LA RESISTENCIA UNA VEZ REFORZADAS (f'cc)										
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION										
Se realizo un encamisado con SikaWrap Hex 230C, a todas las columnas de ciertos niveles detallados a continuacion:										
f'c en kg/cm2										
DESCRIPCION	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						210				
2 NIVELES					210	210	210			210
3 NIVELES	210	210	210	210	210	210				210
4 NIVELES	210	210	210	210	210		210	210		210
5 NIVELES	210	210	210	210	210					210

Fuente: El autor

Como se puede observar en la tabla anterior, existen celdas en blanco, esto se debe a que no todas las estructuras necesitan reforzamiento a flexo-compresión, esto depende de los resultados obtenidos en el Análisis de Respuesta Espectral con el NEC 2011, realizado en ETABS, así se tiene. Asimismo no se reforzaron todos los niveles en cada modelo, lo cual se puede visualizar en la siguiente tabla.

Tabla 22, Niveles a reforzarse por flexo-compresión en cada modelo

SE REFUERZAN TODAS LAS COLUMNAS DE LOS SIGUIENTES NIVELES										
DESCRIPCION	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						ninguna	ninguna			
2 NIVELES					BASE	ninguna				BASE
3 NIVELES	BASE	BASE	BASE	BASE	BASE	BASE				BASE
4 NIVELES	BASE	BASE	BASE	BASE	BASE		BASE	BASE		BASE
5 NIVELES	BASE Y P1	BASE Y P1	BASE Y P1	BASE Y P1	BASE Y P1					BASE Y P1

Fuente: El autor

Las celdas con la etiqueta roja (ninguno), indican que el modelo no necesita reforzamiento a flexo compresión, pero se ha realizado otro tipo de reforzamiento con FRP, que se describe posteriormente. Además no se reforzaron todos los niveles en cada modelo, con el mismo número de capas, ya que esto varía según su capacidad, lo cual se puede visualizar en la siguiente tabla.

Tabla 23, Número de capas para el encamisado en cada modelo

ADICIONANDO SIKAWRAP HEX 230C										
DESCRIPCION	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						ninguna	ninguna			
2 NIVELES					2 capas	ninguna				2 capas
3 NIVELES	4 capas	2 capas	4 capas	4 capas	4 capas	4 capas				4 capas
4 NIVELES	2 capas	2 capas	2 capas	2 capas	4 capas		2 capas	2 capas		2 capas
5 NIVELES	4 capas	2 capas	2 capas	2 capas	4 capas					4 capas

Fuente: El autor

Y finalmente se observa la variación de la resistencia a la compresión, que surgieron durante los reforzamientos de los modelos, y que dependen de las características de las columnas a reforzar (secciones, armadura, propiedades mecánicas), y las del FRP (propiedades mecánicas, geometría). La variación no es significativa, sin embargo, al aumentar la resistencia a compresión también se aumenta el módulo de elasticidad, y por ende, la rigidez de la estructura, por lo que se induce a pensar que al reforzar con FRP se disminuye la deriva.

Tabla 24, Resistencia a la compresión del hormigón confinado en cada modelo

f'cc en kg/cm2										
DESCRIPCION	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						210	210			
2 NIVELES					227	210				227
3 NIVELES	249	227	245	245	245	244				244
4 NIVELES	224	224	224	224	238		224	224		224
5 NIVELES	233	222	222	222	233					233

Fuente: El autor

2.4.6.2 REFORZAMIENTO A FLEXIÓN

Como se indicó anteriormente, las estructuras con vigas bandas son flexibles, y regularmente presentan grandes momentos en las columnas, por lo que se recomienda además del encamisado con FRP proporcionarle mayor capacidad a la flexión con platinas de FRP como el Sika Carbodur S512.

Se recuerda al lector que el momento solicitante es de (8.4 Tm), es mismo que es capaz de resistir la columna reforzada con SikaWrap Hex 230C, por lo que no se pretende diseñar un reforzamiento a flexión de las columnas, ya que estas no se diseñan así (Rosero, 2013), solo se quiere aumentar su capacidad a flexión, para lo cual se considera colocar 2 platinas de 5cm de ancho y 1.2mm de espesor. Como los modelos realizados no son estructuras reales, se asume que la columna esta inicialmente agrietada, por lo que el módulo de elasticidad es de $E_c = 12000\sqrt{f'c}$ para secciones agrietadas, y procedemos a ingresar las propiedades de la sección.

Se ingresan los datos de la columna, como la distancia entre el centroide del acero a compresión y la parte superior de la sección transversal (d), la base de la viga (bw), el acero a compresión (As), el módulo de elasticidad del acero (Es), el módulo de elasticidad del concreto (Ec), la resistencia a la compresión del hormigón (f'c), el momento inicial (Mi), la altura de la sección (h), la distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema superior (c). Con estos datos se calcula la cuantía (p), el cociente entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto (ns), la distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema a compresión de la sección agrietada (ca_cr), la inercia de la sección agrietada (Icr), la deformación inicial al momento de aplicar el reforzamiento (εbi). Como no se dispone de datos reales para indicar el momento inicial se asume que la columna experimenta la carga vertical de diseño con una excentricidad del 10%.

Datos			Resultados	
d	25.50	cm	ρ	0.007
bw	30.00	cm	ns	12.076
As	5.56	cm ²	c_{a_cr}	8.678 cm
Es	2100000.00	kg/cm ²	I_{cr}	25535.413 cm ⁴
Ec	173896.52	kg/cm ²	ϵ_{bi}	0.000
f'c	210.00	kg/cm ²	$\epsilon_{bi} = \frac{M_i(h - c)}{E_c \cdot I}$	
Mi	100000.00	kg*cm		
h	30.00	cm		
c	5.31	cm		

$$c_{a_cr} = d \cdot \left(\sqrt{(\rho \cdot n_s)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n_s} - \rho \cdot n_s \right)$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot c_{a_cr}^3 + n_s \cdot A_s \cdot (d - c_{a_cr})^2$$

El valor de “c” de la tabla anterior, se obtiene a través de un proceso iterativo hasta alcanzar convergencia, entre el equilibrio estático de las fuerzas tensionantes, y de las fuerzas a compresión de la sección sin agrietamiento, y sin reforzamiento con FRP. Una vez determinadas los valores de la inercia agrietada y de la deformación inicial, se ingresan las características del FRP, afectados por el coeficiente de exposición ambiental (CE) y de eficacia. Para este modelo son 2 platinas Carbodur S512 de 5cm de ancho y un espesor de 12mm.

PLATINAS SIKA CARBODUR S 512

Efu*	0.018		
Ffu*	28000	kg/cm ²	
CE	0.95		
ϵ_{fu}	0.0171	valor mínimo	Deformación de rotura
ffu	26600	kg/cm ²	Resistencia a la tracción

Se ingresa el número de platinas, su espesor (tf), la deformación efectiva de diseño (ϵ_{fd}), el módulo de elasticidad del FRP (Ef), con ello se realiza un proceso iterativo, en el que se emplea el diagrama de esfuerzos de una sección reforzada a flexión con FRP, en el que se realiza un proceso cíclico, hasta llegar al equilibrio estático de fuerzas, con esto se logra determinar el momento resistente proporcionado por el acero a compresión, acero a tracción y por el FRP. Como se puede observar en la tabla 25, el momento resistente proporcionado por las 2 platinas Carbodur S 512 es de 136215 kg.cm (1.36 Tm), que equivale a colocar 1.42 cm² de acero a tracción o lo que es lo mismo 2 Ø de 10mm, ver Anexo C.

Tabla 25, Momento resistente del elemento reforzado.

PLATINAS S 512						
efu	0.018					
ffu	28000	kg/cm2	valor minimo			
CE	0.95					
deformacion y resistencia afectadas por el factor de exposicion ambiental						
efu	0.0171	valor minimo		Deformacion de rotura		
ffu	26600	kg/cm2		Resistencia a traccion		
Deformacion ultima efectiva			Momento resistente de la viga reforzada			
numero de c	2		As a compres	518560.66	Kgcm	5.186 Tm
tf	1.2	mm	As a traccion	-7039.13	Kgcm	-0.070 Tm
efd	0.00294		frp	136215.223	Kgcm	1.362 Tm
f'c	210	kg/cm2				6.477 Tm
Ef	1700000	kg/cm2	∅	0.711		4.604 Tm
0.9*efu	0.01539					
$\phi Mn = \phi (M_{ns} + M_{ns'} + \psi_f \cdot M_{nf})$ $\phi Mn = \phi \left[As \cdot fs \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) + As' \cdot fs' \cdot \left(\frac{\beta \cdot c}{2} - d' \right) + \psi_f \cdot Af \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta \cdot c}{2} \right) \right]$						

Fuente: El autor

Con el reforzamiento adicional con las platinas de FRP, se termina de diseñar el reforzamiento de este modelo “B3R”, es decir el modelo se refuerza con 3 capas de SikaWrap HEX 230C, en todas las columnas de la base, así como con 2 láminas de Sika Carbodur S 512 en todas las columnas, y en ambos sentidos “x” e “y”, puesto que la fuerza horizontal puede venir en cualquier dirección. A pesar de que las vigas necesitan reforzarse a corte, debido al escaso peralte de las mismas por ser viga banda, no existe ningún procedimiento práctico para su modelación, por lo que solo se refuerza las vigas de las estructuras con vigas peraltadas, cuyo procedimiento se describe posteriormente.

Resumen del reforzamiento a flexión en los modelos computacionales.

Los modelos que se reforzaron con platinas se detallan a continuación, de estos modelos solo se reforzaron las columnas de la base, pues son estas las que tienen la mayor deformación.

Tabla 26, Niveles de las estructuras reforzadas con platinas

DESCRPCIÓN	SE REFUERZAN TODAS LAS COLUMNAS DE LOS SIGUIENTES NIVELES									
	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL										
2 NIVELES					BASE					
3 NIVELES	BASE			BASE	BASE					
4 NIVELES					BASE					
5 NIVELES					BASE					

Fuente el autor.

De las 6 estructuras reforzadas con platinas, se emplean dos platinas en ambos sentidos para las 5 edificaciones y 1 platina en ambos sentidos para la “B2V”, tal como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 27, Número de platinas en cada modelo.

PLATINAS DE SIKA CARBODUR S 512 ADICIONADAS A CADA MODELO EN AMBOS SENTIDOS										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL										
2 NIVELES					1 platina					
3 NIVELES	2 platinas			2 platinas	2 platinas					
4 NIVELES					2 platinas					
5 NIVELES					2 platinas					

Fuente: El autor

2.4.6.3 EJEMPLO DE REFORZAMIENTO A CORTE.

Las estructuras se han reforzado a flexo-compresión y a flexión, según su comportamiento individual, asimismo se procede a verificar el cortante, mediante un análisis con el NEC 2011, realizado en ETABS.

Tabla 28, Porcentajes de vigas que fallan a esfuerzo cortante, ARE en ETABS

NEC 2011										
DESCRPCION	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	59	0	0	0	0	47	8	0	0	0
2 NIVELES	29	0	0	0	64	12	0	0	0	0
3 NIVELES	47	8	58	20	92	8	0	0	0	45
4 NIVELES	3	2	60	3	75	0	0	0	0	15
5 NIVELES	11	43	74	10	82	0	0	0	0	27

Fuente: El autor

Se puede apreciar que las vigas bandas, presentan problemas para resistir el esfuerzo cortante, por lo que se procedió a colocar doble estribo en los modelos computacionales ingresados en SeismoStruct. Se recuerda al lector, que solo se refuerzan a cortante los modelos con viga peraltada, pues no es posible reforzar a corte una viga embebida en la losa, como ocurre con las vigas bandas. Para ejemplificar el reforzamiento a cortante se trabaja con el modelo “P3V” (estructura con vigas peraltadas de 3 niveles con volados), donde el 45% de sus vigas requieren reforzarse a corte. Se emplea la hoja de cálculo “Cortante - Versión 4.0 2003-2010 SI”, donde se ingresan los datos geométricos de la viga, como luz (L), carga (W), fuerza de corte, diámetro del estribo, módulo de fluencia del acero (fy), separación (s), resistencia a la compresión del hormigón (f’c), ancho de viga (b), distancia

del centroide del acero a tracción hasta la fibra extrema del hormigón a compresión (d), determinando con ello el cortante resistente proporcionado por el acero (V_s), el cortante proporcionado por el hormigón (V_c), y el cortante último.

DATOS			Resistencia a cortante		
L	3.5	m	f'_c	210	kg/cm ²
W	3.08	T/m	b	25	cm
Corte	14.5	T	d	25.5	cm
\emptyset	10	mm	V_c	4896.27	kg
ESTRIBO					
A_v	0.785	cm ²	V_u	13377.91	kg
f_y	4200	kg/cm ²	V_u	13.38	T
s	13	cm	13.38	>	14.5
V_s	12940.93	kg	FALL		

Como se observa en el proceso anterior, el cortante resistente es menor que la demanda, por lo que se refuerza con SIKAWRAP HEX 300C, colocado en forma de U a 90 grados; luego se especifica el ancho (wf), su espesor (tf), la deformación última de fábrica (ϵ_d^*f), el esfuerzo último de fábrica (f^*fu), el módulo de elasticidad del FRP (Ef), calculando con ello la longitud de desarrollo (L_e) y el esfuerzo efectivo (ϵ_{fe}).

Refuerzo tipo U

Sika Wrap 300C

Ángulo de aplicación	90	CE	0.95
wf	25 cm	ffu	6289 kg/cm ²
df	20.4 cm	ϵ_{fu}	0.009595
tf	0.0508 cm	Para la envoltura en U	
ϵ_{f^*u}	0.0101	L_e	63.68154 cm
f^*fu	6620 kg/cm ²	n	1 capa
f^*fu	662 Mpa	k1	3.925579
Ef	517240 kg/cm ²	k2	-2.12164
Ef	51724 N/mm ²	Kv	-4.64513
		ϵ_{fe}	-0.04457

Considerando que la longitud de desarrollo es de 63 cm y que el peralte útil de la viga es de 10 cm, se toman en cuenta la desviación de los tejidos y la continuidad mecánica que brinda la guía Japonesa. Se determina el esfuerzo efectivo (ϵ_{fe}), el cortante proporcionado por el acero (V_s), por la sección de hormigón y por el FRP (V_f), por último se verifica que el cortante resistente sea mayor que la sollicitación, así tenemos.

