

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO
ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE BAMBÚ**

Presentado por:

**AHMAR YACoub, FUAD
CHACÓN CARRIZO, CARLOS**

Para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Tutor:

INGENIERO HERIBERTO ECHEZURIA

10 de octubre de 2018

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE
BAMBÚ.

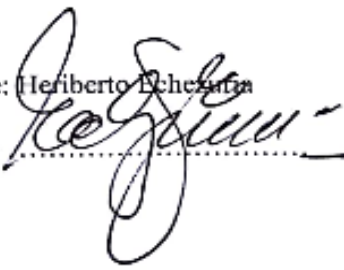
Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado
su contenido con el resultado: (19 pts) diecinueve

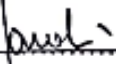
JURADO EXAMINADOR

Nombre: Heriberto Echezuria

Nombre: Vincenzo Bonadio

Nombre: Maria Barreiro

Firma: 

Firma: 

Firma: 

REALIZADO POR:

PROFESOR GUÍA:

FECHA:



FUAD AHMAR YACOUB,
CARLOS J. CHACÓN CARRIZO,
ING. HERIBERTO ECHEZURIA.

OCTUBRE 2018

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE BAMBÚ

Autor: Fuad Ahmar Yacoub
Carlos Chacón Carrizo
Tutor: Ing. Heriberto Echezuría
Año: 2018

RESUMEN

Esta investigación abarca una recolección de datos importantes sobre el comportamiento estructural de la guadua y la evaluación de estos como elementos sismorresistentes mediante análisis dinámico lineal y estático no lineal, que permiten definir cuales estudios deben ser realizados posteriormente para definir al bambú como un material estructura en el país.

Palabras Clave: sismo, estructura sismorresistente, bambú. Guadua.
Línea de Investigación: Estructuras de bambú UCAB

DEDICATORIA

En honor a mis padres, por ser digno ejemplo de persona y profesionales, quienes son mi ejemplo cada día.

A mis hermanos, para logren siempre triunfar y ser los mejores en lo que se propongan.

Principalmente este trayecto se lo dedico a mi más grande ejemplo personal y profesional, a mi hermana, a mi amiga a ti Anabel Chacón. Gracias por darme este trayecto.

A mis padres que fueron mis amigos y mis acompañantes en este arduo esfuerzo.

A mis amigos Jose Muzziotti y Gisselle Lopez, gracias por esos buenos momentos y acompañarme en las buenas y en las malas.

A mi compañero Fuad Ahmar porque fuimos capaces de realizar esta investigación.

Finalmente, a mi querido profesor Alfonso Malaver que a pesar de su última condición siguió con la frente en alto ante las adversidades.

A Venezuela.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente, a dios por darnos la paciencia e iluminarnos en los momentos más difíciles de este trabajo.

A nuestro tutor Ing. Heriberto Echezuría por incluirnos en esta línea de investigación, haciendo coparticipes en esta lucha por mejorar el país.

A los ingenieros Domingo Gómez, Ulises Castro, Eduardo López, María Barreiro y Alfredo Urich por su gran aporte de conocimientos avanzados de cada uno en su ramo que permitieron llevar a cabo esta investigación.

A mis tíos Elías Ahmar y Mager Ahmar por su gran disposición a ayudarme cuando me vieron afligido.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: EL PROBLEMA.....	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
Material a utilizar	2
Método de análisis	3
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
OBJETIVOS	4
Objetivo General	4
Objetivos Específicos	4
JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
ALCANCE Y LIMITACIONES DEL TRABAJO DE GRADO	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
ANTECEDENTES.....	7
FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	10
Propiedades físico - mecánicas.....	12
Fallas características de acuerdo al esfuerzo actuante	17
Tipos de sistema estructurales	19
Uniones y conexiones	20
Espectros de respuesta y de diseño sísmico	20
Análisis estructural lineal y no lineal	21
Ciclo de histéresis	22
BASES LEGALES	23

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	26
TIPO DE INVESTIGACIÓN	26
NIVELES DE EXPLORACIÓN	26
Recolección de información.....	27
Construcción de la gráfica momento curvatura y esfuerzo deformación. .	29
Predimensionado de la estructura	34
Esfuerzos admisibles	35
Diseño de vigas (Flexión).....	37
Diseño de elementos a tracción	41
Diseño de elementos a compresión (paralelo a la fibra):.....	42
Análisis dinámico lineal	44
Análisis estático no lineal (Pushover)	48
Espectro elástico y espectro reducido	51
Rotulas plásticas.....	61
CAPITULO IV: RESULTADOS.....	66
PROPIEDADES GENERALES DE LAS SECCIONES	66
PREDIMENSIONADO	67
Predimensionado de viga	73
Predimensionado de columna	75
DIAGRAMA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN Y MOMENTO-CURVATURA..	77
Diagrama Momento – Curvatura en la viga	79
Sección de 3Ø 10cm y espesor 0,7cm	79
Sección de 3Ø 16cm y espesor 0,7cm	85

Diagrama Momento – Curvatura en la columna.....	89
Sección de 4Ø 10cm y espesor 0,7cm	89
ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.....	95
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	101
CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	115
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	126
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Usos del bambú según su edad (Serrano, y otros, 2016)	11
<i>Figura 2.</i> Diagrama de esfuerzo - deformación de ensayos a compresión de probetas de Bambú. (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).....	13
<i>Figura 3.</i> Diagrama de esfuerzo - deformación de ensayos a tracción de probetas de Bambú. (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).	15
<i>Figura 4.</i> Comportamiento de las fibras, ante esfuerzos paralelos de compresión y tracción. (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018)	16
<i>Figura 5.</i> Tipos de falla. (Salazar, Quintero, & Fonthal, 2016).	18
<i>Figura 6.</i> Pandeo local de las fibra en presencia de un nudo en la guadua, (Salazar, Quintero, & Fonthal, 2016).	19
<i>Figura 7.</i> Diagrama deflexión vs longitud, (Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002). ...	28
<i>Figura 8.</i> Representación gráfica esfuerzo rotación, (Elaboración Propia).	30
<i>Figura 9.</i> Ilustración de sección compuesta para vigas, (Elaboración Propia).	40
<i>Figura 10.</i> Espectro a utilizar para análisis dinámico lineal, (Elaboración propia). 45	
<i>Figura 11.</i> Caso de carga para análisis dinámico, (Elaboración propia).	46
<i>Figura 12.</i> Tabla 7.1, (Covenin 1756, 2001).	47
<i>Figura 13.</i> Caso de carga para Pushover en SAP 2000, (Elaboración propia).	49
<i>Figura 14.</i> Condiciones de control de desplazamiento para caso de carga Pushover en SAP 2000, (Elaboración propia).	49
<i>Figura 15.</i> Esquematización de los nodos en SAP 2000, (Elaboración propia). ...	50
<i>Figura 16.</i> Parámetros de resultados para análisis estático no lineal, (Elaboración propia).....	51
<i>Figura 17.</i> Derivación del amortiguamiento para el espectro reducido, (ATC-40, 1996).....	54
<i>Figura 18.</i> Energía disipada por amortiguamiento, (ATC-40, 1996).....	55
<i>Figura 19.</i> Representación gráfica de procedimiento A, (ATC-40, 1996).....	58

<i>Figura 20.</i> Representación gráfica del procedimiento B, (SEISMIC SAFETY COMMISSION, 1996).	59
<i>Figura 21.</i> Representación gráfica del procedimiento C, (SEISMIC SAFETY COMMISSION, 1996).	61
<i>Figura 22.</i> Modelo de cálculo de longitud de rotulas (ficticias), (Elaboración propia).	62
<i>Figura 23.</i> Vista de planta, (Elaboración propia).....	70
<i>Figura 24.</i> Área tributaria para Viga B. (Elaboración propia).	71
<i>Figura 25.</i> Modelo de viga a evaluar, (Programa Viga H, 2018).	72
<i>Figura 26.</i> Reacciones de la viga, (Programa Viga H, 2018).	72
<i>Figura 27.</i> Diagrama de momento flector de la viga, (Programa Viga H, 2018)... ..	73
<i>Figura 28.</i> Sección de columna planteada, (Elaboración propia).....	76
<i>Figura 29.</i> Diagrama esfuerzo-deformación, (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).....	78
<i>Figura 30.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente ($\varnothing$ 10cm), (Elaboración propia).....	80
<i>Figura 31.</i> Esfuerzos cedentes aplicados a la sección en AutoCAD ($\varnothing$ 10cm), (Elaboración propia).....	81
<i>Figura 32.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición última ($\varnothing$ 10cm), (Elaboración propia).....	83
<i>Figura 33.</i> Esfuerzos últimos aplicados a la sección en AutoCAD ($\varnothing$ 10cm), (Elaboración propia).....	84
<i>Figura 34.</i> Diagrama Momento – Curvatura para viga $\varnothing$ 10cm y espesor 0,7 cm, (Elaboración propia).....	85
<i>Figura 35.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente ($\varnothing$ 16cm), (Elaboración propia).....	86
<i>Figura 36.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición ultima ($\varnothing$ 16cm), (Elaboración propia).....	88