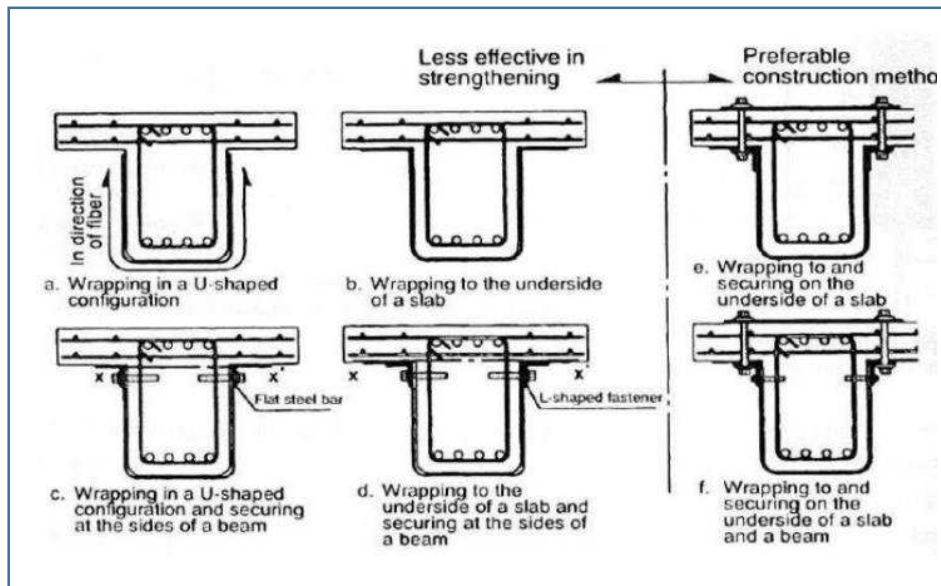


Figura 46, Esquema de los tipos de reforzamiento a cortante según la guía Japonesa

Fuente: Rosero, 2013

Tabla 29, Capacidad a corte la sección reforzada

Considerando la guía Japonesa				
asumiendo la posibilidad de extender el FRP				
ϵ_{fe}	0.004	máximo valor permisible para FRP		
f_{fe}	2068.96	kg/cm ²		
A_{fv}	2.54	cm ²		
V_f	4288.215	kg	V_u	8538.746 kg
Chequeo del límite de refuerzo			ϕ	0.75
V_s	405.3405		ϕ	0.85
V_f	428.8215		V_u	8.538746 T
f'_c	21		8.54	> 8.40
V_s+V_f	834.162			OK
$0.66 \cdot r_f \cdot c \cdot b \cdot d$	1451.76			El diseño es correcto

Fuente: El autor

Resumen del reforzamiento a cortante en los modelos computacionales.

Se refuerzan en total 7 modelos, en los que se coloca un refuerzo a cortante tipo U, con SIKAWRAP HEX 300C, colocadas con una separación de 10 cm y un ángulo de 90°.

Tabla 30, Número de vigas reforzadas a cortante en cada modelo.

NÚMERO DE VIGAS REFORZADAS EN LOS MODELOS										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						4		1		
2 NIVELES						4				
3 NIVELES						4				24
4 NIVELES										10
5 NIVELES										21

Fuente: El autor

Del total de vigas reforzadas en cada edificación, no todas pertenecen a un mismo nivel, tal como se describe en la siguiente tabla 31; esto se debe al aumento de la solicitación de carga, a la excentricidad producida por los volados, y a la irregularidad en planta. Todas las estructura descritas anteriormente, se refuerzan con 1 sola capa de SIKAWRAP HEX 300C, a excepción de la edificación “P5V”, que se refuerza con 2 capas.

Tabla 31, Niveles en los que se refuerzan las vigas en cada modelo.

NIVELES EN LOS QUE SE REFUERZAN LAS VIGAS										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						NIVEL 1	NIVEL 1			
2 NIVELES						NIVEL 1				
3 NIVELES						NIVEL 2				NIVEL 1 Y 2
4 NIVELES										NIVEL 1 Y 2
5 NIVELES										NIVEL 1,2 Y 3

Fuente: El autor

2.4.7 REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN SEISMOSTRUCT.

Se agrega el nuevo material como un modelo tri-lineal para FRP, asumiendo una resistencia nula a la compresión, teniendo en cuenta parámetros como la resistencia a la tracción, el mismo que debe estar afectado por el coeficiente de exposición ambiental y el coeficiente de eficiencia (0.65). El diagrama de esfuerzo deformación al ser un material elástico es lineal hasta su rotura (línea exterior izquierda), sin embargo se aplica un factor de seguridad representada por el esfuerzo inicial (línea interior izquierda), y por ultimo para evitar una inestabilidad numérica es necesaria indicar el esfuerzo post-pico que representa el valor de decremento de esfuerzo al llegar a su límite de resistencia (línea derecha).

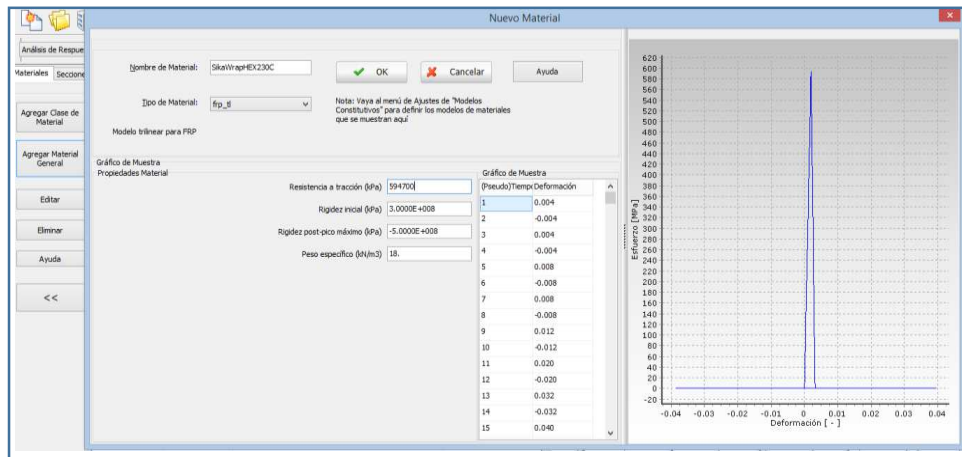


Figura 47, Modelo trilineal para el FRP

Fuente: El autor

Una vez ingresado el material se crea una nueva sección rectangular hueca de la dimensiones de la columna más el espesor del encamisado en cada dirección ($0.6+2*0.001143$, puesto que son 3 capas de 0.381mm) y con el material antes creado SikaWrap HEX 230C. Además, es posible seleccionar diversos tipos de secciones para modelar el FRP, como: sección rectangular maciza (platinas), sección rectangular hueca (encamisado), una sección rectangular compuesta o una sección rectangular encamisada de hormigón armado. Otra alternativa en la sección rectangular de hormigón armado, es modificar el factor de confinamiento ingresando propiedades del FRP así como su disposición geométrica (láminas o tiras con sus respectivos espaciamentos).

El reforzamiento con FRP en el proyecto, se empleó la sección rectangular hueca (encamisado y reforzamiento a cortante) y la sección rectangular maciza (platinas).

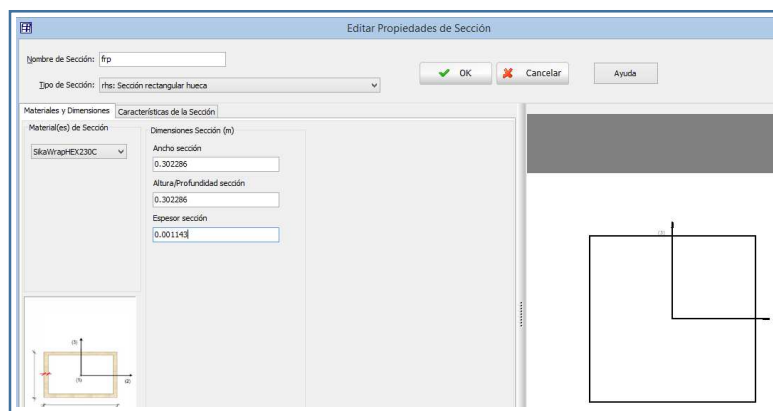


Figura 48, Propiedades de la sección para el encamisado

Fuente: El autor

Se adiciona un nuevo tipo de elemento para análisis, elfrm “elemento elástico de pórtico”, con la sección FRP, por último, se conectan los elementos según la ubicación de las columnas y vigas a reforzar, con ayuda del input gráfico.

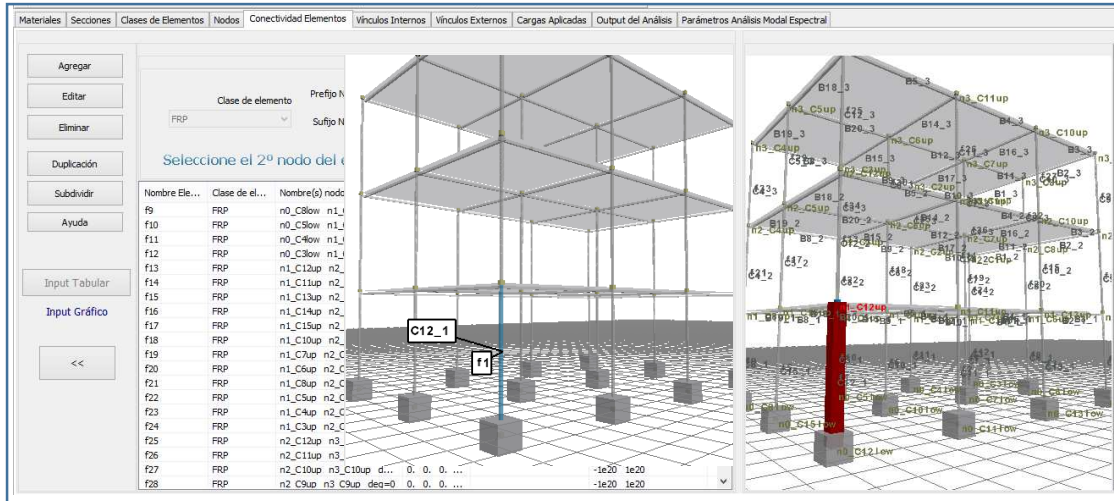


Figura 49, Creación del encamisado con FRP

Fuente: El autor

Analizamos la estructura reforzada, para visualizar los resultados del análisis modal espectral, en cuanto a los desplazamientos en los 3 niveles bajo la misma combinación de cargas.

Tabla 32, Diferencia entre los desplazamientos de la estructura B3R

	DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS		
	Sin Reforzamiento (m)	Reforzada (m)	Diferencia (mm)
BASE	0.00000	0.00000	0.0
N1	0.01087	0.00911	1.8
N2	0.02658	0.02302	3.6
N3	0.03742	0.03320	4.2

Fuente: El autor

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

Se recuerda al lector, que para poder establecer un esquema fiable de resultados, se toman en consideración las siguientes variables:

- Las características dinámicas de la estructura como son el período, frecuencia, masas modales participantes.
- Cortante basal.
- Derivas.
- Gráfica del cortante basal vs la deformación en la azotea (curva pushover).

Dichas variables se encuentran divididas en las siguientes etapas: Predimensionamiento, análisis en ETABS y Análisis en SEISMOSTRUCT. Las dos primeras tratan de la comparación de los códigos CEC 2000 y NEC 2011, mientras que en el análisis en SEISMOSTRUCT se realizan las comparaciones entre las estructuras antes y después de su reforzamiento.

3.1 RESULTADOS DEL PREDIMENSIONAMIENTO

Al predimensionar los 50 modelos con las normas del ACI 318 y al compararlas con las secciones determinadas en el sondeo realizado en Manta, se obtuvieron resultados interesantes en cuanto al cortante basal y las derivas elásticas o drifts.

3.1.1 CORTANTE BASAL

Los valores del cortante basal “CB” en esta etapa, corresponden a un cortante estático, cuyos valores para cada modelo se detallan en la Tabla 33; se observa que el CB varía proporcionalmente, según las características geométricas de cada estructura y del coeficiente sísmico para el CB impuesto por el código; el cual es constante para estructuras de 1 a 4 niveles según su tipología, así tenemos: con volados, irregular en planta, entre otros (ver descripción de los modelos estructurales en estudio, pág. 30); esto ocurre puesto que todos los modelos están bajo el mismo tipo de suelo (Suelo tipo S2), zona sísmica y uso (vivienda).

Por tanto el cortante basal cambia en función del tipo de estructura (factor de respuesta R), Irregularidad (factores \emptyset_p , \emptyset_e), la altura de la edificación (período de vibración), y el peso reactivo, de los cuales el la altura del edificio (de la cual depende el período de vibración), es la más influyente para la diferencia de resultados entre el Código Ecuatoriano de la

Construcción 2000 (CEC 2000) y las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011 (NEC 2011).

Tabla 33, Resultados del cortante basal estático en el Predimensionamiento.

CORTANTE BASAL										
CEC 2000										
DESCRIPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	17.752	9.968	13.426	13.426	18.69	14.196	7.98	10.738	10.724	14.952
2 NIVELES	31.178	19.95	24.934	26.866	37.38	24.92	15.96	19.95	21.462	29.904
3 NIVELES	45.08	29.918	29.918	40.754	56.056	36.022	23.94	23.94	32.704	44.842
4 NIVELES	58.184	39.9	44.884	53.858	74.746	46.55	31.92	35.91	43.092	59.794
5 NIVELES	62.482	42.392	46.634	57.232	79.422	49.98	33.908	37.31	45.78	63.532

NEC 2011										
DESCRIPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	17.96	10.09	13.58	13.58	18.9	14.95	8.41	11.31	11.3	15.75
2 NIVELES	31.54	20.18	25.22	27.17	37.8	26.26	16.81	21.02	22.62	31.5
3 NIVELES	45.59	30.27	30.27	41.22	56.7	37.96	25.22	25.22	34.31	47.25
4 NIVELES	58.85	40.35	45.4	54.48	75.6	49.04	33.63	37.83	45.4	63
5 NIVELES	74.34	50.44	55.49	68.1	94.5	61.95	42.04	46.24	56.75	78.75

Fuente: El autor

El coeficiente sísmico para el cortante basal disminuye, a partir de $h=15\text{m}$ (5 pisos) en el CEC 2000, mientras que en el NEC 2011 se mantiene constante hasta estructuras de $h=24\text{m}$ (8 pisos), esto se debe a la variación de la aceleración espectral que está en función del periodo, y este a su vez de la altura (Figura 51). Asimismo se visualiza en la tabla anterior, que la estructura de 3 pisos con irregularidad en planta (B3P) y en elevación (B3E), tienen el mismo valor del CB, esto es un caso particular debido a la coincidencia de áreas en la configuración geométrica.

Las estructuras "B3P" y "B3E" están conformadas por 12 paños de 12.25 m^2 por lo que su peso reactivo coincide y al tener el mismo coeficiente 0.9 tanto para irregularidad en planta y en elevación, sus cortes basales son iguales, este caso se da tanto para el ejemplo con vigas bandas como en el de vigas peraltadas (Figura 50).

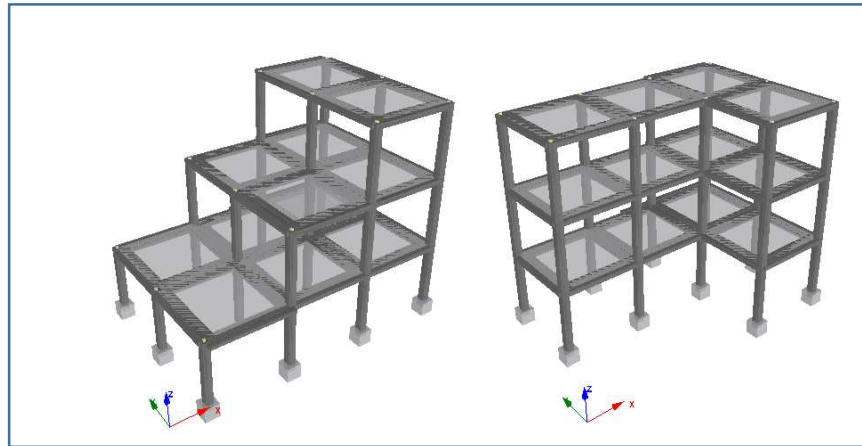


Figura 50, Estructuras B3E y B3P.

Fuente: El autor

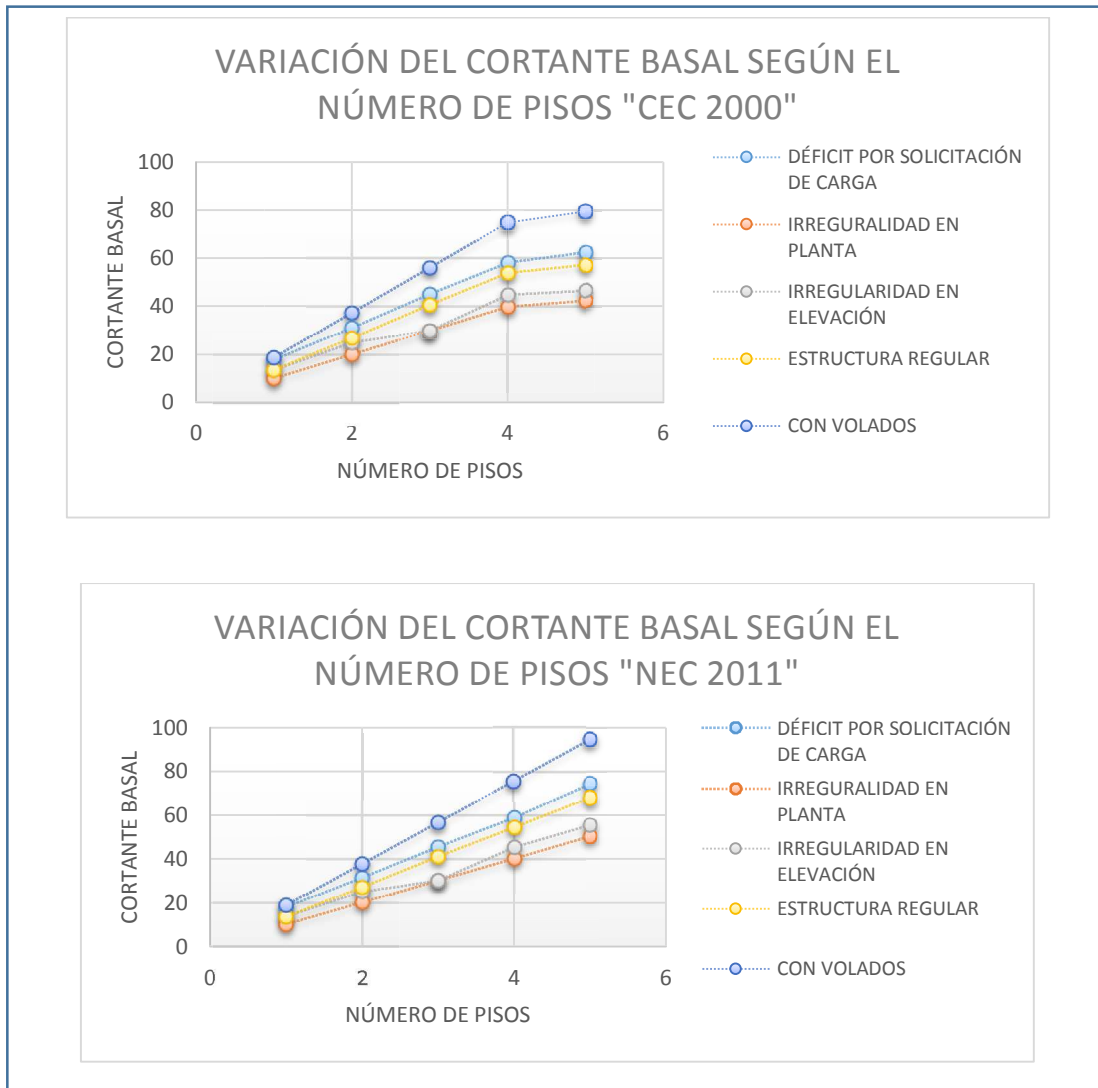


Figura 51, Variación del cortante basal, estructuras con viga banda.

Fuente: El autor

Por último al comparar el CB resultante de ambos códigos (Figura 51), se observa un aumento del 4,7% para estructuras con viga banda y 9,1% para estructura con viga peraltada; esto indica que al existir una norma más rigurosa en el país (NEC 2011), mayor demanda por carga lateral, y por ende aumento en las cargas solicitantes a los elementos estructurales, las edificaciones necesitan reforzarse. No obstante el Ing. Fernando Del Castillo (Catedrático del Área de Diseño Sismorresistente de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí) explica, “aunque una estructura cumpla con los criterios de derivas, torsión, etc. si al diseñar presenta una cuantía alta en columna se aumenta la sección hasta obtener cuantías similares al 1.5%, a pesar de que el máximo permisible es del 3% (NEC 2011). Y bajo este criterio no es posible afirmar que todas las estructuras necesitan reforzamiento ya que esta norma de seguridad le brinda sobre-resistencia y redundancia”.

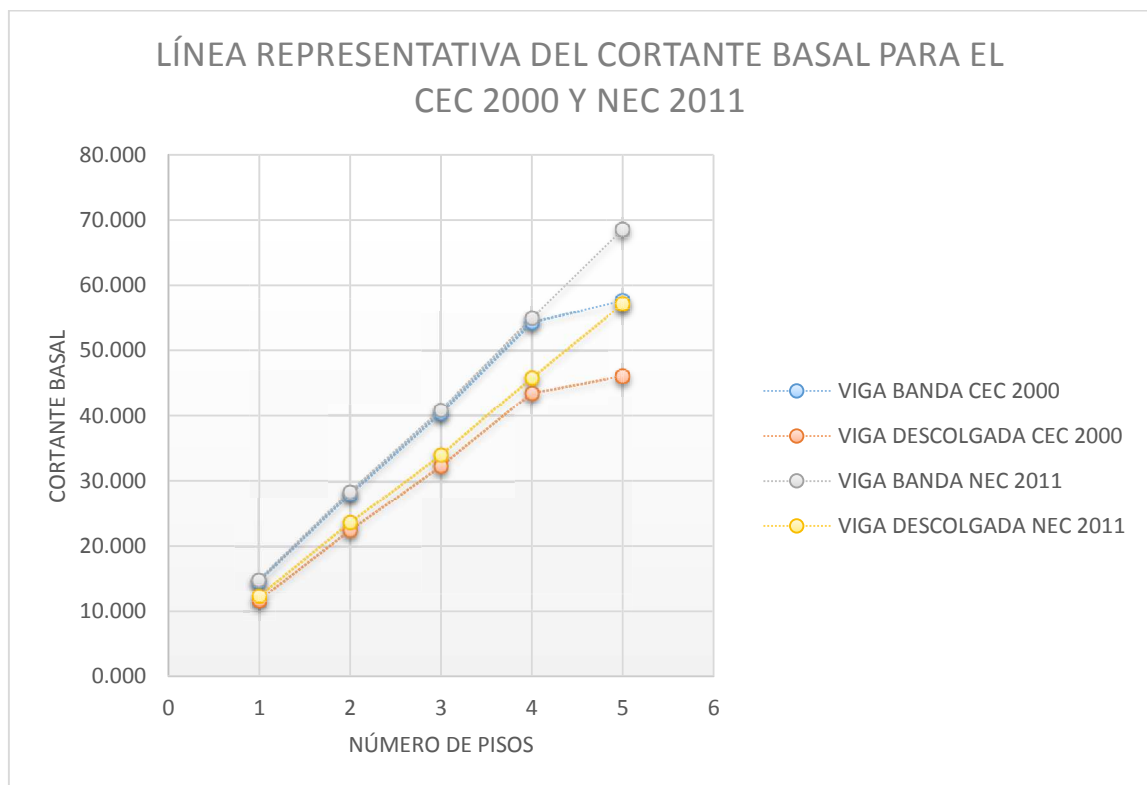


Figura 52, Línea representativa del CB de las estructuras con viga banda y viga peraltada.

Fuente: El autor

3.1.2 DERIVAS ELÁSTICAS (DRIFTS).

De los resultados de las derivas elásticas “DRIFTS”, se observa que el límite es constante para ambos códigos, tanto para las estructuras con vigas banda como para las estructuras con

vigas peraltadas. Es posible que se considere, que si una estructura presentaba problemas de deriva con el CEC 2000, al ser analizadas con el NEC 2011 se aumente la deriva, debido a la mayor exigencia en cuanto a la demanda sísmica por el NEC 2011, pero no se puede afirmar como una verdad absoluta, ya que la deriva analizada por el código es inelástica y los desplazamientos obtenidos de los análisis son elásticos. Es decir hace falta multiplicar los drifts (derivadas elásticas) por el coeficiente de reducción de respuesta sísmica para el CEC 2000, mientras que para el NEC 2011 se multiplica por el factor de reducción de respuesta sísmica y el factor 0.75; así tenemos.

$$0.02 = \text{Drift} \cdot R \quad \text{para el CEC 2000} \quad (\text{Ver ecuación 2.7})$$

$$0.02 = \text{Drift} \cdot 0.75 \cdot R \quad \text{para el NEC 2011} \quad (3.1)$$

Se recuerda al lector, que el cortante basal del CEC 2000 es un cortante basal sin mayorar y que el CB del NEC 2011 es un cortante último, por lo que se aplica el mismo razonamiento, para poder establecer una comparación pertinente entre ambos códigos, es decir $0.02 \cdot 1.4 = \text{Drift} \cdot R$, para el CEC 2000.

Tabla 34, Derivas elásticas máximos permisibles,

DRIFTS MÁXIMOS ACEPTABLES										
CEC 2000										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGURALIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGURALIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
2 NIVELES	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
3 NIVELES	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
4 NIVELES	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028
5 NIVELES	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028

NEC 2011										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGURALIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGURALIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044
2 NIVELES	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044
3 NIVELES	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044
4 NIVELES	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044
5 NIVELES	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0053	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044	0.0044

Fuente: El autor

En la tabla 34 se pueden observar los drifts máximos permisibles según los códigos analizados para una deriva máxima del 2 %, siendo el CEC 2000 más riguroso al permitir un

rango de tolerancia menor. Por lo tanto se deduce que el NEC 2011 es más riguroso en la sollicitación de carga símica pero menos riguroso en cuanto a la deriva, al permitir un rango de tolerancia mayor, lo cual es consistente, es decir, el CEC 2000 trabajo con una demanda lateral menor y con un rango de tolerancia de derivas elásticas menor, mientras que el NEC 2011 trabajo con una demanda lateral mayor y un rango de tolerancia de derivas elásticas mayor.

3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN ETABS

3.2.1 DERIVAS ELÁSTICAS (DRIFTS).

A partir del análisis Modal Espectral en el ETABS, se observa que los DRIFTS, varían proporcionalmente en función del cortante basal, y como existe diferencia respecto a la demanda entre ambos códigos, los DRIFTS son mayores en el análisis con el espectro del NEC 2011 (Tabla 35).

Tabla 35, Resultado de las derivas elásticas, ARE en ETABS

DRIFTS SEGÚN EL ARE										
CEC 2000										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.0018	0.00144	0.00156	0.00156	0.00168	0.00108	0.00084	0.00096	0.00096	0.00168
2 NIVELES	0.00456	0.00408	0.00384	0.00444	0.00744	0.00228	0.00192	0.00144	0.00228	0.00408
3 NIVELES	0.00876	0.00744	0.00636	0.0089	0.01368	0.00396	0.00324	0.00324	0.00372	0.00684
4 NIVELES	0.0078	0.00768	0.00768	0.00768	0.0132	0.00348	0.00336	0.00348	0.00348	0.00684
5 NIVELES	0.00732	0.00756	0.0072	0.0072	0.01224	0.00252	0.0024	0.00252	0.00252	0.0048
NEC 2011										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.0016	0.0014	0.0014	0.0014	0.0015	0.001	0.0008	0.0009	0.0009	0.0019
2 NIVELES	0.005	0.0048	0.0046	0.0049	0.0092	0.0023	0.0022	0.0017	0.0022	0.0053
3 NIVELES	0.0098	0.0092	0.0082	0.0095	0.0173	0.0046	0.0043	0.0044	0.0045	0.0089
4 NIVELES	0.0099	0.01	0.0101	0.0097	0.0159	0.0045	0.0046	0.0047	0.0045	0.0089
5 NIVELES	0.0113	0.0115	0.0116	0.0112	0.0191	0.0039	0.0041	0.0042	0.0038	0.0075

Fuente: El autor

Esta diferencia se puede apreciar en el gráfico 53, donde se han promediado los valores de las derivas elásticas, según el tipo de estructura (con viga banda o con viga colgada), y de acuerdo al número de pisos, así tenemos.

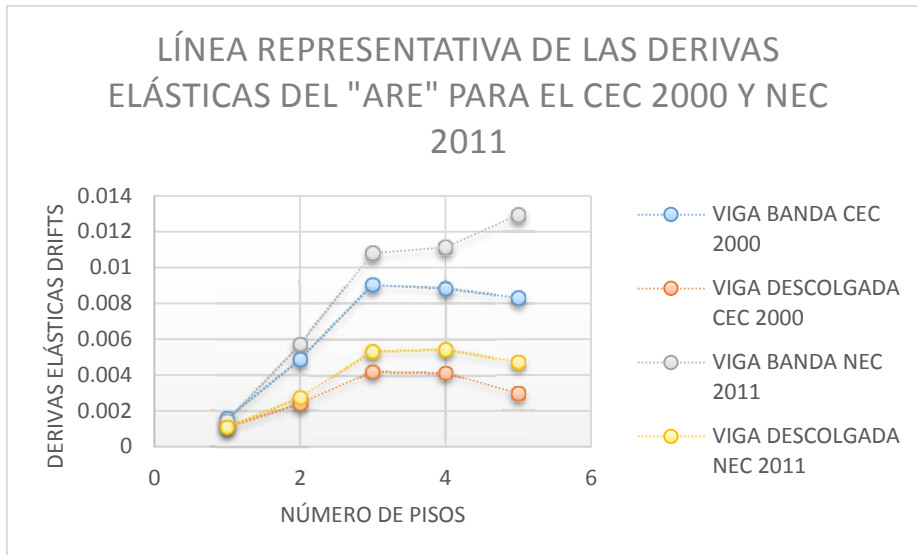


Figura 53, Representación gráfica de las derivas elásticas (DRIFTS).

Fuente: El autor

3.2.2 DERIVAS INELÁSTICAS.

Los resultados de las derivas inelásticas, permiten visualizar que a pesar de aumentar los desplazamientos elásticos en el NEC 2011, los desplazamientos inelásticos disminuyen, por lo tanto las derivas son menores en comparación con el CEC 2000 (Figura 54, Tabla 36). Esto se debe a que las derivas no solo están en función de las respuestas los desplazamientos elásticos en inelásticos sino también del factor de Respuesta “R” de cada código.