<i>Figura 37.</i> Diagrama Momento – Curvatura para viga $\varnothing 16\text{cm}$ y espesor 0,7 cm, (Elaboración propia).....	89
<i>Figura 38.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente, columna ($\varnothing 10\text{cm}$), (Elaboración propia).	90
<i>Figura 39.</i> Esfuerzos cedentes aplicados a la sección en AutoCAD, columnas ($\varnothing 10\text{cm}$), (Elaboración propia).	91
<i>Figura 40.</i> Estados de esfuerzo y deformaciones para condición última, columna ($\varnothing 10\text{cm}$), (Elaboración propia).	93
<i>Figura 41.</i> Esfuerzos últimos aplicados a la sección en AutoCAD, columnas ($\varnothing 10\text{cm}$), (Elaboración propia).	93
<i>Figura 42.</i> Diagrama Momento – Curvatura para columna $4\varnothing 10\text{cm}$ y espesor 0,7 cm, (Elaboración propia).	94
<i>Figura 43.</i> Resultados de análisis dinámico lineal, pórtico más cargado sentido “XZ”, (Elaboración propia).	95
<i>Figura 44.</i> Resultados de análisis dinámico lineal, pórtico más cargado sentido “YZ”, (Elaboración propia).	96
<i>Figura 45.</i> Cortes basales obtenidos para el caso de Análisis dinámico lineal, (Elaboración propia).	97
<i>Figura 46.</i> Valores de esfuerzo cortante en las vigas para el caso de Análisis dinámico lineal, (Elaboración propia).	97
<i>Figura 47.</i> Sección compuesta de nueve cañas de guadua, (Elaboración propia).99	
<i>Figura 48.</i> Diagrama Momento – Curvatura para vigas de $9\varnothing 10\text{cm}$ y espesor 0,7 cm, (Elaboración propia).....	99
<i>Figura 49.</i> Sección compuesta de nueve cañas de guadua, (Elaboración propia).	100
<i>Figura 50.</i> Diagrama Momento – Curvatura para vigas de $16\varnothing 10\text{cm}$ y espesor 0,7 cm, (Elaboración propia).	100

<i>Figura 51.</i> Modelo para cálculo de longitudes de rotulas en vigas (Para caso cualquiera de carga, sin contemplar verificación de corte). (Elaboración propia).	102
<i>Figura 52.</i> Espectro de capacidad de la estructura, (Elaboración propia).	104
<i>Figura 53.</i> Espectro de capacidad según ATC-40 con espectro COVENIN, (Elaboración propia).	105
<i>Figura 54.</i> Espectro de capacidad de la estructura pre-verificación de análisis dinámico lineal, (Elaboración propia).	106
<i>Figura 55.</i> Espectro de capacidad según ATC-40 con espectro COVENIN de la estructura pre-verificación de análisis dinámico lineal, (Elaboración propia).	107
<i>Figura 56.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 0 (Elaboración propia).	108
<i>Figura 57.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 1 (Elaboración propia).	109
<i>Figura 58.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 2 (Elaboración propia).	110
<i>Figura 59.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 3 (Elaboración propia).	111
<i>Figura 60.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 4 (Elaboración propia).	112
<i>Figura 61.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 5 (Elaboración propia).	113
<i>Figura 62.</i> Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 6 (Elaboración propia).	114
<i>Figura 63.</i> Capacidad espectral para estructura con mitad de cargas permanentes, (Elaboración propia).	117
<i>Figura 64.</i> Ocupación inmediata en las columnas para estructura con mitad de carga permanente	118
<i>Figura 65.</i> Fuerza cortante máxima para análisis dinámico resistiendo la mitad de la carga permanente, (Elaboración propia).	119

Figura 66. Estados de rótulas con respecto a punto de desempeño en estructura final, (Elaboración propia). 122

Figura 67. Cañas reforzados con acero, (Elaboración propia)..... 125

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.</i> Valores admisibles de diseño. (NSR-10, 2010)	37
<i>Tabla 2.</i> Valores numéricos de la curva característica de esfuerzo deformaciones (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).	78
<i>Tabla 3.</i> Estados de rótulas con respecto a punto de desempeño, (Elaboración propia).....	122

INTRODUCCIÓN

La construcción de edificaciones sismorresistentes se ha convertido en un tema de gran relevancia en el ámbito de la ingeniería en nuestro país, de igual forma existe un tópico importante el cual refiere a la alta escasez de materiales de construcción. Todos estos factores causan una gran interrogante, ¿Cómo vamos a hacer construcciones sismorresistentes sin los materiales convencionales?, aquí yace la importancia de este Trabajo Especial de Grado, que va a permitir evaluar el potencial de un material alternativo, como lo es el Bambú, donde no simplemente se va a estudiar en un rango elástico, sino que más allá de eso se plantearan lineamientos que permitan diseñar estructuras en rango inelástico de este, que basados en los ensayos necesarios (en este caso de la literatura) puede lograr soportar cargas muy pesadas con efectos sísmicos, con muy buena ductilidad.

Por otro lado, este Trabajo Especial de Grado permitirá generar conclusiones sobre cuáles van a ser los aspectos más importantes a estudiar del material, para lograr diseños más óptimos en rango inelástico y conocer más a fondo su comportamiento, logrando generar criterios y normas como para el concreto y el acero, que permitan abaratar costos, aprovechar en manera inmejorablemente el material para lograr el fin de construir estructuras sismorresistentes con materiales no convencionales.

CAPITULO I: EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

A lo largo del tiempo en Venezuela se han desarrollado un gran déficit habitacional el cual no ha sido resuelto del todo ya que, por una parte, el crecimiento de la oferta de materiales de construcción no ha sido suficiente para cubrir el incremento de la población. Por otra parte, la producción de viviendas del sector construcción se ve afectada por la baja inversión en proyectos de vivienda tanto del sector público como del privado, además, de la poca capacidad actual que tiene la banca para financiar este tipo de proyectos.

Material a utilizar

En concordancia con lo mencionado, se plantea la idea de utilizar viviendas de bajo costo construidas con bambú, debido a que éstas representan una buena opción en zonas del interior del país (especie muy común en la gran mayoría del territorio venezolano) donde existen esos materiales y hay déficit habitacional. Esta propuesta para la utilización de tal material (bambú), obedece a que de acuerdo con las experiencias que se están obteniendo en varios sectores de américa latina como es México, Ecuador, Perú, Chile, Argentina y, resaltando particularmente, el eje cafetero de Colombia, las mismas resultan de buena calidad, considerando los aspectos sismorresistentes y el bajo costo.

Método de análisis

Tomando en cuenta esos aspectos se plantea el estudio sismorresistente para viviendas con estructura de bambú, sin considerar el efecto de las paredes (estructura simplemente aporticada), a fin de verificar su desempeño. Este tipo de análisis se justifica ya que en Venezuela no existen normas para el diseño de estructuras de ese tipo, por lo que la evaluación detallada del desempeño es muy importante. En este particular se indica que Colombia ha desarrollado una norma para construcción sismorresistente de edificaciones de bambú, la cual será utilizada como referencia para definir el diseño estructural de la edificación.

Para el análisis del desempeño utilizaremos el método de análisis dinámico lineal comparándolo con un análisis estático no-lineal tal como mencionamos, sólo se estudiará el desempeño de la estructura de bambú sin considerar las paredes. Esto es típico en estudios de este tipo ya que el modelado de las paredes requiere de otros análisis adicionales que pueden ser estudiados en otro trabajo de grado. Para esto, se verificará y se demostrará que existen técnicas de construcción que permiten que la pared, bien esté separada o forme parte del sistema de vigas y columnas.

Formulación del Problema

Con base en lo anteriormente expuesto se plantea la necesidad del análisis sismorresistente de estructuras de bambú, para lograr solventar la situación que produce el déficit de materiales de construcción comunes en el país que trae como consecuencia la reducción de la producción de viviendas (además de que se

considera el sector económico de la construcción como uno de los más importantes para lograr mejorar la economía de una nación) siendo este también una importante fuente de empleo posible.

Objetivos

Objetivo General

Analizar el desempeño ante solicitudes dinámicas de vivienda construidas de bambú

Objetivos Específicos

Para alcanzar el objetivo general se debe realizar los siguientes objetivos específicos:

- Comprobar la estructura prediseñada con la norma NSR-10 con un análisis dinámico lineal.
- Evaluar con un análisis estático no lineal, el desempeño sísmico de una vivienda unifamiliar hasta de dos niveles construidas con bambú.
- Verificar si los niveles de desempeño obtenidos en estos estudios se ajustan a las exigencias de las normas colombianas para este tipo de edificaciones.
- Determinar la curva de capacidad, espectro reducido y punto de desempeño de la estructura.

Justificación de la Investigación

Como resultado de lo explicado, es necesario el hecho de comenzar la búsqueda de materiales alternos de construcción, que permitan mejorar la condición de escasez del país, tomando en cuenta que Venezuela se considera moderadamente sísmica (FUNVISIS, 2018). Lo que obliga a que estos materiales deban ser estudiados para ser considerados como sismorresistentes o en su defecto lograr estructuras que se consideren de este tipo.

Al realizar esto, se puede resolver la situación explicada de materiales, ayudando a los sectores bajos del país a obtener viviendas de altos estándares de calidad con materiales que abundan, y otorgando un plus al país en el tema de construcciones sostenibles, (tema que se ha convertido en tendencia mundial actualmente).

Alcance y Limitaciones del Trabajo de Grado

Dentro de los alcances que competen este a trabajo especial de grado, se atenderán los aspectos relativos a solicitudes dinámicas en viviendas unifamiliares y multifamiliares, donde dicho estudio tendrá como limitaciones viviendas unifamiliares de dos niveles y se limitará al diseño estructural (donde se tomaran estructuras ya diseñadas en concreto, pero adaptadas al material a utilizar, bambú).