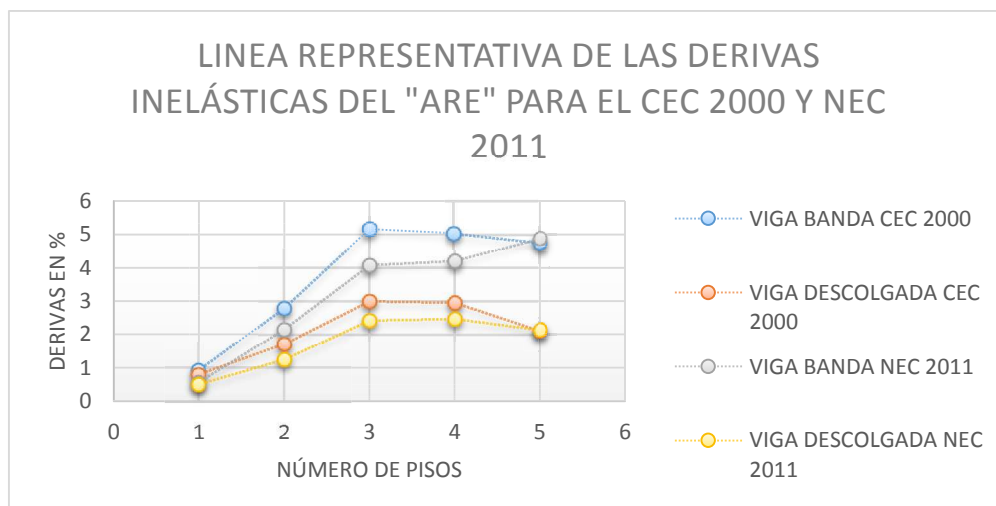


Figura 54, Representación gráfica de los derivas inelásticas.

Fuente: El autor

Tabla 36. Resultados de las derivas, ARE en ETABS

DERIVAS INELÁSTICAS PROCEDENTES DEL ARE										
CEC 2000										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	1.0	0.8	0.9	0.9	1.0	0.8	0.6	0.7	0.7	1.2
2 NIVELES	2.6	2.3	2.2	2.5	4.3	1.6	1.4	1.0	1.6	2.9
3 NIVELES	5.0	4.3	3.6	5.1	7.8	2.8	2.3	2.3	2.7	4.9
4 NIVELES	4.5	4.4	4.4	4.4	7.5	2.5	2.4	2.5	2.5	4.9
5 NIVELES	4.2	4.3	4.1	4.1	7.0	1.8	1.7	1.8	1.8	3.4

NEC 2011										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.6	0.5	0.5	0.5	0.6	0.5	0.4	0.4	0.4	0.9
2 NIVELES	1.9	1.8	1.7	1.8	3.5	1.0	1.0	0.8	1.0	2.4
3 NIVELES	3.7	3.5	3.1	3.6	6.5	2.1	2.0	2.0	2.0	4.0
4 NIVELES	3.7	3.8	3.8	3.7	6.0	2.0	2.1	2.1	2.0	4.0
5 NIVELES	4.3	4.3	4.4	4.2	7.2	1.8	1.9	1.9	1.7	3.4

Fuente: El Autor

En el gráfico se puede observar, que para 80% de las estructuras elaboradas en la tesis, la deriva inelástica, disminuye en el NEC 2011, indicando que este es menos riguroso con la rigidez pero estricto con la demanda. Al aumentar la sección para disminuir la cuantía de acero, se llega a resultados similares entre ambos códigos, siendo los del NEC 2011 ligeramente mayores. Además se reitera, que las edificaciones con vigas bandas presentan mayores problemas de derivas, por la escasa rigidez que estas le proporcionan al pórtico, es decir no contribuyen adecuadamente a la rigidez lateral de la estructura.

3.2.3 SOLICITACIONES EN LOS ELEMENTOS

La cuantía de acero en el NEC 2011 es mayor que en el CEC 2000, en un 7% que es promedio de los modelos en estudio; esto se debe al aumento del coeficiente de la fuerza sísmica en la base, y por ende las demandas de los elementos también aumentan (momentos y cortantes), por lo que ciertos elementos que cumplían con el código anterior, presentan fallas al ser analizados con las nuevas normas, sobre todo en los primeros pisos.

Tabla 37, Porcentajes de vigas que fallan a esfuerzo cortante, ARE en ETABS

PORCENTAJE DE VIGAS CON FALLAS AL CORTE										
CEC 2000										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	59	0	0	0	0	47	8	0	0	0
2 NIVELES	29	0	0	0	33	12	0	0	0	0
3 NIVELES	47	0	10	20	70	8	0	0	0	4
4 NIVELES	0	0	24	0	53	0	0	0	0	4
5 NIVELES	0	10	27	0	36	0	0	0	0	4

NEC 2011										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	59	0	0	0	0	47	8	0	0	0
2 NIVELES	29	0	0	0	64	12	0	0	0	0
3 NIVELES	47	8	58	20	92	8	0	0	0	45
4 NIVELES	3	2	60	3	75	0	0	0	0	15
5 NIVELES	11	43	74	10	82	0	0	0	0	27

Fuente: El autor

Se puede apreciar que las vigas banda presentan problemas para resistir el esfuerzo cortante, consecuencia de su escaso peralte, por lo que se recomiendan colocar 8 hierros longitudinales y doble estribo.

3.3 RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO EN SEISMOSTRUCT

El 40% de las estructuras presentan problemas de derivas y cortante en las vigas, sobre todo en las edificaciones con vigas bandas (Tabla 38).

Tabla 38, Estructuras a reforzar en SEISMOSTRUCT

ESTRUCTURAS A REFORZAR EN SEISMOSTRUCT										
NEC 2011										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL						C	C			
2 NIVELES					D	C				D
3 NIVELES	D	D	D	D	D	R+D				R+D
4 NIVELES	D	D	D	D	D		D	D		R+D
5 NIVELES	D	D	D	D	D					R+D

C	Reforzamiento a corte en vigas
D	Reforzamiento a Flexo-compresión en Columnas con encamisado y platinas de FRP
R+D	Reforzamiento a corte en vigas y a flexo-compresión en columnas con encamisado de FRP
D	Reforzamiento a flexo-compresion en columnas con encamisados de FRP

Fuente: El autor

Se recuerda al lector que se reforzaron las columnas a flexo-compresión para reducir las derivas y se reforzó a cortante en las vigas peraltadas con el fin de mejorar su comportamiento, sin embargo como las vigas bandas están embebidas en la losa no es razonable reforzarlas a corte, puesto que no existe técnica comprobada para su reforzamiento.

De las estructuras modeladas en SEISMOSTRUCT se obtuvieron los siguientes resultados, descritos a continuación.

3.3.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS.

Se obtuvieron los siguientes resultados de los períodos, frecuencias y porcentajes de participación modal en SEISMOSTRUCT.

Período.- Las estructuras disminuyen su período de vibración una vez realizado el reforzamiento en relación a un 3% en las estructuras con vigas bandas y un 2% en las edificaciones con estructuras descolgadas, tomando como referencia el primer modo de vibración que es el más significativo en el comportamiento estructural.

Tabla 39, Períodos de vibración de las estructuras con y sin reforzamiento

PERÍODOS DE VIBRACIÓN, ESTRUCTURA SIN REFORZAR (MODO 1)										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.284528	0.226213	0.241564	0.241564	0.6189	0.244329	0.191238	0.205116	0.204055	0.250639
2 NIVELES	0.479438	0.439315	0.444125	0.463535	0.5532	0.392247	0.36128	0.351767	0.376888	0.452733
3 NIVELES	0.756143	0.675542	0.596227	0.713164	0.8386	0.596734	0.529937	0.478978	0.559504	0.666688
4 NIVELES	0.833744	0.765043	0.696907	0.818181	0.9396	0.59715	0.54452	0.500024	0.579081	0.677116
5 NIVELES	0.892914	0.840179	0.73437	0.877009	1.0035	0.627509	0.578487	0.513125	0.612762	0.729293

PERÍODOS DE VIBRACIÓN, ESTRUCTURAS REFORZADAS (MODO 1)										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.284528	0.226213	0.241564	0.241564	0.6189	0.239716	0.191239	0.205116	0.204055	0.250639
2 NIVELES	0.479438	0.439315	0.444125	0.463535	0.4388	0.392227	0.36128	0.351767	0.376888	0.436186
3 NIVELES	0.732021	0.656892	0.565578	0.675782	0.7965	0.569332	0.529937	0.478978	0.559504	0.625372
4 NIVELES	0.817076	0.749837	0.682901	0.802635	0.9067	0.59715	0.535499	0.49134	0.579081	0.663743
5 NIVELES	0.859923	0.82328	0.718883	0.860372	0.9685	0.627509	0.578487	0.513125	0.612762	0.68733

Fuente: El autor

La disminución del período indica que la estructura se volvió más rígida luego del reforzamiento con FRP, pero su efecto de rigidización no es significativo, resultado esperado debido a la escasa inercia y por lo tanto escasa rigidez que aporta al elemento y de manera general a toda la estructura (Figura 55).

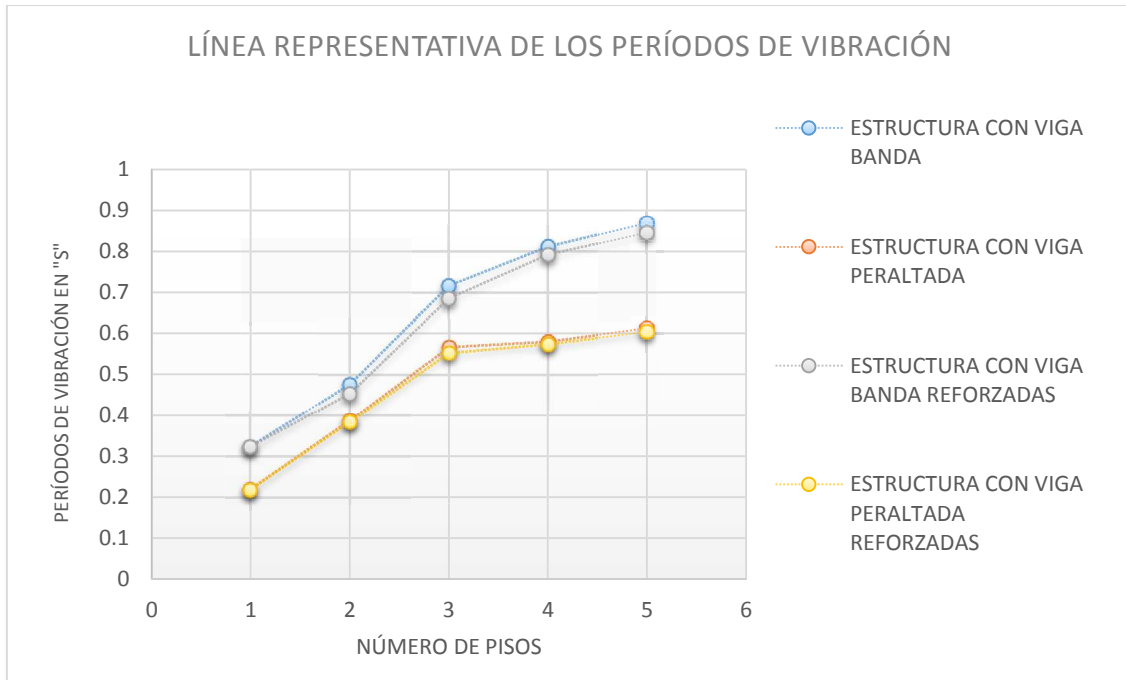


Figura 55, Representación gráfica de los periodos de vibración.

Fuente: El autor

Frecuencias.- estas aumentan ligeramente puesto que son el recíproco del período de vibración natural de la estructura.

Porcentajes de participación modal de las masas.

El reforzamiento estructural con FRP, tiene una función similar al proporcionado por el acero de refuerzo, es decir aumenta la capacidad de deformación del elemento y por ende de la estructura, lo cual se observa en la siguientes tabla, donde los factores de participación modal de las edificaciones sin reforzar son ligeramente mayores, en comparación con las estructuras reforzadas con fibras de FRP.

Tabla 40, Porcentajes de participación modal de las estructuras

PORCENTAJES DE LAS MASAS MODALES EFECTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS SIN REFORZAR (MODO 1 "UY")										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	99.96%	99.75%	99.95%	99.92%	98.92%	99.65%	99.74%	99.65%	99.63%	59.19%
2 NIVELES	87.51%	87.00%	74.91%	87.57%	83.78%	89.32%	89.49%	76.25%	89.06%	70.13%
3 NIVELES	85.99%	82.96%	62.28%	83.78%	76.96%	87.55%	85.27%	63.47%	85.52%	72.37%
4 NIVELES	82.37%	79.85%	61.99%	81.08%	79.07%	84.42%	82.33%	62.66%	83.01%	77.00%
5 NIVELES	80.04%	78.35%	59.58%	79.56%	78.73%	82.79%	79.79%	60.20%	81.92%	78.11%

PORCENTAJES DE LAS MASAS MODALES EFECTIVAS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS (MODO 1 "UY")										
DESCRPCIÓN	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	99.96%	99.75%	99.95%	99.92%	98.92%	99.87%	99.74%	99.65%	99.63%	59.19%
2 NIVELES	87.51%	87.00%	74.91%	87.57%	67.60%	89.53%	89.49%	76.25%	89.06%	70.37%
3 NIVELES	84.71%	81.61%	59.41%	81.24%	75.31%	85.67%	85.27%	63.47%	85.52%	70.95%
4 NIVELES	81.40%	78.94%	60.88%	80.11%	77.35%	84.42%	81.52%	61.69%	83.01%	77.82%
5 NIVELES	78.44%	77.65%	58.58%	78.79%	77.52%	82.79%	79.79%	60.20%	81.92%	75.65%

Fuente: El autor

La disminución de los factores de participación modal puede ser beneficiosa en pequeñas proporciones, pero es posible que genera ciertos inconvenientes, al permitir que los modos de vibración superiores intervengan de manera significativa, en el comportamiento estructural de la edificación, sobre todo en estructuras con vigas banda, que son más susceptibles a disminuir la masa participante de los primeros modos (Tabla 40, Figura 56)

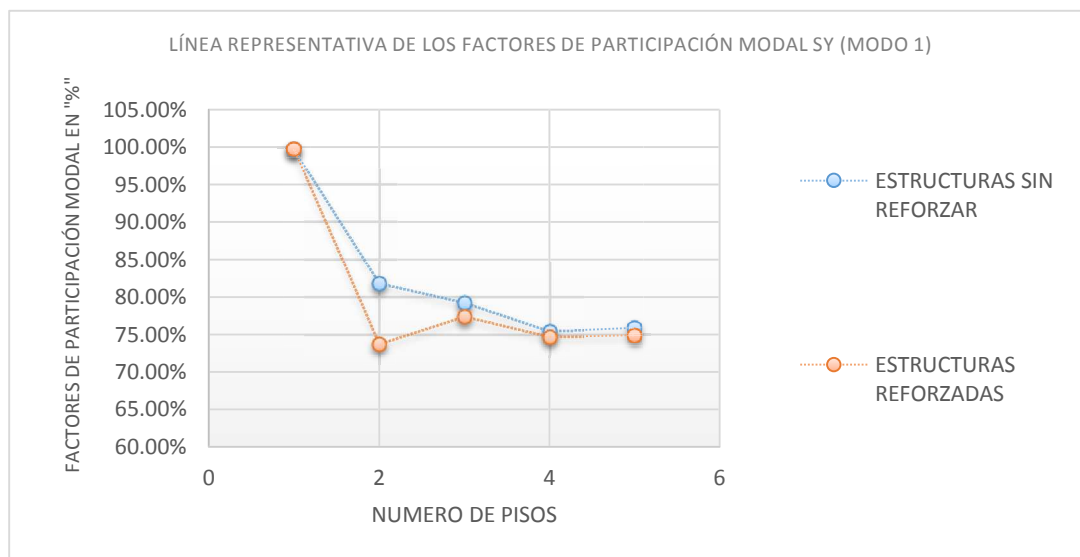


Figura 56, Porcentaje de disminución de las masas participante, representativas del primer modo de vibración (estructuras con vigas bandas y peraltadas).