Por otra parte, como ya se mencionó, se analizará el comportamiento estructural del bambú sin considerar el aporte de las paredes de bahareque. Las

técnicas de construcción evaluadas indican que es posible construir paredes de bahareque aisladas de los elementos estructurales.

Para los análisis se tomarán valores de los parámetros requeridos para los materiales de la literatura para la especie de bambú denominada Guadúa Angustifolia, la cual es la más común en Latinoamérica, además de ser la utilizada en Colombia y México. Esta variedad es también muy común en Venezuela y se están estudiando sus propiedades en otro Trabajo Especial de Grado de la Universidad Católica Andrés Bello, al igual que los análisis de costos respectivos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Antecedentes

“Salazar, A., Quintero, C., & Fonthal, G. (Agosto de 2016). *Biblioteca Digital Repositorio Académico*. Obtenido de Revista técnica Universidad del Zulia: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0254-0770201600200002”, en este artículo publicado por la facultad de ingeniería de la universidad del Zulia se analizan las resistencias mecánicas y propiedades físicas del bambú, por medio de ensayos donde se estudia el esfuerzo vs la deformación a diferentes velocidades de aplicación de carga. Se obtuvo la *Figura 1*, y que la principal falla del bambú es por aplastamiento; también, en general este material mantiene su integridad estructural sin colapsar repentinamente luego de haber desarrollado su resistencia máxima. El trabajo realizado por estos autores sirve como base para el presente Trabajo Especial de Grado ya que, para el modelado de las estructuras de bambú, son indispensables las propiedades del mismo.

“Sharma, B. (Agosto de 2010). Obtenido de Seismic Performance of Bamboo Structures: <https://core.ac.uk/download/pdf/12209100.pdf>”, en la presente Tesis de Grado publicada por la universidad de Pittsburgh se hace énfasis en la determinación de las propiedades física y mecánicas del bambú y, en su consideración como elemento estructural altamente sismorresistente para construcción de edificaciones. Dicha investigación concreta sus respuestas mediante un análisis no lineal estático (pushover) e incluso un análisis no lineal dinámico. Se especifica en el objetivo que dice “The objective of this dissertation is

to describe a wide-ranging research program aimed at identifying a method through which vernacular bamboo construction methods may be formalized into a performance-based design framework”, el cual coincide con lo planteado en este Trabajo Especial de Grado.

“López, O. A., & Hernández, J. (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Caracas: IMME - UCV. Obtenido de Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela: http://www.scielo.org.e/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000300002”, En este trabajo del ingeniero Oscar López (Master of Science y Doctor) profesor titular e investigador de la Universidad Central de Venezuela, realiza, junto con otros profesores importantes, un análisis pushover a escuelas de dos pisos las cuales colapsaron en el terremoto de Cariaco (Magnitud 7.0, 1997). Lo cual, en concordancia con el trabajo realizado por (Sharma, 2010), recalca la viabilidad de un análisis pushover a edificaciones de poco nivel, lo que permite un análisis más detallado e innovador. Este trabajo aportara, una ayuda para la ejecución del análisis de pushover a realizar en las estructuras de bambú, ya que las mismas tienen condiciones similares a las de las escuelas de Cariaco en cuanto a altura, y esto servirá como una guía.

“Aijazi, A. N. (junio de 2013). Material Characterization of Guadúa Bamboo and the Environmental Feasibility of Structural Bamboo Products. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology. Obtenido de <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/80899/858281615-MIT.pdf?sequence=2>”, en este

trabajo de grado del Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), se estudian todas las propiedades del bambú sometido esfuerzos, haciendo incluso análisis microscópicos. Realizando procesos de carga como compresión, tracción, esfuerzos radiales. Recalcando en sus conclusiones que es un material que puede ser utilizado estructuralmente para reducir cantidades de obra y conseguir construcciones sostenibles. Se pueden observar en los anexos de este trabajo, todas las gráficas de esfuerzo deformación (para varios tipos de esfuerzo, los mencionados), que indican el comportamiento del material. Cabe destacar, que el Massachusetts Institute of Technology, es según el (QS World University Rankings, 2018), la mejor universidad del mundo lo que convierte este trabajo como una de las bases más importantes del Trabajo Especial de Grado a realizar.

“Serrano, G., Gómez, J., Pérez, R., Ernesto, H., Valencia, H., Emanuel, K., ... Barragán, J. (2016). *Vivienda emergente y sustentable con sistemas estructurales de bambú*. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente de Mejico, Tlaquepaque. Obtenido de <https://rei.iteso.mx/bitstream/handle/11117/4243/Vivienda+emergente+y+sustentable+con+sistemas+estructurales+de+bamb%FA.pdf;jsessionid=F0372E0DDFB2A846F1632517311EEF46?sequence=2>”, este escrito presenta la investigación de viviendas sustentables construidas de bambú basándose en las propiedades mecánicas y físicas aportándole la estabilidad estructural necesaria para dicho sistema. También busca el sistema constructivo ideal, tomando en cuenta como material principal el bambú.

“Vacacela, N. (2015). Paneles De Bahareque Prefabricado y Aplicación a una vivienda. Cuenca, Ecuador. Obtenido de dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/23224/1/Tesis.pdf”, este Trabajo de Grado, se cita con la finalidad de indicar como son los métodos constructivos de paredes, para que no tengan aporte estructural considerable a la edificación (como muro), lo que permite realizar el estudio como una estructura aporticada.

“Morán Ubidia, J. (2015). Construir con Bambú - Manual de Construcción. Lima: Red Internacional de Bambú y Ratán, INBAR. Obtenido de http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Manual-Constructcion-Bambu.pdf”, en el presente manual muestra las diferentes configuraciones estructurales que puede conformar un sistema de bambú como también el proceso de montaje y construcción de dichas estructuras con la finalidad de desarrollar y ampliar el conocimiento de dichas edificaciones demostrando que son estables, económicas y sustentables.

Fundamentos Teóricos

La especie de bambú *Guadua Angustifolia* ha representado a lo largo de la historia un material de diversos usos, como son para tejidos, comida, pero que dentro de todos se recalca como material de construcción, donde por muchos años los japoneses hicieron estructuras de bambú, estructuras que hoy en día siguen en pie luego de siglos.

Todos estos usos del bambú dependen de la edad de la planta, ya que a lo largo de su desarrollo va obteniendo características, propiedades físicas, químicas

y mecánicas importantes para el uso que se tenga planteado. A continuación, se presenta una representación gráfica de los usos del Guadua dependiendo de la edad de la planta



Figura 1. Usos del bambú según su edad (Serrano, y otros, 2016)

Durante los primeros treinta días la planta es tierna por lo que puede ser comestible ya que representa un gran aporte nutricional debido a sus grandes cantidades de silicio. También al ser una planta muy moldeable puede ser útil para la elaboración de artesanías y utensilios. Luego, en el primer año desarrolla cierta rigidez que imposibilita su consumo, pero en ese determinado tiempo se puede deformar y realizar tejidos con sus fibras. Como se puede observar, al cumplir tres años o más se puede utilizar en la construcción y esto se debe que alcanza las propiedades físicas y mecánicas (que deben ser analizadas) necesarias para ser un material estructural, dicho material alcanza cierta dureza y resistencia aptas para la elaboración de estructuras y pueden ser utilizadas como un elemento principal o un elemento auxiliar de otros materiales. Al tratarse de un material biológico debe

tenerse en cuenta que la durabilidad de la estructura representa un problema muy importante si no se optan ciertas medidas (es decir, la planta como elemento de construcción debe tener una observación y un tratamiento previo). Cabe destacar que las propiedades mecánicas y físicas se ven afectadas por la presencia de agua por lo que se debe aislar el material del suelo evitando también la propagación de hongos e insectos.

Propiedades físico - mecánicas

- Peso específico: “Varía con la humedad, pero para cañas secadas al aire (18% de humedad), oscila entre 700 y 850 kg/m³, dependiendo de si se tiene en cuenta solo la pared. El peso específico depende también de la porción de caña analizada: a la base ronda los 570kg/m³ (mayor volumen hueco) y en la cima 760 kg/m³” (Barbaro, 2006). De lo indicado por Bárbaro, cabe destacar la importancia de un buen aislamiento de humedad de las piezas a utilizar, bien sea con sellantes o cualquier otro material (todo este procedimiento compete a las procesadoras del bambú)
- Compresión: Esta propiedad se ve afectada por la esbeltez del elemento (Longitud, tipos de apoyos, arriostramientos y radio de giro de la sección) y el grado de curación que tenga la pieza estructural. La resistencia a este esfuerzo varía según el grado de humedad y puede significar mucha dispersión en los resultados estructurales. Además, como se mencionó, la relación de luz y sección condiciona el pandeo

de la pieza. En el comportamiento de las fibras paralelas a un esfuerzo compresivo se destaca un punto de cedencia, como se puede observar en la *Figura 2*, el cual limita un rango elástico. Luego de que estas fibras sobrepasan el punto de cedencia, se define una zona plástica de compresión, es decir, que la sección presenta una deformación remanente al descargar el material en esta zona de carga, por lo cual esta deformación permanente aumenta hasta llegar al punto de rotura, marcando el máximo esfuerzo soportado por las fibras.