Fuente: El autor

Se puede notar la eficacia del FRP para reducir los factores de participación modal es inversamente proporcional a la masa de la estructura ya que esta disminuye al aumentar en número de pisos, esto se debe a que normalmente solo se refuerzan los elementos de los niveles inferiores al ser los más críticos.

3.3.2 DERIVAS INELÁSTICAS

Del Análisis de Respuesta Espectral, se obtuvieron los siguientes resultados referentes a las derivas, las cuales disminuyen un 3%, pero al aplicar platinas además del encamisado la estructura aumenta ligeramente su rigidez, reduciendo las derivas un 4%.

Tabla 41, Disminución de las derivas inelásticas.

DESCRIPCION	PORCENTAJE DE DISMINUCION DE LAS DERIVAS INELASTICAS (ARE "SX")									
	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DEFICIT POR SOLICITACION DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACION	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	4.19%	0.11%	0.00%	0.00%	0.00%
2 NIVELES	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	1.61%	1.99%	0.00%	0.00%	0.00%	0.38%
3 NIVELES	4.44%	6.46%	5.73%	5.23%	4.08%	4.52%	0.00%	0.00%	0.00%	6.12%
4 NIVELES	3.20%	3.73%	3.51%	3.15%	5.69%	0.00%	2.36%	2.08%	0.00%	3.41%
5 NIVELES	7.40%	2.96%	6.49%	2.72%	4.14%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	7.37%

Fuente: El autor

El uso práctico del FRP como elemento rigidizador, es por demás ineficiente, esto se debe a la escasa sección transversal que aporta al elemento (su inercia no cambia); sin embargo al confinarlas con FRP, aumenta la resistencia a la compresión, y por lo tanto su módulo de elasticidad, modificando levemente la rigidez del elemento y de la estructura (Figura 57).

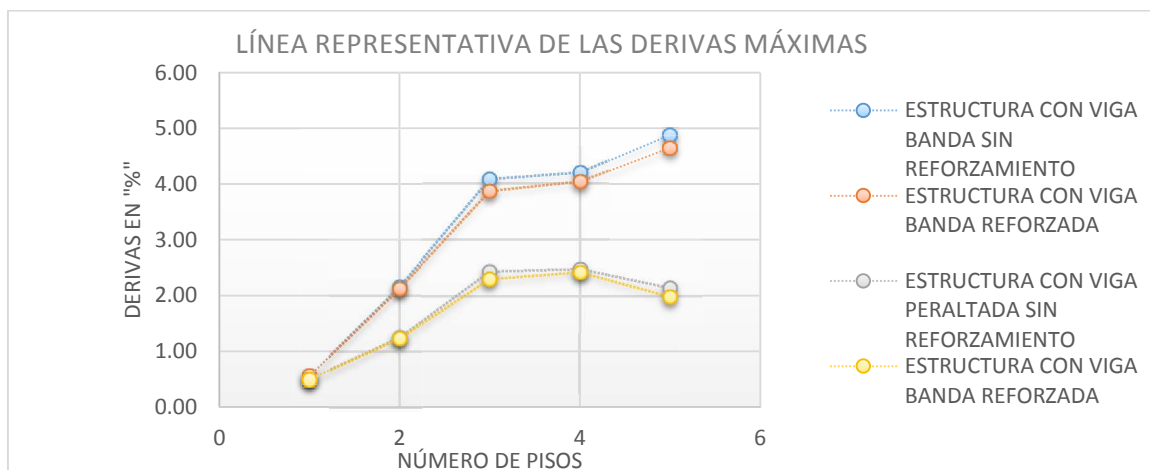


Figura 57, Representación gráfica de las derivas antes y después del reforzamiento.

Fuente: El autor

En la Figura 58 se puede observar que las estructuras con vigas bandas tienen una reducción de la deriva de un 4% mientras que aquellas con vigas peraltadas disminuye un 2%, esto se debe a la gran ductilidad de las vigas bandas por lo que se necesita un mayor reforzamiento, sin embargo en las estructuras con volados donde el reforzamiento es similar la disminución de la deriva también lo es.

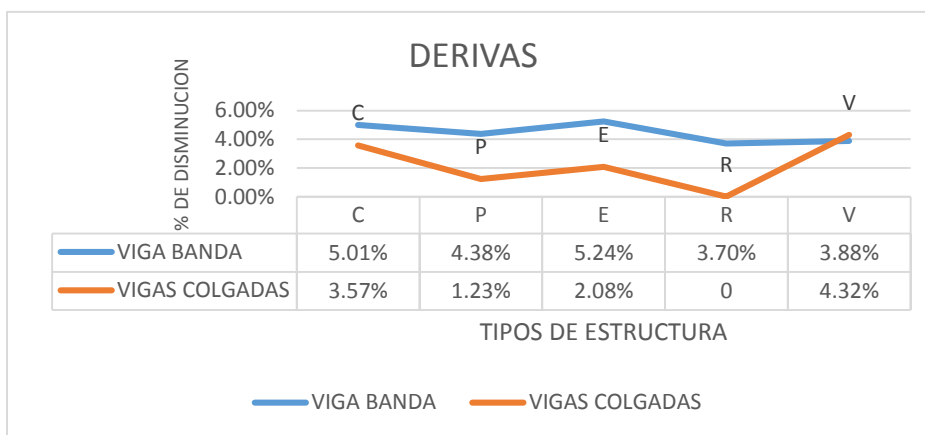


Figura 58, Porcentaje de disminución de las derivas inelásticas.

Fuente: El autor

3.3.3 CURVA DE CAPACIDAD.

Al reforzar con FRP aumenta la pendiente de la curva de capacidad por lo que la estructura es capaz de resistir una mayor sollicitación lateral con un menor desplazamiento en la azotea.

Tabla 42, Variación de tendencia lineal de la Curva de Capacidad.

DESCRPCIÓN	PORCENTAJE DE VARIACIÓN DE LA TENDECIA LINEAL EN LA CURVA DE CAPACIDAD									
	VIGA BANDA					VIGA DESCOLGADA				
	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS	DÉFICIT POR SOLICITACIÓN DE CARGA	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ESTRUCTURA REGULAR	CON VOLADOS
	C	P	E	R	V	C	P	E	R	V
1 NIVEL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
2 NIVELES	0.0	0.0	0.0	0.0	22.8	4.0	0.0	0.0	0.0	35.6
3 NIVELES	6.9	14.6	31.3	9.9	16.3	0.6	0.0	0.0	0.0	3.2
4 NIVELES	31.6	30.0	26.5	16.6	31.1	0.0	6.4	7.4	0.0	4.2
5 NIVELES	23.8	28.9	29.6	30.1	22.4	0.0	0.0	0.0	0.0	20.7

Fuente: El autor

Esta variación de tendencia lineal, depende de las características propias de cada estructura, es decir de su configuración geométrica, de los materiales que la conforman, de las cargas solicitantes, así como del reforzamiento con FRP, siendo esta variación directamente proporcional en la mayoría de casos, y llegando a aumentar hasta en un 35% la capacidad de la estructura. No obstante, como el reforzamiento por FRP aumenta la capacidad de la estructura esta puede ser inducida a padecer de una falla frágil, así tenemos el caso de la

estructura de 3 niveles con viga descolgada y volados en dos de sus caras P3V, la cual disminuye ligeramente su capacidad (ver figura 59).

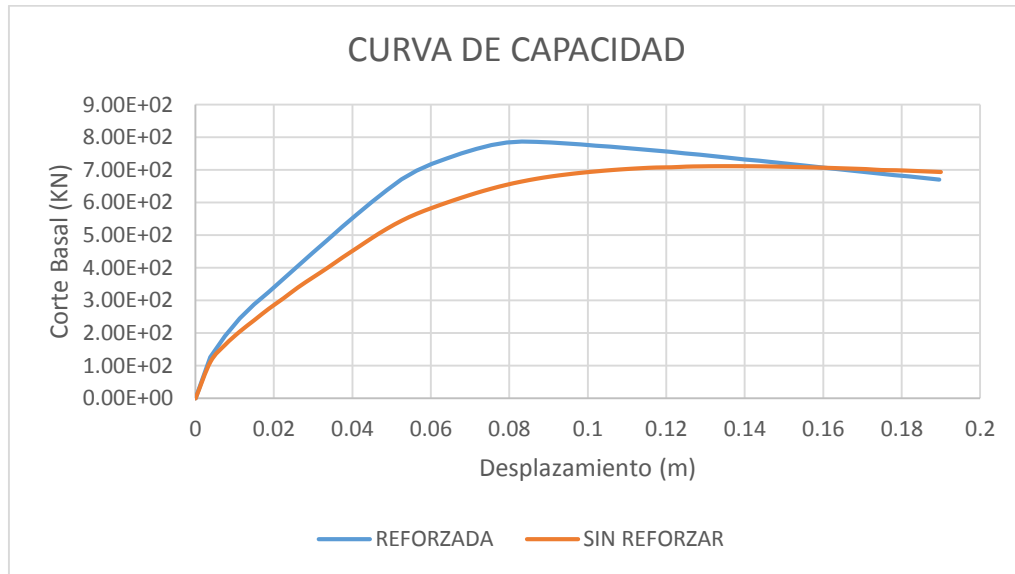


Figura 59, Curva de capacidad de la estructura P3V antes y después del reforzamiento.

Fuente: El autor.

Por razones explicativas se mencionara nuevamente el diagrama de interacción P, M de una columna. El reforzamiento de una columna solo es posible cuando la fuerza axial máxima aplicada y flexión momento, P_u y M_u caen por encima de la línea de falla balanceada, esto se debe al hecho de que el reforzamiento es necesario cuando tengan una falla a compresión, si tiene una falla a flexión este tipo de reforzamiento es por demás innecesario, ya que la falla a flexión es la falla esperada en una columna, es decir se diseña este elemento para que falle primero a flexión "falla dúctil" antes que a compresión puesto que es una "falla frágil" (ACI 440, 2008).

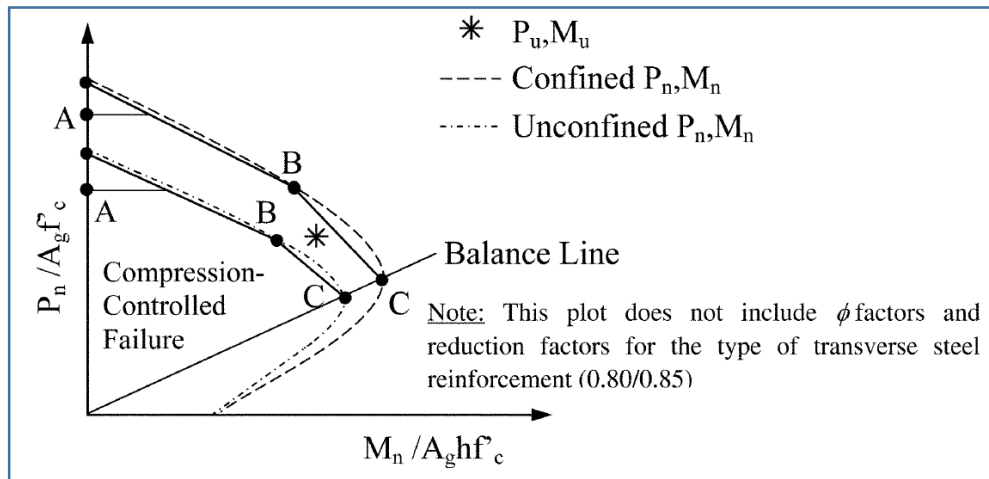


Figura 60, Diagrama de Interacción momento carga axial

Fuente: ACI 440, 2008

Se recuerda al lector, que al aumentar la capacidad a flexión, la fuerza cortante que se transmite en los apoyos es mayor, esto podría cambiar el tipo de falla del elemento de una falla a flexión (de un tipo más dúctil), a una falla a cortante (de un tipo más frágil), por lo que el reforzamiento se debe emplear, cuando la falla a flexión del elemento afecta considerablemente la estructura, es decir que esta desencadena un mecanismo de colapso, de igual forma se deben tomar las debidas precauciones por el efecto de despegue del FRP del sustrato “debonding” y someter a un análisis estructural para evitar daños colaterales por el reforzamiento (ASCE 41, 2007).

De acuerdo con los resultados, la curva pushover varia significativamente de una estructura de un nivel a una de 5 niveles, una estructura de 1 piso está diseñada para resistir un valor específico de cortante basal en función de su peso, pero este valor varía según el número de pisos, estos valores se reflejan claramente en las curvas de capacidad sin normalizar, por esta razón se decide normalizar las gráficas en función de su cortante basal y el desplazamiento bajo dicha sollicitación; con la finalidad de determinar una curva representativa, y determinar la capacidad de cada estructura en relación a su propio CB, (figura 61 y figura 62).