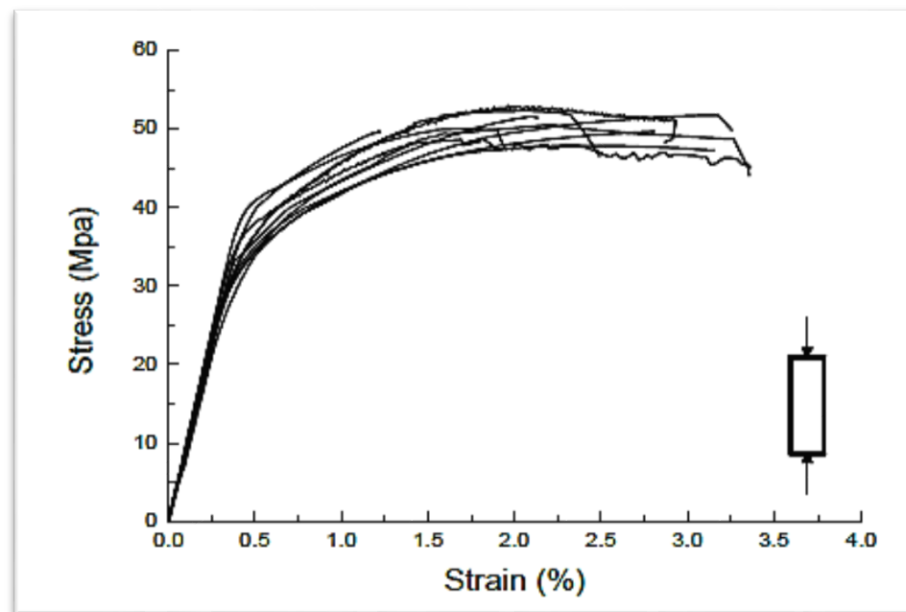


Figura 2. Diagrama de esfuerzo - deformación de ensayos a compresión de probetas de Bambú. (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).

- Tracción: Al igual que la compresión dicho esfuerzo depende de diversos factores como lo son: elemento de la caña (base, centro o cima), porcentaje de humedad y la presencia de nudos. Este esfuerzo representa el más complicado de todos ya que en las conexiones de diferentes piezas en una estructura contempla que el esfuerzo a tracción genere una fractura en el herraje de la conexión. Además, el valor de cedencia coincide con la rotura de las fibras lo que quiere decir que no presenta una zona plástica de tracción. El comportamiento de las fibras paralelas a dicho esfuerzo, es similar al estado elástico de compresión del mismo material con la diferencia de que el esfuerzo cedente es significativamente mayor a la compresión ultima (como se puede ver en la *Figura 7*), pero con la diferencia de que el estado compresión, se caracteriza por ser más dúctil, es decir, que presenta grandes deformaciones antes fallar.

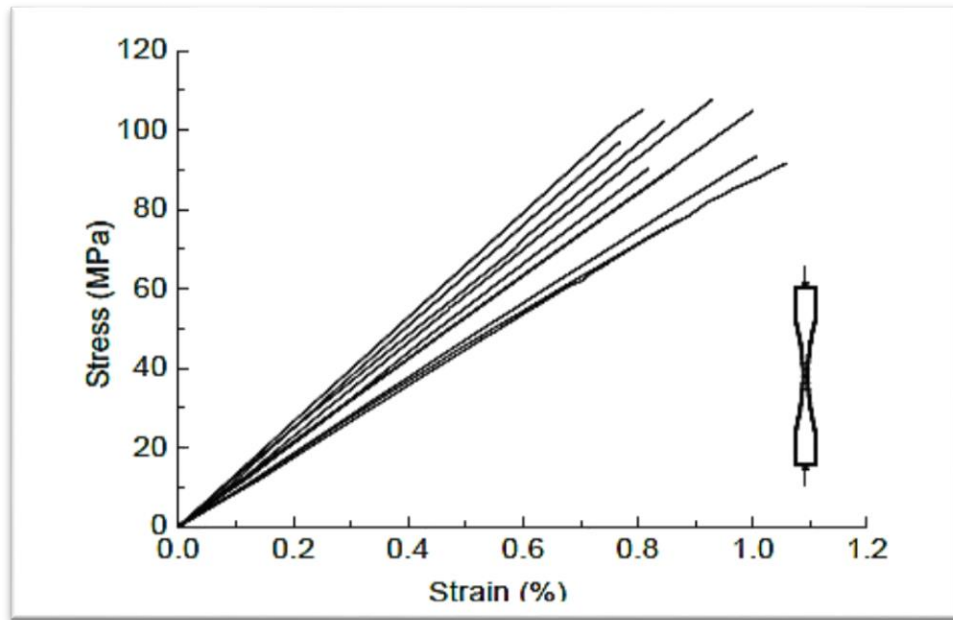


Figura 3. Diagrama de esfuerzo - deformación de ensayos a tracción de probetas de Bambú. **(Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).**

- Módulo de elasticidad: El módulo de elasticidad de un material representa la relación esfuerzo y deformación unitaria en el rango lineal (rango elástico). Al igual que la madera decrece un 5-10% con el aumento de carga (Serrano, y otros, 2016), es decir, esta propiedad depende de la carga aplicada y del tipo de fibra solicitada (interna o externa).

Como se mencionó anteriormente, el estado elástico tanto a compresión como a tracción son similares por lo cual el módulo de elasticidad del material es igual para ambos esfuerzos como se puede ver en la en la siguiente *Figura 4*.

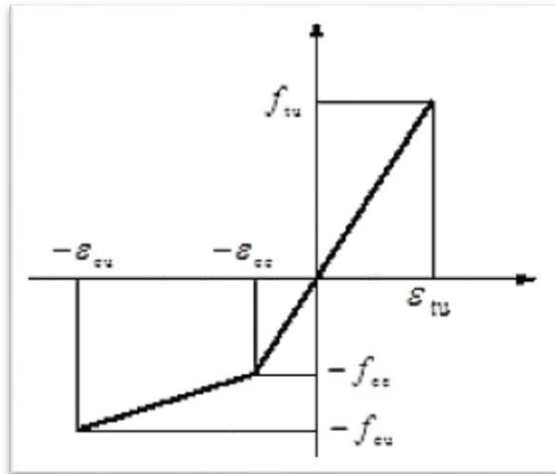


Figura 4. Comportamiento de las fibras, ante esfuerzos paralelos de compresión y tracción. (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018)

- Cortante: El esfuerzo cortante de un material mide la capacidad de deslizamiento de una porción con respecto a otra adyacente a este, el cortante es un esfuerzo que actúa transversal al elemento y en toda la longitud expuesta a una carga aplicada. A diferencia de esfuerzo a tensión o a compresión, en la ruptura del material no presenta reducción localizada ni alargamiento.

Dicho esto, la cortante la tendremos en cuenta en el diseño de las conexiones ya que la mayoría de estos componentes constructivos están contemplados a corte paralelo a la fibra. En culmos con paredes de 10 mm de espesor, el esfuerzo cortante es aproximadamente un 11% más bajo que para culmos con paredes de 6 mm de espesor debido a la distribución y mayor porcentaje de fibras fuertes en la sección transversal (Serrano, y otros, 2016). Considerándose este uno

de los factores más castigadores del diseño de una estructura de bambú.

- Conductividad térmica: La conductividad térmica de un material expresa la capacidad aislante (cuan más bajo es, más capacidad aislante). En el bambú depende del sentido de propagación del flujo de calor y del elemento que se esté ensayando, y del contenido de humedad que este posea, (Barbaro, 2006).
- Amortiguamiento viscoso: Este valor, representa la manera de disipar energía del material, que es muy importante para el análisis dinámico lineal y el análisis estático no lineal, se toma para flexión un valor de 1%, y entre 2 y 3% para torsión según (Amada & Lakes, 1997).

Es muy importante recalcar que las características mecánicas del material considerado en este trabajo de grado, varia de cierto modo con la ubicación de crecimiento y la especie. Las propiedades tomadas de los diferentes trabajos citados, presentan cierta divergencia entre sí, por lo que se toman en cuenta tratamientos estadísticos que permitan manipular mejor estas propiedades, para un mejor resultado.

Fallas características de acuerdo al esfuerzo actuante

Como en todos los materiales los esfuerzos tanto perpendiculares como paralelos a las fibras generan fallas que se pueden apreciar y se pueden clasificar según la dirección de estos. En el bambú se pueden

clasificar las fallas como en la *Figura 4*, en donde son características las grietas

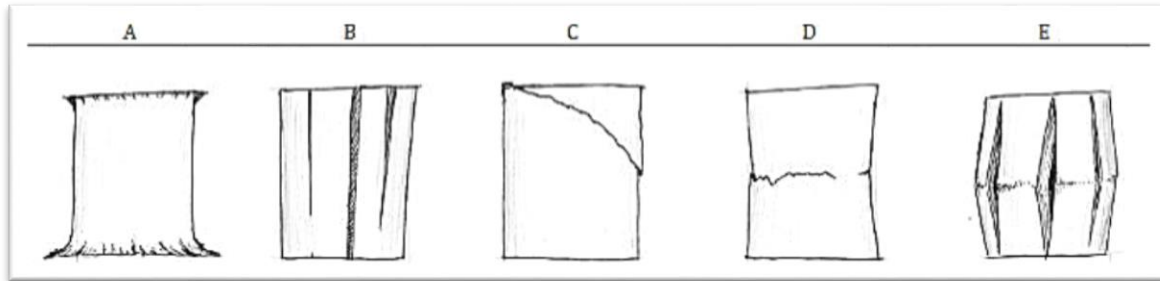


Figura 5. Tipos de falla. (Salazar, Quintero, & Fonthal, 2016).

La representación de la figura en “A”, es una falla de aplastamiento en la cual las fibras se pandean hacia el exterior en las zonas de contactos con los platos de compresión. La figura en “B”, es una falla debido a esfuerzos a tensión tangenciales a la fibra en donde estas se separan entre sí. En la figura en “C”, se observa una falla por corte, debido a la propagación de tensiones diagonales. La figura en “D” y “E” representan el pandeo general de las fibras en dirección interna y externa al culmo.

Por último, se identifica el ultimo tipo de falla en la *Figura 6* en donde se identifica el pandeo local de la guadua el cual ocurre en las inmediaciones del nudo, debido a la virada de los esfuerzos a compresión, que siguen la desviación de las fibras.

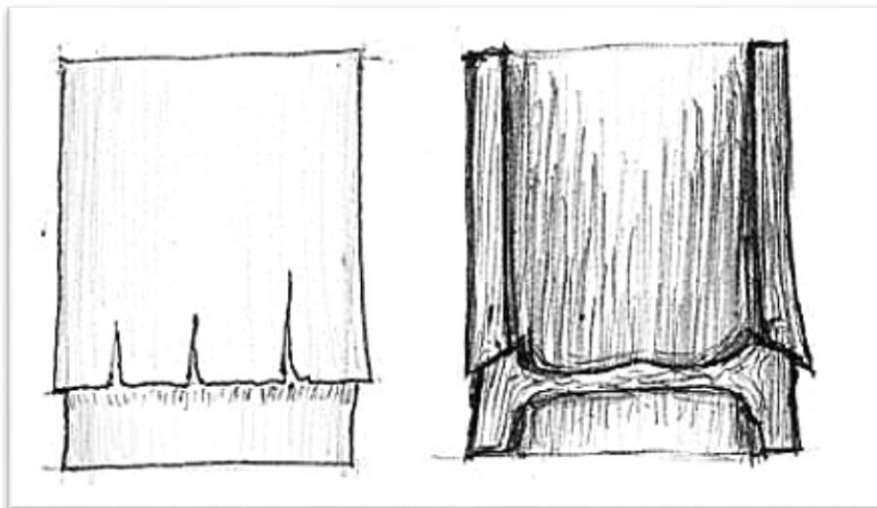


Figura 6. Pandeo local de las fibra en presencia de un nudo en la guadua,
(Salazar, Quintero, & Fonthal, 2016).

Tipos de sistema estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican de acuerdo a la funcionabilidad de los materiales que conforman la edificación. Cabe destacar que la opción de los sistemas se rige por el buen desempeño del tipo estructural ante las solicitaciones estáticas y dinámicas. Según la norma (Covenin 1756, 2001), se clasifican los tipos de estructura de la siguiente manera:

- **Tipo I:** La estructura resiste las solicitaciones mediante columnas y vigas (estructura formada por barras o a porticada).
- **Tipo II:** Surge de la combinación del tipo I y tipo III
- **Tipo III:** la estructura resiste las solicitaciones mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o sección mixta de acero y concreto.

- **Tipo IV:** son estructuras que no presentan diafragma con la rigidez adecuada para distribuir las solicitaciones dinámicas en los miembros verticales (Estructuras sustentadas con una sola columna o edificaciones con losas sin vigas).

Uniones y conexiones

Al igual que las estructuras de maderas se tiene en cuenta la debilidad que presentan las conexiones y por ellos son el punto más débil de la construcción. La madera presenta diversas soluciones y tecnologías para el diseño de las juntas de las estructuras, pero en cuanto al bambú la dificultad se presenta cuando se trata de hacer uniones que soporten esfuerzos a tracción. Para esto se citan manuales de conexiones de bambú, que garanticen que la falla se genere en el elemento, y no en la unión.

De acuerdo a los estudios realizados por en la Universidad de Eindhoven por (Jannsen, 1981), define que el planteamiento general para el diseño de conexiones de elementos de bambú, de manera que se evite la presencia de esfuerzos que generen rajaduras en el material, siendo este el principal problema para estas uniones. Garantizando así la existencia de conexiones que clasifican como rígidas.

Espectros de respuesta y de diseño sísmico

Es una herramienta esencial en la dinámica estructural utilizada en el concepto sismorresistente de la edificación, definida mediante un gráfico de la respuesta máxima que produce cierta acción dinámica en el suelo, y posteriormente en la estructura. Estos gráficos tienen en el eje de las abscisas los distintos periodos

de vibración, y en el eje de las ordenadas, la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento (Crisafulli & Villafañe, 2002).

Un espectro de respuesta, “representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del periodo” (Covenin 1756, 2001). Por otra parte, el espectro de diseño, es el que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Cabe acotar que, al no existir norma venezolana de diseño sismorresistente de bambú, se utiliza como base la colombiana con adaptaciones a criterio ingenieril. Se cita la Covenin 1756, a fines de tomar definiciones concisas indicadas más adelante, en el desarrollo del trabajo.

Análisis estructural lineal y no lineal

En el contexto del análisis estructural o del comportamiento de una edificación, se rige por diversas variables como lo son materiales, juntas y diseño de la estructura en general. Los métodos de diseño preliminares son esencialmente métodos lineales y no lineales. Todas las estructuras se consideran como no lineales, ya que no siguen la ley de Hooke, del todo.

La linealidad o no de una estructura depende principalmente del análisis que se realice. En el método no lineal se observa el comportamiento de la estructura al pasar el punto de cedencia hasta la falla (ductilidad), tomando en cuenta tanto la degradación del módulo de rigidez, también considerando las rotulas plásticas a través de las cuales se disipa energía, es decir, se toma en cuenta el mecanismo

de falla para la evaluación de la estructura. En cambio, el método lineal conlleva una evaluación en el límite elástico por medio de la aplicación de una carga, lo cual no es lo que realmente ocurre, pero se considera correcto ya que generan valores aceptables de análisis para el nivel de complejidad que tienen los métodos.

Ciclo de histéresis

Consiste en el comportamiento de la estructura, en donde esta pierde rigidez debido a la carga y descarga en sentidos contrarios sobrepasando el límite elástico del material. El fenómeno de la histéresis contempla el historial del comportamiento estructural previo tomando en cuenta las deformaciones y esfuerzos presentes en el rango no lineal. Dichos ciclos forman un área asociada a la disipación de energía en los miembros o elementos (en forma de calor, rotulas plásticas y otros) de la estructura. Existen varios modelos de ciclos como lo son,

- **Modelo de histéresis elástico:** se considera como la disipación de energía en forma de calor de un material debido a las sollicitaciones dinámicas. Los ciclos de histéresis elástica presentan una diferencia entre la energía de deformación necesaria para generar un esfuerzo determinado y la energía elástica en dicho esfuerzo. (Gharagozlou, 2018)
- **Modelo de histéresis takeda:** en el modelo de este ciclo de histéresis se incluye cambio de rigidez en agrietamiento por juntas y cedencia caracterizándolo también por el endurecimiento de deformación.

Este ciclo de histéresis se basa en una curva envolvente expuesta a varios sentidos de cargas con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento

y de cedencia. En resumen, el modelo Takeda simula un comportamiento de conexión dominante. (Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS.com, 2012)

- **Otros:** isotrópica, kinematic, pivot, concrete, degrading, BRB Hardening.

Bases Legales

“NSR-10. (2010). ESTRUCTURAS DE MADERA ESTRUCTURAS DE GUADUA. *Título A - G*. Bogotá: Asociación Colombiana de ingeniería sísmica. Obtenido de <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/7titulo-g-nsr-100.pdf>”, en Venezuela, actualmente no existen normativas vigentes para el diseño de estructuras de bambú las cuales son de mucha importancia para la elaboración del presente Trabajo Especial de Grado, es por ello que se recurre a la NSR 10, la cual es una norma colombiana de diseño sismorresistente de estructuras de madera y de guadua angustifolia (bambú). En esta norma se presentan los procedimientos de diseño que, para el bambú indican las resistencias admisibles para ciertas condiciones de cargas (muy similares a las que se plantean en la (Covenin 1756, 2001), siendo un detalle resaltante de esta norma). Esta también explica que debe realizarse un predimensionado con cargas gravitacionales, para luego ser verificadas bajo acciones sísmicas.

“Congreso de Colombia. (1997). LEY 400. Bogotá. Obtenido de <http://parquearvi.org/wp-content/uploads/2016/11/Ley-400-de-1997.pdf>”, en esta ley colombiana se explican las repercusiones que pueden generar la mala praxis de la NSR 10, indicando las acciones legales que esta conlleva. Es importante tomar

en cuenta esta ley, para tener una base al momento de redactar y crear la norma venezolana de estructuras sismorresistentes de bambú, destacando que no todos los países son iguales sísmicamente hablando, pero se puede tener una guía en cuanto a rasgos similares que se consigan en un análisis exhaustivo de otras normas que permita una recolección importante para lograr consolidarlas y adaptarlas a nuestro país.