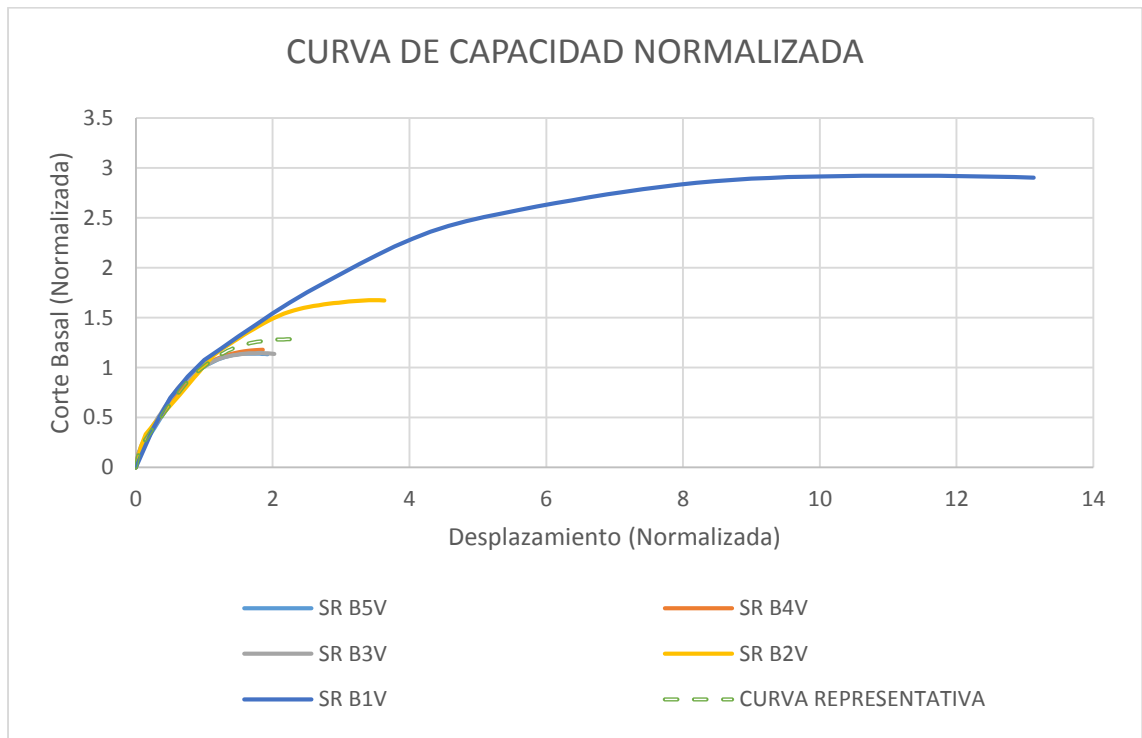
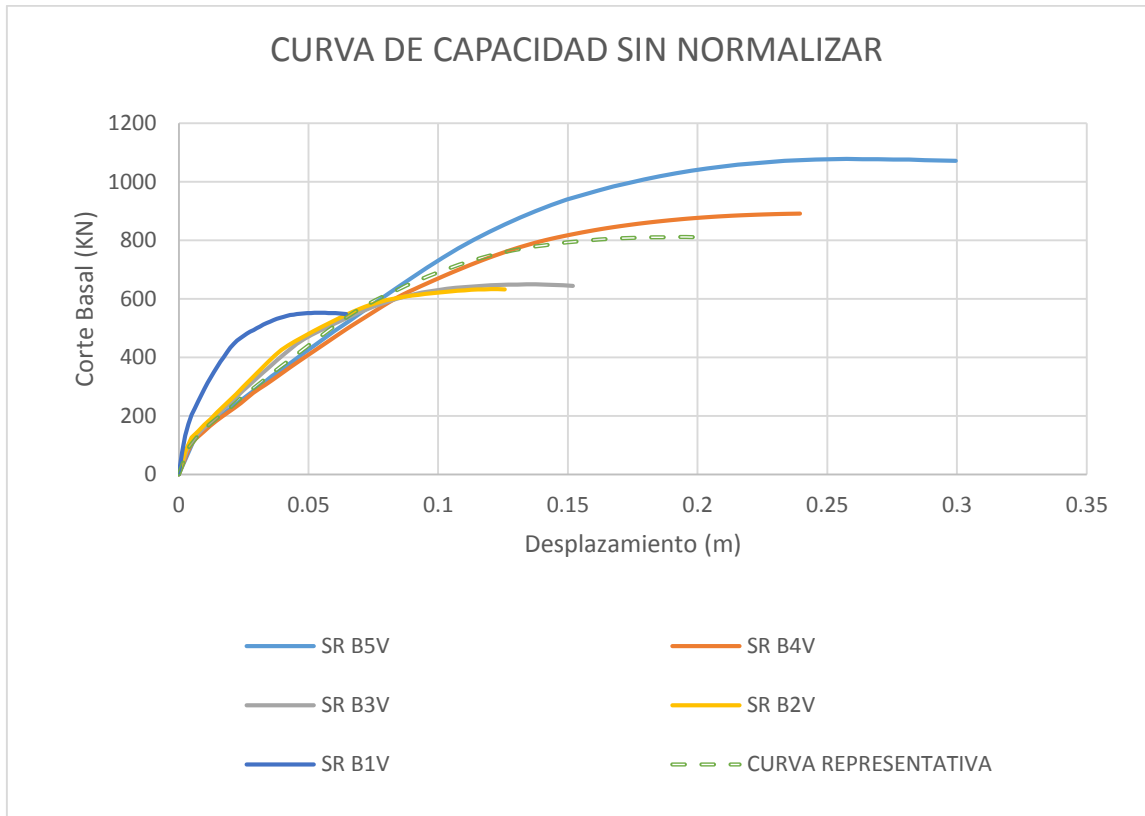


Figura 61, Curvas de capacidad sin normalizar y normalizada de las estructuras con viga banda.

Fuente: El autor.

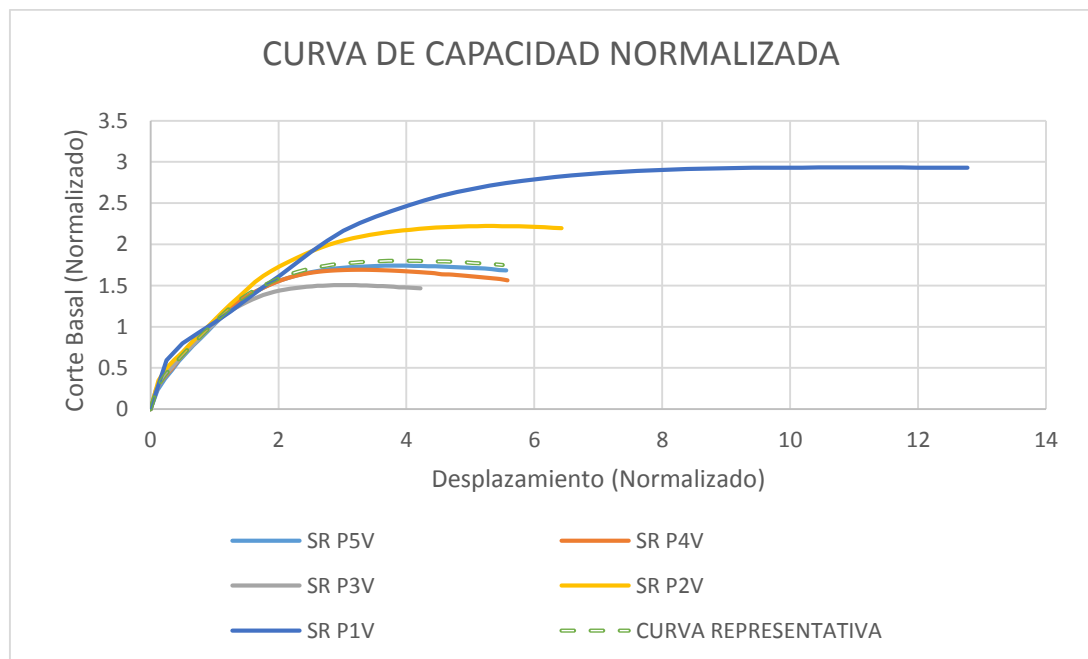
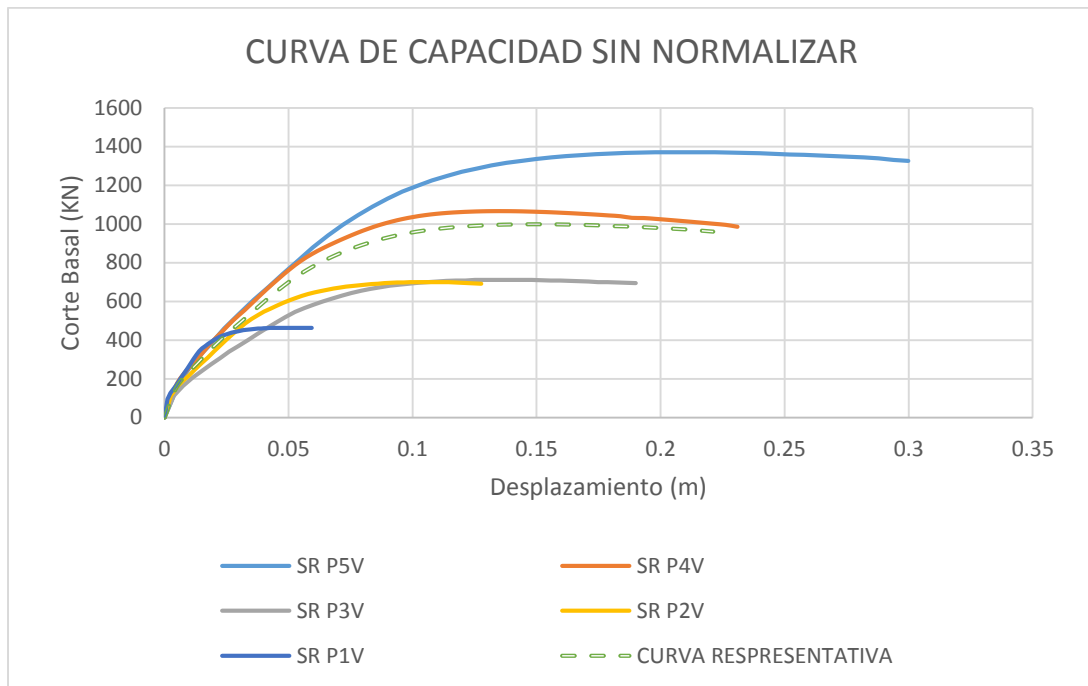


Figura 62, Curvas de capacidad sin normalizar y normalizada de las estructuras con viga peraltada.

Fuente: El autor.

Las curvas de capacidad no normalizadas de las estructuras de 5 niveles presentan aparentemente un mayor desempeño estructural, sin embargo en las curvas de capacidad normalizadas las estructuras de un nivel son las que tienen un mayor desempeño al ser capaces de resistir alrededor de 12 veces el cortante basal de diseño (Figura 61 y Figura 62).

En base a estos parámetros se generaron las curvas representativas de ambos tipos de estructuras antes y después de su reforzamiento; así tenemos.

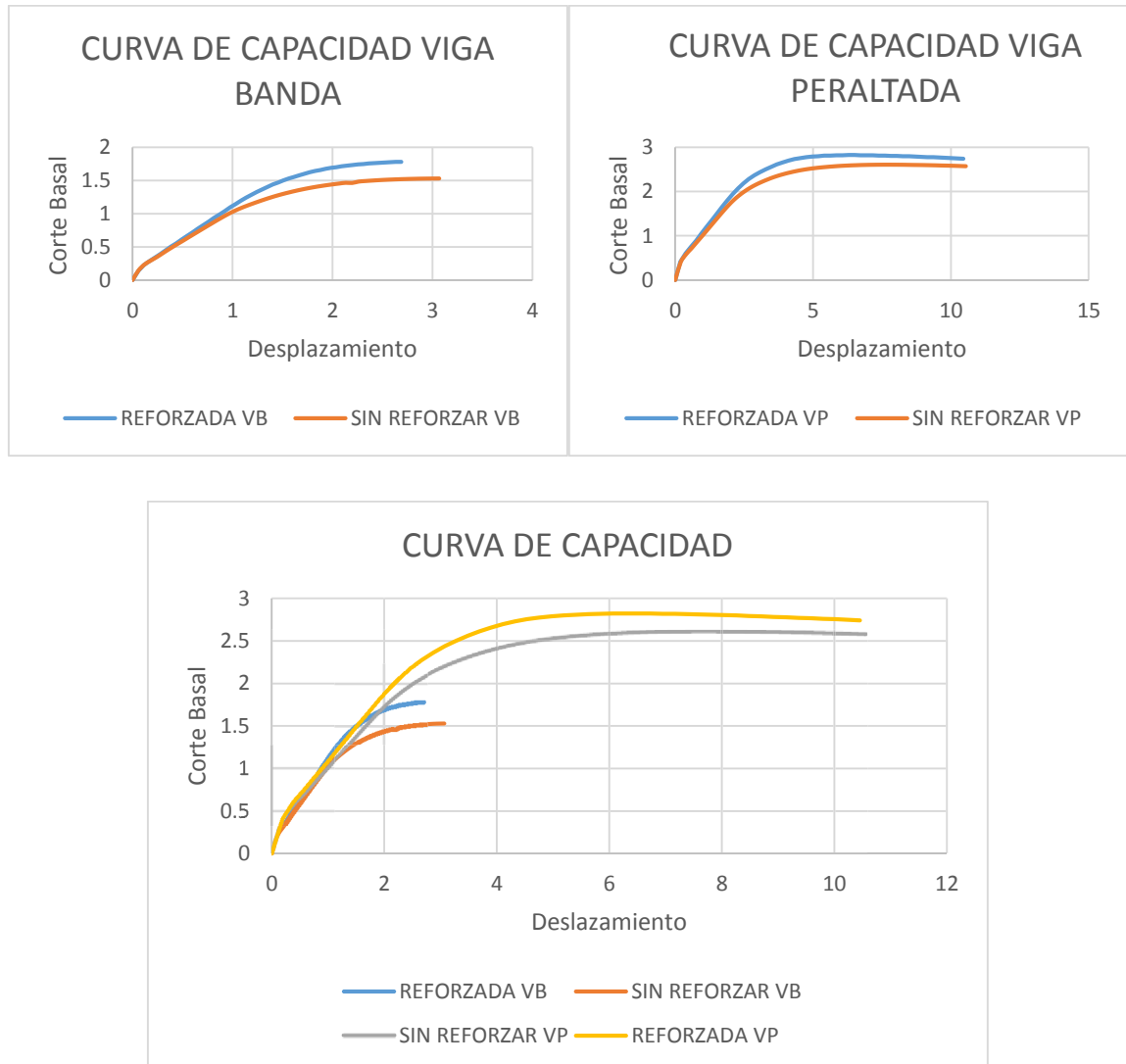


Figura 63, Curvas de capacidad de las estructuras con viga banda y peraltada.

Fuente: El autor.

Se puede apreciar, que las estructuras con vigas peraltadas presentan un mejor comportamiento estructural, indistintamente de si son o no reforzadas; a pesar de que, las estructuras con vigas bandas aumenten en un 30% la línea de tendencia, y las estructuras con viga peraltada solo un 5%.

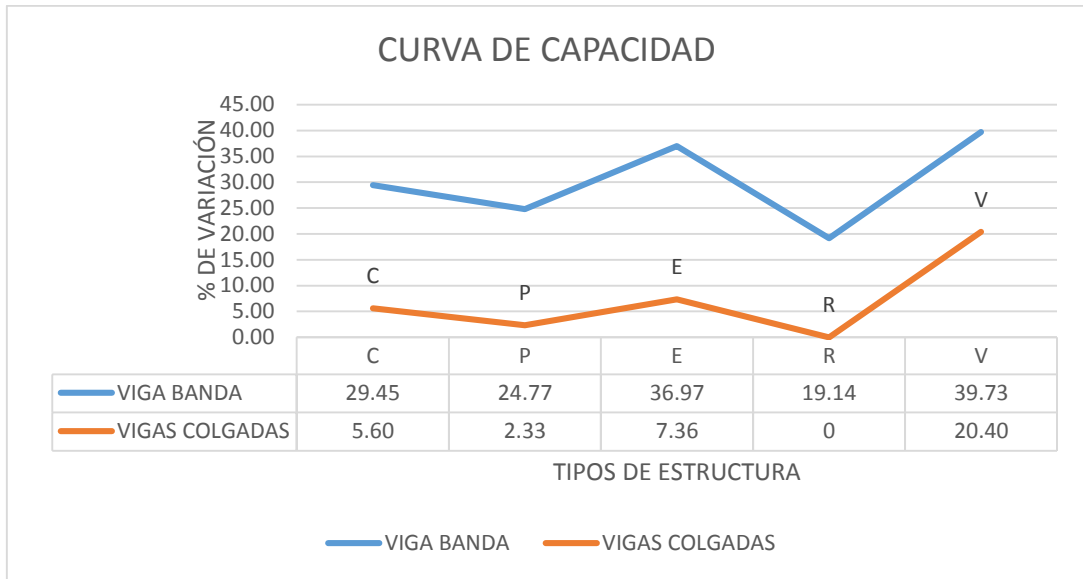


Figura 64, Porcentaje de variación de la tendencia lineal de la curva de capacidad.