“NTC 5525. (2007). Norma Técnica Colombiana: Métodos De Ensayo Para Determinar Las Propiedades Físicas Y Mecánicas De La Guadua Angustifolia Kunth. Bogotá: ICONTEC. Obtenido de <https://tienda.icontec.org/wp-content/uploads/pdfs/NTC5525.pdf>”, en esta norma se explican los lineamientos, también colombianos, para los ensayos de las propiedades del bambú, las cuales son fundamentales en el presente Trabajo Especial de Grado, ya en estas se basan los modelos matemáticos y prácticamente todos los análisis a realizar.

“American Society Of Civil Engineers. (2000). FEMA 356. *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. Reston. Obtenido de <http://sharif.edu/~ahmadizadeh/courses/strcontrol/CIE626-2-FEMA-356.pdf>”, esta norma también de alta importancia, ya que indica los métodos de análisis sismorresistentes de estructuras de madera, hecha por el comité de ingenieros de los Estados Unidos de América lo que permite otro punto de vista y comparativo para el pushover a realizar en este Trabajo Especial de Grado.

“SEISMIC SAFETY COMMISSION. (1996). ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City. Obtenido de

<https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>", esta norma se toma como referencia para explicar el procedimiento que realiza el programa SAP 2000 y el ETABS, al aplicar el pushover, el Método del Espectro de Capacidad, el cual consiste en aplicar una carga horizontal (cuyo patrón de carga se asemeja al del modo de vibración 1, por ser análisis pushover y porque el factor de participación modal es considerable en este modo) en el techo de la estructura y se miden las deformaciones, obteniendo la curva de capacidad de la estructura.

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

Tipo de Investigación

Se define el tipo de investigación como experimental, con diseño cuasi-experimental, basado en trabajos experimentales y documentales, ya que se posee un control parcial de las variables, como lo es el caso de las propiedades de material (bambú), las cuales se registran en esta investigación como una recolección de información previamente estudiada y se agrupan en datos únicos por medio de tratamientos estadísticos.

Niveles de exploración

De acuerdo a la selección del tipo de investigación se define este trabajo de grado como cuasi-experimental. Según (Kirk, 2012), afirma que “los diseños cuasi-experimentales son similares a los experimentos excepto en que los sujetos no se asignan aleatoriamente a la variable independiente. Se trata de diseños que se utilizan cuando la asignación aleatoria no es posible o cuando por razones prácticas o éticas se recurre al uso de grupos naturales o preexistentes”

El presente trabajo busca el estudio del comportamiento del bambú como material de construcción verificando su desempeño ante sollicitaciones dinámicas (sísmica). De acuerdo a los resultados a obtener del modelaje de una estructura en el programa SAP2000 determinaremos su funcionabilidad dentro del campo constructivo y las especificaciones pertinentes.

Recolección de información

Para la elaboración del modelaje de la estructura fue necesario recurrir a diseños de viviendas unifamiliares ya establecidos, tomando en cuenta la modificación de luces de vigas en el plano arquitectónico, basándose en los ensayos a flexión recolectados por la investigación de (Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002) en donde se concluye que el incremento de la deflexión (flecha) es directamente proporcional a la longitud de la viga ensayada a flexión, la cual se le es aplicada una carga puntual en la parte central del elemento. De acuerdo a la *Figura 7*, obtenida por dicho trabajo experimental se observa el incremento proporcional de la flecha vs la longitud de las diferentes cañas ensayadas, hasta una longitud de aproximadamente de 3,5 metros en donde se percibe un incremento considerable de la pendiente.

Por lo tanto, en el presente trabajo de grado se considera la colocación de un apoyo (columna) cada 3,5 m con el fin de considerar un comportamiento único en cuanto a la flecha generada en la estructura, tomando el caso más desfavorable y además esta debe cumplir con los requerimientos según lo estipulado en la norma (NSR-10, 2010)

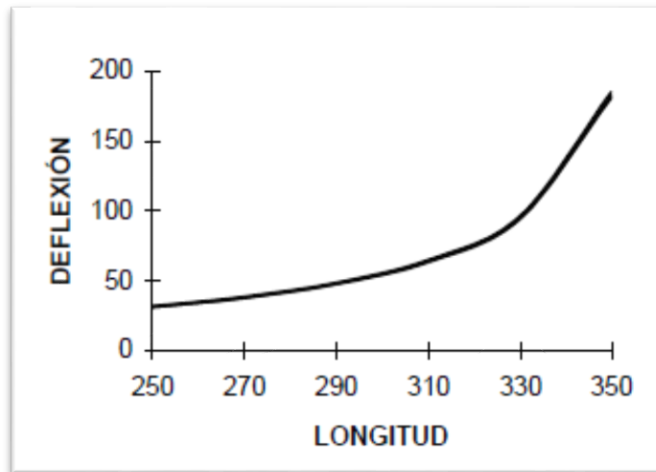


Figura 7. Diagrama deflexión vs longitud, **(Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002)**.

Los basamentos legales y los antecedentes contemplados en el presente trabajo de grado son utilizados para la obtención de variables que no pueden ser manipulables, necesarios para la elaboración del estudio estructural. La definición de los conceptos son parte de dicha recolección el cual facilita el desarrollo del Trabajo Especial de Grado.

Un punto primordial es la utilización de la norma (NSR-10, 2010) que contempla el diseño sismorresistente de estructuras de madera y de guadua, ya que el papel que toma en el presente Trabajo Especial de Grado, es la elaboración metodológica del predimensionado de las secciones de guadua, por cargas gravitacionales, y luego una verificación por acciones sísmicas las cuales se verifican bajos criterios máximos de resistencia a flexión, tracción, corte y compresión (indicadas como valores admisibles).

Se toma la literatura, del trabajo de (Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002), el modelo de viga ensayadas por ellos, destacando que, para obtener un modelo en

representativo para el análisis estructural, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La longitud de la caña de la viga es de: 3,50 m.
2. El diámetro de las cañas siempre es mayor o igual a 10 cm.
3. Los espesores de las cañas oscilan entre [0,7 – 1,05] cm.
4. Para la caña del ensayo se consideró, diámetro 10 cm y espesor 0,7 cm (mínima sección permitida).

Construcción de la gráfica momento curvatura y esfuerzo deformación.

Para llevar a cabo el estudio del desempeño de un elemento estructural de guadua ante solicitaciones dinámicas, se debe conocer previamente las propiedades mecánicas y físicas (obtenidas como se mencionó anteriormente, de la literatura) puesto que esta es la base estudio a realizar, para definir el desempeño de la estructura en general.

El diagrama de momento curvatura es una representación del comportamiento de un material, definiendo la rotación como la tangente de ángulo formado por la deformación unitaria y el eje central de la sección, debido a un esfuerzo producido en la sección de guadua y siendo el momento flector aquel que genera la tensión de las fibras tanto a tracción como a compresión. Al igual que la curva de esfuerzo-deformación, esta gráfica de momento curvatura, define el comportamiento y capacidad de flexibilidad que tiene un material como elemento de construcción. Se ilustra a manera explicativa, en la *Figura 8* los valores de Θ y ε

(rotación y deformación respectivamente), y el valor del momento (M) que viene dado por la ecuación:

$$M = C * b = T * b$$

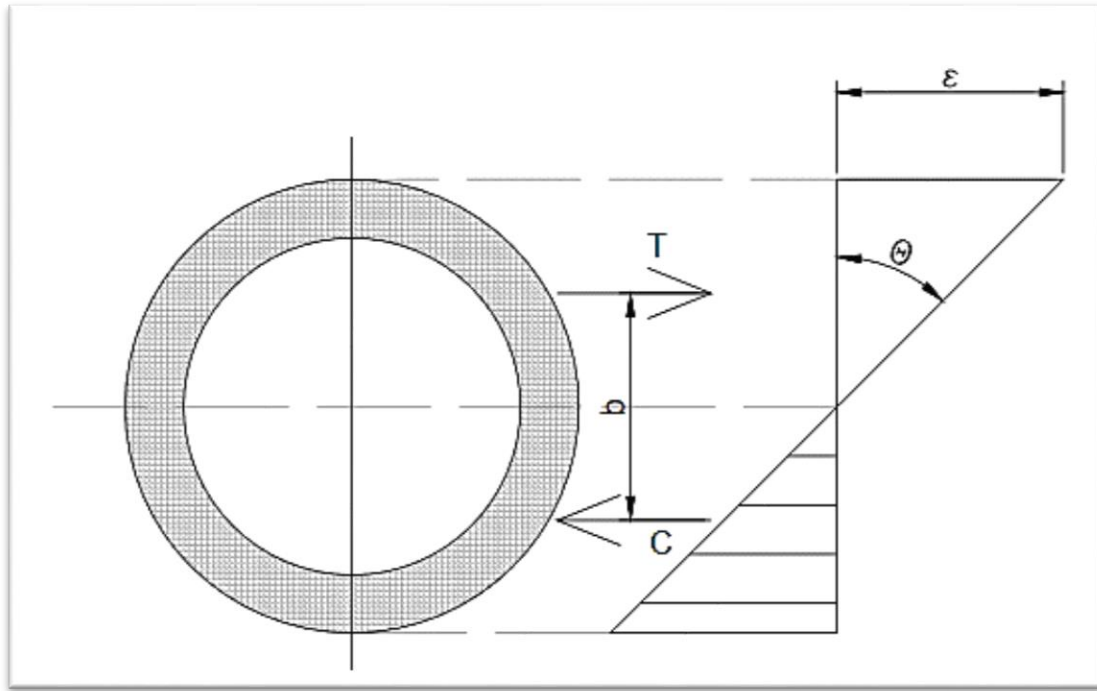


Figura 8. Representación gráfica esfuerzo rotación, **(Elaboración Propia)**.