Fuente: El autor.

Este efecto se debe a la forma pasiva de reforzamiento que brinda el FRP, es decir que esta comienza a actuar, en la medida que la estructura se deforme, por esta razón las estructuras con vigas bandas presentan un mayor efecto del reforzamiento. El aumento de la capacidad, constituye solo un parámetro para mejorar el desempeño estructural, lo cual no es suficiente para garantizar un buen desempeño, sobre todo en las estructuras con vigas banda de gran altura, que por su gran deformación, son propensas a incursionar en el rango no lineal rápidamente, donde la adherencia del FRP es cuestionable, por esta razón el ACI recomienda coeficientes de eficiencia muy conservadores.

De los resultados observados se concluye que:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Las fibras reforzadas con polímeros constituyen, una gran herramienta para la rehabilitación estructural, por su amplia variedad de formas y de prestaciones, pero se requieren tiempo, investigación y recursos, para aprovechar al máximo todas sus potencialidades, que se encuentran actualmente limitadas a las teorías clásicas de fuerzas y rigideces.

Las estructuras desarrolladas en este proyecto, tienen características geométricas y de armado similares, a las construcciones observadas en la ciudad de Manta durante el sondeo, de las que un 52% se reforzó por presentar problemas de derivas, y fallas a cortante en las vigas; lo que crea incertidumbre respecto a la integridad estructural de las edificaciones existentes, sobre todo en las edificaciones con vigas bandas, que son propensas a padecer grandes deformaciones, por su escaso desempeño estructural.

El NEC 2011, es un código que trabaja con la carga sísmica última, ligeramente superior a la carga sísmica mayorada otorgada por el CEC 2000, por lo que aumenta la cuantía de acero en los elementos estructurales alrededor de un 7%, pero no se puede afirmar que las exigencias de éste, ocasionen inequívocamente problemas a las estructuras diseñadas con el CEC 2000, debido a los criterios de sobre-resistencia y redundancia.

El reforzamiento con FRP, aumente considerablemente la capacidad individual de los elementos estructurales, y por ende de toda la estructura, puesto que es un elemento de acción pasiva, es decir trabaja a medida que se deforma, proporcionando rigidez, reduciendo el periodo, y los porcentajes de participación modal, a manera de un acero equivalente, pero es ineficiente para corregir problemas de derivas, por su escasa aportación de inercia, y puede inducir a problemas de fallas frágiles y de torsión, cuando no se controla una rigidización equitativa.

RECOMENDACIONES

Investigar el grado de fiabilidad, entre los resultados experimentales y SEISMOSTRUCT, por medio de la modelación de estructuras con datos reales, realizando un estudio de vulnerabilidad sísmica, y proponiendo un esquema de reforzamiento con FRP para vigas bandas, que estuvieron fuera del alcance de esta tesis.

Indagar en la teoría de elementos finitos, para visualizar la gran cantidad de prestaciones, que esta teoría ofrece en el análisis estructural, así como sus aplicaciones en los demás campos de la ingeniería civil.

Analizar estructuras con mampostería y muros de corte reforzados con FRP, de forma global, para evaluar el comportamiento de estas edificaciones, controlando la redistribución de la rigidez, que causa problemas de excentricidad, torsión y derivas superiores a lo permisible; asegurando de esta manera un comportamiento dúctil.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) ACI 318. (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete. [en línea]. Estados Unidos: American Concrete Institute Committee 318. Disponible en: http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/ACI_318-05_Espanhol.pdf [2014, septiembre].
- 2) ACI 440. (2008). Guide for Design and Construction of externally bonded FRP systems for strengthening Concrete Structures. [en línea]. Estados Unidos: ACI Comité 440. Disponible en: <https://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=0CCQQFjABahUKEwjO3JGeopDGAhVOrIAKHSBOA8E&url=http%3A%2F%2Fcvl.araku.ac.ir%2Fdownload%2F-440-&ei=vAR-Vc6OG87YggSgnI2IDA&usg=AFQjCNEiXmhB-DKcal7oWf56wpwv3TEO0g> [2014, septiembre].
- 3) Aguiar. (1998). ANÁLISIS SÍSMICO DE ESDIFICIOS. [en línea]. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Disponible en: <http://es.scribd.com/doc/197449170/Analisis-Sismico-de-Edificios-Ecuador-2008#scribd> [2014, septiembre].
- 4) Aguiar. (2003). ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO. Quito-Ecuador. Editorial: Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Superior Politécnica del Ejército.
- 5) Alzate. (2012). ANALISIS DE LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGON ARMADO, REFORZADAS A CORTANTE CON POLIMEROS ARMADOS CON FIBRAS (FRP), VALIDACION Y CALIBRACION EXPERIMENTAL. [en línea]. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid. Disponible en: <http://oa.upm.es/11336/> [2014, septiembre].
- 6) ASCE 41. (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, [en línea]. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers. Disponible en: <http://www.asce.org/templates/publications-book-detail.aspx?id=6728> [2014, septiembre].
- 7) CEC. (2000). Código Ecuatoriano de la Construcción. [en línea]. Ecuador: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. Disponible en: <ftp://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.cpe.5.1.2001.pdf> [2014, septiembre].

- 8) Córdova J, y Aguilera C. (2007). LOSAS BIDIRECCIONALES CON VIGAS, OTRA ALTERNATIVA DE CÁLCULO. [en línea]. Tesis de Grado en Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí-Quito-Ecuador. Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1567/1/T-ESPE-025085.pdf> [2014, octubre].
- 9) fib. 2006. Retrofitting of Concrete Structures through Externally Bonded FRPs, with emphasis on Seismic Applications. [en línea]. Ciudad de México: Federación Internacional de Hormigón Estructural. Disponible en: <http://www.fib-international.org/retrofitting-of-concrete-structures-by-externally-bonded-frps> [2014, septiembre].
- 10) Guerra, M. y Chacón, D. (2010). Manual para el Diseño Sismo resistente de Edificios utilizando el programa Etabs. Quito-Ecuador: Editorial --.
- 11) Memorias del Curso de diseño avanzado de FRP. (2013). [Base de datos]. Quito: Escuela Politécnica del Ejército. Disponible en: <http://frp.espe.edu.ec/> [2014, septiembre]
- 12) NEC. 2011. Capítulo 2, Riesgo Sísmico, evaluación y rehabilitación de estructuras. [en línea]. Ecuador: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda. Disponible en: <http://www.cimeg.org.ec/normasnec/NEC2011-CAP.2-PELIGRO%20SISMICO%20Y%20REQUISITOS%20DE%20DISE%20C3%91O%20SISMO%20RESISTENTE-021412.pdf> [2014, septiembre].
- 13) Pérez M. (2014). Aplicaciones Avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación. [en línea]. Barcelona-España: Universidad Politécnica de Cataluña. Disponible en: <http://www.cimne.com/compdesmat/cvdata/cntr1/dtos/img/mdia/Downloads/Aplicaciones-avanzadas-de-los-materiales-compuestos-en-la-obra-civil-y-la-edificacion.pdf> [2014, septiembre].
- 14) Ramírez A. (2005). Metodología de la Investigación Científica. [en línea]. Bogotá-Colombia: Pontificia Universidad Javeriana. Disponible en: <http://www.javeriana.edu.co/ear/ecologia/documents/ALBERTORAMIREZMETODOLOGIADELAINVESTIGACIONCIENTIFICA.pdf> [2014, septiembre].
- 15) Romo, M. (2010). Temas de Hormigón Armado. [en línea]. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército. Disponible en: <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon00.htm> [2014, octubre].

- 16) Rosero, L. (2013). Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (fiber reinforced polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un Salón de Audiovisuales y un Auditorio. [en línea]. Tesis de Grado en Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí-Quito-Ecuador. Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/7258> [2014, septiembre].
- 17) Seismosoft. (2014). Manual de Usuario de SeismoStruct. [en línea]. Italia: Seismosoft. Disponible en: <http://www.seismosoft.com> [2014, noviembre].
- 18) Sika. (2010). "Refuerza Estructural con Sistemas CFRP". [en línea]. Chile: Universidad Técnica Federico Santa María. Disponible en: http://jornadasaie.org.ar/jornadas-antteriores/2012/contenidos/conferencias/conferencia_milan_ceric.pdf [2014, septiembre].

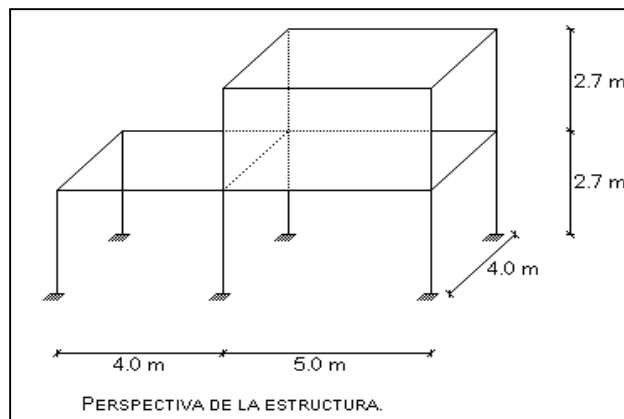
ANEXOS

ANEXO A

COMPARACIÓN ENTRE SEISMOSTRUCT Y ETABS

SEISMOSTRUCT, al igual que ETABS, se basan en la teoría de los elementos finitos para resolver los diferentes problemas estructurales. Los periodos, frecuencias y factores de participación modal, desarrollados en base al algoritmo eigen, son similares en ambos programas, así tenemos.

Figura 3. 1. Estructura con la que se realizará, el análisis sísmico estático en sentido X.



PERÍODOS DE VIBRACIÓN		
ANÁLISIS MATRICIAL	SEISMOSTRUCT	ETABS
T₁ = 0.245 s.	0.242	0.235
T₂ = 0.242 s.	0.238	0.232
T₃ = 0.145 s.	0.199	0.128
T₄ = 0.072 s.	0.086	0.072
T₅ = 0.072 s.	0.073	0.07
T₆ = 0.048 s.	0.062	0.049

PORCENTAJES DE LAS MASAS MODALES EFECTIVAS							
MODO	A MATRICIAL	ETABS			SEISMOSTRUCT		
	Uy	Ux	Uy	Rz	Ux	Uy	Rz
1	0.759		0.717	0.045		0.722	0.089
2		0.727			0.786		
3	0.071		0.066	0.814		0.086	0.728
4	0.144		0.139	0.000		0.090	0.100
5		0.210			0.214		
6	0.026		0.018	0.136		0.102	0.082

ANEXO B

EJEMPLOS DE REFORZAMIENTO

Ejemplo de reforzamiento axial con FRP.

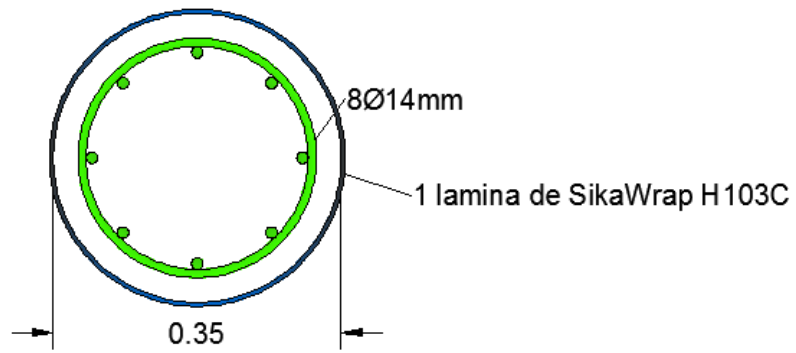
Se toma como referencia una columna de un salón de baile en el P1, la cual fue diseñada en principio como vivienda por lo que las columnas de PB presentan sobreesfuerzos a compresión; las columna es circular armada con 8 varillas de 14mm con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, y especulando que la nueva carga solicitante es 100 T (carga muerta), 40 T (carga viva).

Columna Circular			Carga última		
D	35	cm	PD	100	T
Armadura			PV	40	T
n v	8		Pu	208	T
fi	14	mm	Capacidad Resistente a Comp		
fy	4200	kg/cm ²	Pua	131650.8	
f'c	210	kg/cm ²	coef	0.7	
			Ag	962.1119	
132	>	208	As	12.31503	
	FALL		Pua	132	T

Puesto que la carga última a compresión es mayor que la capacidad resistente de la columna, se refuerza con un encamisado de 3 capas de SikaWrap Hex 103C cuyas propiedades se detallan a continuación.

Refuerzo					
Sika Wrap Hex 103 C					
tf	0.1016	cm	CE	0.95	
Efu*	0.0091		εfu	0.008645	
ffu*	6510	kg/cm ²	ffu	6184.5	
Ef	623540	kg/cm ²	ke	0.55	ok
Presión máxima de confinamiento					
cuantía	0.0128		F'c del Hormigón Confinado		
ka	1		f'cc	371.8849	kg/cm ²
kb	1		coef	0.95	
εfe	0.004755		Pua	209413.8	kg
fl	51.63794	kg/cm ²	Pua	209.4	T
n	3	capas			

Como la capacidad a compresión del hormigón reforzado (209.4 T) es mayor que la carga última a compresión (208 T) entonces el reforzamiento es correcto.



ANEXO C

TRANSFORMACIÓN DEL FRP EN UN AS EQUIVALENTE

Es posible transformar las características resistentes del FRP, en un As equivalente; para poder introducirlo a programas como el ETABS, SAP 2000 (Aguiar, 2014).

Tomando como referencia el reforzamiento a flexión mencionado en el capítulo 2, se tiene.

Proceso de iteracion												
c	ecu	e's	es	ef	fs'	fs	ffe	Cc	C's	Ts	Tfe	Suma
7.75	0.00119181	0.00049979	0.002729624	0.00294146	1049.55959	4200	5000.487476	23517.375	5835.55133	23352	6000.58497	0.3413631
7.74988423	0.00119178	0.00049977	0.002729627	0.00294146	1049.51674	4200	5000.487476	23517.0237	5835.3131	23352	6000.58497	-0.24817366
7.7499684	0.0011918	0.00049978	0.002729625	0.00294146	1049.5479	4200	5000.487476	23517.2791	5835.4863	23352	6000.58497	0.18042396

AS EQUIVALENTE			
TSE	29352.58	Kg	Sumatoria de las fuerzas a tensión
fs	4200	kg/cm ²	
As eq	6.989	cm ²	
As original	5.56	cm ²	
As frp	1.429	cm ²	2 Ø de 10mm

El FRP, al igual que el acero contribuye con la capacidad a tracción del elemento por lo que es posible simular un As que reemplace la fibra, la contribución del acero a tracción y la fibra equivale a 29.35 T la cual se transforma en el As total que trabaja en la parte inferior de la viga 6.989 cm², con esto el As equivalente se obtiene por diferencia 1.43 cm².

Esto indica que las propiedades del FRP son similares a la del acero (en cuanto a su al trabajo a tensión), por lo que al reforzar a flexión equivaldría a un A_{sequ} en la parte traccionada, reforzar a cortante a A_{sequi} transversal, reforzar a compresión al aumento del confinamiento f'_{cc} , reforzar a flexo-compresión a un f'_{cc} y un A_{sequi} en la parte traccionada.