En el aspecto de estudio y de análisis de dichas curvas, son de necesidad para el modelaje estructural y del ciclo histerético, desde la cual se observa la ductilidad y la capacidad de disipar energía, que se genera en el material por cargas y descargas inducidas, esto contempla el comportamiento del material ante momentos flectores definiendo la linealidad y la ductilidad (de miembros) de elementos que pueda tener la estructura. Para la aplicación del estudio se lleva a cabo la inclusión de la gráfica esfuerzo- deformación dentro del programa SAP2000,

donde se puede definir la aplicación de solicitaciones dinámicas y observar el comportamiento no lineal de la estructura (pushover).

Para la construcción de las curvas anteriormente explicadas, se recurre a ensayos a compresión y tracción paralela a la fibra, de esta forma se determinará el momento a través de la sección predimensionado, tanto de la columna como de la viga que conforma la estructura. El objetivo, es determinar los momentos notables como lo son, el momento de cedencia (primera falla) y el de rotura (segunda falla), a través de los esfuerzos de tracción y compresión que se encuentran en las fibras de la sección. Para ello se debe tener a disposición los diagramas de esfuerzo - deformación en las dos direcciones ya mencionadas, definiendo así las deformaciones en estado ultimo de tracción y de compresión, y el estado de cedencia.

Estos diagramas de momento curvatura, toman importancia ya que deben ser introducidos como datos al programa SAP 2000, que los toma en cuenta para definir las rotulas que se creen a medida que se somete a esfuerzos la estructura. De lo que se concluye que es necesario un diagrama para cada sección que exista en la estructura.

Como se mencionó en el CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO, la compresión presenta un comportamiento dúctil mientras que la tracción se caracteriza por ser frágil (no presenta estado plástico), y además el valor máximo de deformación de la fibra traccionada es significativamente mayor que la cedencia a compresión, por lo que se define que el momento de una sección que llega justo a la falla cuando la

fibra más alejada al eje neutro alcance el esfuerzo máximo de cedencia en compresión (σ_y), lo que genera que existan fibras en estado plástico definiendo un primer estado de falla.

Como se puede observar el eje neutro no se encuentra definido, pero se aprecia que se encuentra por debajo del centro geométrico de la sección, debido a que cierta parte de la zona superior (compresión) está en estado plástico por lo que se compensa el estado de equilibrio. El método para obtener estos estados, se conoce de estudios de resistencia de materiales, donde se igualan los momentos de los centroides de los sólidos que generan las tensiones en la sección (método matemático), estos momentos son las resultantes de las fuerzas de tracción/compresión por la distancia entre los centroides. Quedando la ecuación general, que dice que Tracción = Compresión.

El eje neutro (e) es una variable de la que dependen las demás incógnitas y se dificulta su determinación ya que las secciones del bambú son de base variable conforme a la altura (Arandelas). Se señalan las siguientes ecuaciones, que permiten calcular el estado de equilibrio de una sección que ya paso la cedencia:

$$\varepsilon_{ck} = \frac{e * \varepsilon_{tu}}{(h - e)}$$

$$\sigma_{ck} = \sigma_y + \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_y)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y)} * (\varepsilon_{ck} - \varepsilon_y)$$

$$x = \frac{(h - e) * \sigma_y}{\sigma_{tu}}$$

- $\varepsilon_{ck}, \sigma_{ck}$: Deformación y esfuerzo para estado de compresión plástica cualquiera.
- ε_y, σ_y : Deformación y esfuerzo para estado de cedencia a compresión.
- $\varepsilon_{cu}, \sigma_{cu}$: Deformación y esfuerzo para estado de rotura a compresión.
- e: Distancia del eje neutro a la fibra a compresión más lejana.
- h: Diámetro de la sección de guadua.

En esta fase se comienza con un valor semilla “e”, calculando el resto de las variables que permitan tener todos los esfuerzos de la sección, donde posteriormente se verifica la igualdad de las fuerzas, es decir, el valor se va iterando hasta que se cumpla esta condición de $C=T$.

Una vez obtenidos los momentos notables, se definen las curvaturas para cada condición las cuales se obtienen de la hipótesis de Navier - Bernoulli, en donde existe una relación directamente proporcional con el momento actuante e inversamente con respecto al módulo de elasticidad y el momento de inercia de la sección estudiada. Dicha relación se expresa en la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{M}{E * I}$$

Cabe destacar la importancia de esta hipótesis, ya que esta relación se mantiene constante solo cuando la sección se encuentra en comportamiento totalmente elástico. Al entrar en estado de plástico el módulo de elasticidad disminuye (se degrada) debido a que en esta presenta deformaciones remanentes

y en todo este rango de plasticidad se reduce la inercia a medida que la sección alcanza la condición de rotura.

Predimensionado de la estructura

El concepto de diseño de una estructura se basa principalmente, en que esta no exceda los valores admisibles correspondientes a las propiedades mecánicas del material (tomando en cuenta factores de seguridad, que serán explicados posteriormente), bajos las solicitaciones impuestas en ella. Por esto, antes de llevar a cabo el modelaje, se realiza un estudio que contemple únicamente cargas de servicio (gravitacionales), para así definir unas dimensiones preliminares de los elementos estructurales (vigas y columnas) con el objetivo de resistir las solicitaciones presentes sin percibir fallas considerables, es decir, que puedan generar un mecanismo cinemático (falla general de la estructura).

De la misma forma en este análisis, se consideran como puntos esenciales en el predimensionado las siguientes propiedades: compresión, tracción, flexión, fuerza cortante y deflexión máxima (flecha). Todos estos valores limites que crean un rango de seguridad, se encuentran establecidos por la norma (NSR-10, 2010), exactamente en el Capítulo G, en el cual también se expone una metodología para el diseño estructural, sin embargo, el efecto de predimensionamiento de una estructura depende en su gran mayoría del criterio del ingeniero, donde con basamentos teóricos puede realizar consideraciones como, contemplar variaciones en las cargas para simular sismos, o trabajar con un rango menor de esfuerzos admisibles, para lograr un diseño más conservador. Todo esto redundando siempre,

en que el proceso de predimensionado, como su nombre lo dice, se busca establecer unas áreas preliminares que puedan ser verificadas con el método que se desee.

Con respecto a lo mencionado de la norma NSR-10, en ella se estipula lo siguiente:

Esfuerzos admisibles

Estos son determinados luego de una serie de ensayos (los cuales en este análisis, se acepta que cumplen con las normas colombianas (NTC 5525, 2007), las cuales indican como deben ser realizados estos ensayos), específicamente se calculan por medio del valor característico de la estructura definida, (NSR-10, 2010), mediante la siguiente ecuación, que representa una variable estadística cuyos elementos se explican más adelante:

$$f_{ki} = f_{0,05i} * \left(1 - \frac{2.7 * \frac{s}{m}}{\sqrt{n}}\right)$$

- “ f_{ki} ” Valor característico en la solicitud i.
- “ $f_{0,05i}$ ”: Valor definido al percentil 5 de los datos experimentales del laboratorio en la solicitud i.
- m: Media o valor promedio de los valores experimentales.
- s: Desviación estándar de los valores experimentales obtenidos en el laboratorio.
- n: Número de ensayos, de los cuales se requieren por lo menos 20.

- i: Subíndice prefijado por el tipo de sollicitación en el cual la presente norma lo define como: “b” para flexión, “t” para tracción paralelo a las fibras, “c” para compresión paralelo a las fibras, “p” compresiones perpendiculares a las fibras y “v” para cortante paralelo a las fibras.

Una vez definido el valor característico del ensayo, bien sea compresión, flexión o cual fuere, se procede al cálculo de los esfuerzos admisibles del grupo de cañas en el cual depende de factores de seguridad y de reducción, contemplados en la siguiente formula:

$$F_i = \frac{FC}{F_s * FDC} * f_{ki}$$

- F_i : Esfuerzo admisible de acuerdo a la sollicitación i.
- FC: Factor de reducción establecidos por diferencias entre los ensayos y las condiciones reales de aplicación.
 - FDC: Factor de duración de carga
 - F_s : factor de seguridad

Todos los valores constantes (FDC, F_s , FC) se encuentran estipulados en la tabla G.12.7-3 de la norma (NSR-10, 2010). Cabe estacar que los resultados de los valores admisibles no toman en cuenta todas condiciones que puedan modificar sus propiedades mecánicas. Por lo cual, esta define ciertos coeficientes que se aplican en el cálculo final del esfuerzo admisible. Estos coeficientes vienen dados por la duración de carga, contenido de humedad, temperatura, estabilidad lateral de vigas, forma de la caña,

redistribución de cargas, estabilidad de columnas y por cortante. Dichas modificaciones se contemplan en los puntos G.12.7.6, G.12.7.7, G.12.7.8 y G.12.7.9 de la norma (NSR-10, 2010).

Por otro lado, estos valores de esfuerzos admisibles pueden ser tomados de la presente norma, tomando en cuenta factores modificadores como contenido de humedad y otros, siendo los siguientes,

Tabla 1. Valores admisibles de diseño. **(NSR-10, 2010)**

Fb (Flexión)	Ft (Tracción)	Fc (Compresión)	Fv (Corte)	
15	18	14	1,2	MPa
152,96	183,55	142,76	12,24	Kg/cm²

Diseño de vigas (Flexión)

Para el cálculo de estos elementos se debe verificar los efectos de deflexiones, flexión, cortante perpendicular a la fibra y aplastamiento comprobando que estos valores no sobrepasen los esfuerzos admisibles considerados.