Con el fin de comparar los resultados de la iteración así como de la fuerza a tensión se eliminó el FRP y se aumentó la sección inferior de acero con el A_{sequ} 1.43 cm², así tenemos:

Proceso de iteracion												
c	ecu	e's	es	ef	fs'	fs	ffe	Cc	C's	Ts	Tfe	Suma
9.00	5.6377E+25	2.8188E+25	1.03358E+26	1.3155E+26	0	4200	2.23629E+32	27310.5	0	29352.585	1.3418E-25	-2042.08497
9.6925527	6.2786E+25	3.3636E+25	1.02396E+26	1.3155E+26	0	4200	2.23629E+32	29412.0512	0	29352.585	1.3418E-25	59.4661883
9.67238533	6.2593E+25	3.3472E+25	1.02425E+26	1.3155E+26	0	4200	2.23629E+32	29350.8533	0	29352.585	1.3418E-25	-1.73167503

Podemos observar que el esfuerzo total a tensión es similar en ambos casos, con FRP 29.35 T y con A_{segu} 29.35 T; de manera que el proceso es correcto. Se procede de manera similar para los demás tipos de reforzamiento.

ANEXO D

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE REFORZAMIENTO CON FRP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Tabla 1, Propiedades mecánicas típicas de los compuestos de FRP	9
Tabla 2, Factores de reducción ambiental	15
Tabla 3, Diagonal para secciones circulares y rectangulares	21

CAPÍTULO II DISEÑO Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

Tabla 4, Resumen de la observación	30
Tabla 5, Modelos realizados con SEISMOSTRUCT	32
Tabla 6, Altura de la losa equivalente alivianada de 20 cm.	34
Tabla 7, Cargas aplicadas a la estructura	35
Tabla 8, Momentos flectores del pórtico central.	36
Tabla 9, Determinación del cortante basal	38
Tabla 10, Descripción de la geometría de las secciones	39
Tabla 11, Períodos de vibración de la estructura, ETABS.	42
Tabla 12, Masa Modal Participante en los tres primeros modos de vibración, ETABS	43
Tabla 13, Armadura en columnas y vigas	44
Tabla 14, Cortante basal NEC 2011	45
Tabla 15, Distribución del cortante basal para el análisis estático.	52
Tabla 16, Derivas obtenidas a partir del análisis estático sin considerar inercias agrietadas en SEISMOSTRUCT	54
Tabla 17, Cargas y momentos de la columna central y perimetral, extraídos del ARE.	58

Tabla 18, Puntos del diagrama de interacción de la columna sin reforzar	63
Tabla 19, Características del SIKA WRAP HEX 230-C	64
Tabla 20, Puntos del diagrama de interacción de la columna reforzada	68
Tabla 21, Resistencia a compresión del hormigón en cada modelo	69
Tabla 22, Niveles a reforzarse por flexo-compresión en cada modelo	69
Tabla 23, Número de capas para el encamisado en cada modelo	70
Tabla 24, Resistencia a la compresión del hormigón confinado en cada modelo	70
Tabla 25, Momento resistente del elemento reforzado.	72
Tabla 26, Estructuras reforzadas con platinas	73
Tabla 27, Número de platinas en cada modelo.	73
Tabla 28, Porcentajes de vigas que fallan a esfuerzo cortante, ARE en ETABS	74
Tabla 29, Capacidad a corte la sección reforzada	76
Tabla 30, Número de vigas reforzadas a cortante en cada modelo.	76
Tabla 31, Niveles en los que se refuerzan las vigas en cada modelo.	77
Tabla 32, Diferencia entre los desplazamientos de la estructura B3R	79
CAPÍTULO III RESULTADOS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES	
Tabla 33, Resultados del cortante basal estático en el Predimensionamiento.	81
Tabla 34, DRIFTS máximos permisibles	84
Tabla 35, Resultado de los DRIFTS, ARE en ETABS	85
Tabla 36. Resultados de las derivas, ARE en ETABS	87
Tabla 37, Porcentajes de vigas que fallan a esfuerzo cortante, ARE en ETABS	88
Tabla 38, Estructuras a reforzar en SEISMOSTRUCT	88
Tabla 39, Períodos de vibración de las estructuras con y sin reforzamiento	89

Tabla 40, Porcentajes de participación modal de las estructuras	91
Tabla 41, Disminución de las derivas inelásticas.	92
Tabla 42, Variación de tendencia lineal de la Curva de Capacidad.	93

ANEXO E

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE REFORZAMIENTO CON FRP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Figura 1. Esquema de las etapas del proceso de rehabilitación sísmica	6
Figura 2, Reforzamiento con polímeros reforzados con fibras (FRP) en forma de tejidos y platinas	8
Figura 3, Diferentes formas de presentación del FRP.	10
Figura 4, Estructuras reforzadas con FRP en Chile, Perú y Ecuador.	11
Figura 5, Centro de Investigaciones sobre el FRP	12
Figura 6, Tipos de fallas de una viga reforzada con FRP.	15
Figura 7, Bloque esfuerzo deformación de una viga con FRP	16
Figura 8. Esquema típico de aplicación del FRP	17
Figura 9, Diagrama de esfuerzo-deformación, para hormigón confinado	21
Figura 10, Diagrama de Interacción momento carga axial	23

CAPÍTULO II DISEÑO Y REALIZACIÓN DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES

Figura 11, Calle y avenidas recorridas en la inspección.	29
Figura 12, Estructuras observadas durante la recolección de información en la ciudad de Manta	31
Figura 13, Simbología de los modelos estructurales a diseñar	32
Figura 14, Esquema de la sección T de la losa aliviana de 20 cm.	34
Figura 15, Cargas equivalentes y cálculo de momentos	36
Figura 16, Estructuras con vigas banda.	40

Figura 17, Estructuras con vigas peraltadas.	41
Figura 18, Estructura de 3 pisos con viga banda diseñada en ETABS	42
Figura 19, Control del cortante basal y derivas.	43
Figura 20, Resultados del análisis en ETABS, CEC 2000.	44
Figura 21, Modelación de edificios de hormigón armado	46
Figura 22, Elección del tipo de elemento según el análisis, SEISMOSTRUCT	47
Figura 23, Elección del ancho efectivo de la losa.	47
Figura 24, Coeficientes de combinación de carga.	48
Figura 25, Elección de los criterios de desempeño.	48
Figura 26, Creación de secciones y armado de columnas.	49
Figura 27, Creación de vigas y losa del piso 1.	49
Figura 28, Creación del proyecto.	50
Figura 29, Modelo de Menegotto Pinto para el acero.	50
Figura 30, Modelo de Mander para el hormigón.	51
Figura 31, Parámetros de ejecución del análisis.	51
Figura 32, Períodos, frecuencias y factores de participación modal.	52
Figura 33, Asignación de cargas a los nodos.	53
Figura 34, Edición de los criterios de desempeño.	53
Figura 35, Desplazamientos de los nodos.	54
Figura 36, Parámetros ARE.	55
Figura 37, Desplazamientos en los nodos con la combinación SISMO X+, SISMO Y+.	56
Figura 38, Cargas incrementales para el Análisis Pushover	56

Figura 39, Fases de carga para el análisis Pushover.	57
Figura 40, Curva de capacidad de la estructura B3R.	57
Figura 41, Sección transversal de la columna C1	59
Figura 42, Esquema esfuerzo deformación de la sección	60
Figura 43, Diagrama de interacción de la columna sin reforzar	63
Figura 44, Sección trasversal de la sección reforzada.	64
Figura 45, Diagrama de interacción, columnas reforzadas	69
Figura 46, Esquema de los tipos de reforzamiento a cortante según la guía Japonesa	76
Figura 47, Modelo trilineal para el FRP	78
Figura 48, Propiedades de la sección para el encamisado	78
Figura 49, Creación del encamisado con FRP	79
CAPÍTULO III RESULTADOS DE LOS MODELOS COMPUTACIONALES	
Figura 50, Estructuras B3E y B3P	82
Figura 51, Variación del cortante basal, estructuras con viga banda.	82
Figura 52, Línea representativa del CB de las estructuras con viga banda y viga peraltada	83
Figura 53, Representación gráfica de las derivas elásticas DRIFTS	85
Figura 54, Representación gráfica de las derivas inelásticas	85
Figura 55, Representación gráfica de los periodos de vibración.	90
Figura 56, Porcentaje de disminución de las masas participante, representativas del primer modo de vibración (estructuras con vigas bandas y peraltadas).	91
Figura 57, Representación gráfica de las derivas antes y después del reforzamiento.	92
Figura 58, Porcentaje de disminución de las derivas.	93
Figura 59, Curva de capacidad de la estructura P3V antes y después del reforzamiento.	94

Figura 60, Diagrama de Interacción momento carga axial	95
Figura 61, Curvas de capacidad sin normalizar y normalizada de las estructuras con viga banda.	96
Figura 62, Curvas de capacidad sin normalizar y normalizada de las estructuras con viga peraltada.	97
Figura 63, Curvas de capacidad de las estructuras con viga banda y peraltada.	98
Figura 64, Porcentaje de variación de la tendencia lineal de la curva de capacidad.	99

ANEXO F

SIMBOLOGÍA

α	ángulo entre el FRP y el eje longitudinal del elemento (en grados sexagesimales).
A_c	es el área del concreto a compresión de la sección transversal en "mm ² "
A_e	área efectiva del concreto confinado en "mm ² ", "cm ² "
A_f	área del FRP en "mm ² "
A_{fv}	área del refuerzo a cortante del FRP en "mm ² ", "cm ² "
A_g	área de la sección en "mm ² ", "cm ² "
A_s	área del acero a tracción en "mm ² ", "cm ² "
A_s'	área del acero a compresión en "mm ² "
A_{st}	área de la armadura longitudinal en "mm ² "
A_v	área del acero transversal (estribo) en "mm ² "
ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concret Institute)
AFRP	Fibra de aramida reforzada con polímeros
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers)
β	factor de Witney para el bloque rectangular equivalente
b	$b=b_w$ en "mm", "cm"
b_w	base de la viga en "mm", "cm"
c_{a_cr}	profundidad del eje neutro de una sección rectangular agrietada doblemente armada en "mm", "cm"
c_{b_cr}	profundidad del eje neutro de una sección rectangular doblemente armada en "mm", "cm"
C_c	fuerza a compresión del concreto en "N", "kgf"
CI	factor de consideración ambiental

$C's$	fuerza a compresión del acero en "N", "kgf"
CFRP	Fibra de carbono reforzada con polímeros
cvr	es el recubrimiento de la sección transversal en "mm", "cm"
d	distancia desde el centroide del acero a compresión hasta la fibra extrema a compresión en "mm", "cm"
d'	distancia desde el centroide del acero a tracción hasta la fibra externa a compresión en "mm", "cm"
df	altura efectiva del refuerzo a cortante en "mm", "cm"
De	Carga muerta
D	diagonal de las secciones circulares y rectangulares en "mm", "cm"
D*	diagonal externa en "mm", "cm"
D'	diagonal interna en "mm", "cm"
ϵ_0	deformación asociado a $f'c$ en "mm/mm"
ϵ_{bi}	deformación inicial en el centro de la viga antes del reforzamiento en "mm/mm"
ϵ_c	deformación del hormigón en "mm/mm"
ϵ'_c	límite de transición de la deformación elástica a la inelástica para el hormigón en "mm/mm"
ϵ_{cu}	deformación última del concreto en "mm/mm"
ϵ_{ccu}	deformación última del hormigón confinado en "mm/mm"
ϵ_{fe}	deformación efectiva del FRP en "mm/mm"
ϵ_{fu}	deformación de ruptura último del FRP en "mm/mm"
ϵ_{fu}^*	deformación de ruptura último del FRP (dato emitido por la fábrica) en "mm/mm"
ϵ_s	la deformación del acero en estado último en "mm/mm"
ϵ_{sy}	la deformación del acero en fluencia en "mm/mm"

ϵ'_t	límite de transición de la deformación elástica a la inelástica para el hormigón confinado en "mm/mm"
E	Carga para sismo (hearthquake)
E_2	relación entre la diferencia de resistencia y la deformación última del hormigón confinado en "MPa"
E_f	módulo de elasticidad del FRP en "MPa"
ERR	refuerzo adherido externamente (Externally Bonded Reinforcement)
f'_c	resistencia a la compresión del hormigón en "Mpa"
f'_{cc}	resistencia a compresión del hormigón confinado en "MPa"
f_{fe}	esfuerzo efectivo del FRP en "MPa"
f_{fu}	esfuerzo de rotura a la tracción último para el FRP en "MPa"
f_{fu}^*	resistencia a la tracción del material FRP (dato emitido por la fábrica) en "MPa"
fib	Federación Internacional del Hormigón Estructural
f_r	módulo de rotura del hormigón a tracción en "MPa"
f_s	esfuerzo del acero a tracción en "MPa"
f_s'	esfuerzo del acero a compresión en "MPa"
f_y	módulo de fluencia del acero en "MPa"
FRP	Fibras Reforzadas con Polímeros (Fiber Reinforced Polymers)
GFRP	Fibra de vidrio reforzada con polímeros
h	altura de la sección en "mm", "cm"
I_{cr}	inercia de la sección agrietada en "mm ⁴ ", "cm ⁴ "
I_g	momento de inercia de una sección rectangular doblemente armada (inercia gruesa) en "mm ⁴ ", "cm ⁴ "
IIFC	Instituto Internacional para el FRP en construcción

K1, K2 coeficientes de acuerdo al tipo de reforzamiento con FRP

ku factor de reducción para el reforzamiento tipo u y a dos caras

L Carga viva

Lexp Carga viva reducida ($0.95 \cdot L$)

Mcr Momento de fisuración en "N.mm", "T.m"

Md Momento por carga muerta en "N.mm", "N.mm"

Ml Momento por carga viva en "N.mm", "N.mm"

Mn Momento nominal a flexión en "N.mm", "T.m"

Mns capacidad nominal del acero a compresión en "N.mm"

Mns' capacidad nominal del acero a tracción en "N.mm"

ns relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto $n_s = E_s / E_c$

n_s $n_s = n_s$

NSM montado cerca de la superficie (Near Surface Mounted)

Ø Diámetro en "mm"

ϕ coeficiente de reducción de capacidad que varía según el tipo de reforzamiento

p cuantía de acero de la sección

pg cuantía del acero longitudinal de la sección

P carga axial solicitante en "N"

Pu capacidad resistente a compresión en "N"

PD carga axial muerta en "N"

PV carga axial viva en "N"

Q Carga en "N"

r'	recubrimiento del acero a compresión en "mm", "cm"
r_c	radio de la curvatura de las esquinas en "mm", "cm"
s	espaciamiento entre estribos en "mm"
s_f	separación entre los centros de banda del FRP en "mm", "cm"
s_t	separación del acero transversal en "mm", "cm"
T_f	fuerza a tracción del FRP en "N"
T_s	fuerza a tracción del acero en "N"
V_c	capacidad a corte del hormigón en "N", "kgf", "Tonf"
V_f	capacidad a cortante del FRP en "N", "kgf", "Tonf"
V_s	capacidad a corte del acero en "N", "kgf", "Tonf"
V_u	capacidad a corte de la sección armada en "N", "kgf", "Tonf"
y_t	coordenada vertical dentro de la región de compresión, medido desde la posición del eje neutro hasta la deformación de transición ϵ_t , en "mm"
ψ_f	factor de reducción de tensiones
w_f	ancho del FRP en "mm"