En el mismo orden de ideas, cabe resaltar que, en la metodología descrita por la norma (NSR-10, 2010), se destacan ciertos puntos de la fase de construcción de una estructura de guadua, donde contempla el diseño de los apoyos de un elemento sometido a flexión, el modelaje de un elemento que se encuentra sometido por una carga puntual, los conectores

utilizados a la hora de tener varias cañas como viga y las especificaciones para las perforaciones en la caña como proceso de construcción.

- **Deflexión**: El cálculo de la deflexión en elementos sometidos a flexión, se realiza por medio de la teoría de elasticidad tradicional utilizando el valor promedio del módulo de las cañas ensayadas, indicado previamente. Dichos valores no pueden exceder las deflexiones admisibles, estipuladas en la tabla G.12.8-2 de la norma NSR-10. Cabe destacar que la luz de diseño (L) utilizada viene dada por la distancia entre cada cara de apoyo. Se define en este trabajo de grado que la flecha admisible es L/240, tomado de la tabla G.12.8-2 de la (NSR-10, 2010), que corresponde a los elementos de entrepiso (vigas) para las cargas totales.
- **Flexión (fb)**: Para el caso de la verificación del esfuerzo flector, se calcula mediante las ecuaciones de equilibrio, el máximo momento al que se encuentra sometido la viga y utilizando la hipótesis de Navier-Bernoulli para esto; posteriormente al obtener las solicitaciones máximas (momentos) mediante la ecuación que relaciona el momento con la sección (indicada al final del párrafo, y explicada su validez anteriormente), y con el esfuerzo admisible considerado (NSR-10, 2010), se calcula la sección necesaria para resistir la solicitación.

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{M}{s}$$

- σ : Esfuerzo admisible

- M: Momento resistente
- y: Distancia de la última fibra a tracción/compresión hasta el eje neutro
- s: Modulo de sección (y/I)

En el caso de utilizar dos o más cañas sometidas a flexión se debe tomar en cuenta un coeficiente de modificación (CL) el cual contempla la reducción de carga debido a la inestabilidad lateral (Pandeo Lateral Torsional) que esta presenta. Estos factores se encuentran tabulados en la tabla G.12.8-5 de la (NSR-10, 2010), los cuales dependen principalmente de la altura y ancho de la sección de la viga. Inclusive, la norma indica a unas especificaciones de soportes laterales, en caso que lo amerite.

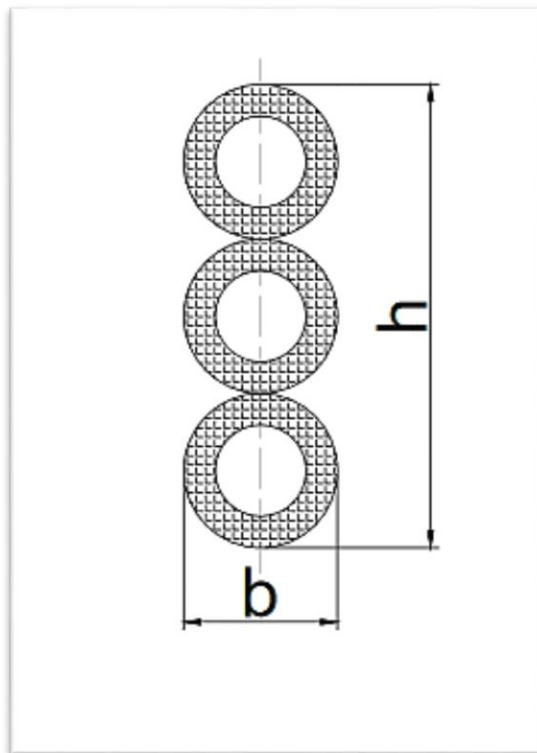


Figura 9. Ilustración de sección compuesta para vigas, **(Elaboración Propia)**.

- **Cortante (fv):** Para elementos simplemente apoyados el esfuerzo se calcula a una distancia “h” (altura de la sección de guadua), medidos con respecto a la cara del apoyo. En el caso de vigas con 2 o más elementos, “h” representara la altura total de la sección compuesta (de borde a borde). En el caso de que la caña o el grupo que conforme el elemento, se encuentre en una condición de voladizo, el esfuerzo a determinar es justamente en la cara del apoyo. Para el cálculo del esfuerzo cortante se contempla la siguiente ecuación:

$$fv = \frac{2 * V}{3 * A} * \left(\frac{3 * De^2 - 4 * t * De + 4 * t^2}{De^2 - 2 * De * t + 2 * t^2} \right)$$

- fv: Esfuerzo cortante paralelo a la fibra.
 - V: Fuerza cortante
 - A: Área neta
 - De: Diámetro externo
 - t: Espesor promedio

Este valor no puede superar el esfuerzo cortante modificado explicado anteriormente y además se debe considerar una distribución de conectores transversales en el caso de que la viga este conformada por dos o más cañas, con la finalidad de asegurar un trabajo en conjunto. Las especificaciones de espaciados de estos conectores, se encuentran estipuladas en el punto G.12.8.11.3 de la norma (NSR-10,

2010), este valor de espaciamiento de conectores, depende de la luz libre de la viga y la fuerza cortante máxima en ese tramo.

- **Aplastamiento (fp):** Los esfuerzos actuantes se verifican principalmente en los apoyos y en sitios pequeños del elemento, donde se encuentre cargas concentradas. Estas solicitaciones perpendiculares a la fibra se determinan por medio de la siguiente ecuación:

$$fp = \frac{3 * R * De}{2 * t^2 * Lp}$$

- fp: Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra.
- R: Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a la fibra.
 - De: Diámetro externo de la guadua.
 - t: Espesor promedio.
 - Lp: Longitud del apoyo.

Diseño de elementos a tracción

La verificación por esfuerzo admisible modificado (de tracción) en la guadua, se basa esencialmente en el cálculo de la fuerza actuante que pasa específicamente en el centro geométrico de la sección de guadua. Dicho esto, su cálculo corresponde al de la siguiente ecuación:

$$ft = \frac{T}{An}$$

- ft: Esfuerzo actuante a tracción.
- An: Área neta de la sección.

- T: Fuerza de tracción.

En el mismo orden de ideas analizando la norma (NSR-10, 2010) se destaca que, en el diseño estructural se debe buscar que los elementos no se encuentren sometidos a tensiones de tracción perpendiculares a la fibra, dada a su baja resistencia. En el opuesto de que se presente esta condición, y que se supere la tensión admisible, se debe garantizar la resistencia con zunchos o platinas.

Diseño de elementos a compresión (paralelo a la fibra):

Para elementos a compresión paralela a la fibra, columnas, el diseño contempla principalmente las condiciones en las que ellos se encuentren, como lo son los tipos de apoyo y la longitud del elemento, estos influyen directamente en la resistencia de la caña, o del grupo, que conforma la columna. En la verificación del esfuerzo admisible, el cálculo corresponde al diseño convencional de una columna en donde su longitud efectiva dependerá de ciertos coeficientes “k” los cuales varían según el apoyo, la cual conlleva a la definición de la esbeltez “ λ ” del elemento. Se establece una característica muy particular cuando la columna está compuesta por más de dos (2) cañas, donde la inercia se obtiene como en el cálculo de un elemento irregular utilizando teorema de Steiner, con la finalidad de conseguir el momento de inercia total, concentrado en el centroide de la figura que forman el conjunto de cañas.

Por otro lado, el esfuerzo actuante se calcula mediante una clasificación de las columnas donde estas pueden considerarse como: corta, intermedia o larga, dependiendo de la esbeltez que estas presenten:

▪ **Columna corta ($\lambda < 30$):**

$$f_c = \frac{N}{A_n}$$

- f_c : Esfuerzo a compresión paralelo a la fibra.
 - N : Compresión axial.
 - A_n : Área neta de la sección.

▪ **Columna intermedia ($30 < \lambda < C_k$):**

$$C_k = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0,05}}{F'_c}}$$

- C_k : valor límite entre columnas intermedias y cortas.
 - $E_{0,05}$: modulo e elasticidad de percentil 5.
- F'_c : esfuerzo admisible de compresión paralelo a la fibra, modificado.

$$f_c = \frac{N}{A_n * \left(1 - \frac{2}{5} * \left(\frac{\lambda}{C_k}\right)^3\right)}$$

- f_c : Esfuerzo a compresión paralelo a la fibra.

▪ **Columna larga ($C_k < \lambda < 150$):**

$$f_c = 3.3 * \frac{E_{0,05}}{\lambda^2}$$

- f_c : Esfuerzo a compresión paralelo a la fibra.

- E0,05: modulo e elasticidad de percentil 5.
- λ : Esbeltez del miembro.

Análisis dinámico lineal

Para poder analizar una estructura con el método estático no lineal (pushover), es necesario garantizar que la estructura sea sismorresistente, ya que de lo contrario no tendría sentido. Por esto se realiza un análisis dinámico lineal a la estructura predimensionado para chequear que no existe ningún tipo de falla al aplicar el espectro de la (Covenin 1756, 2001).

Por otra parte, a efectos de este trabajo especial de grado, se tomó el espectro de la norma venezolana para edificaciones de tipo B2, viviendas unifamiliares que también da un factor de importancia sísmica de $\alpha = 1,00$, para un suelo S2, zona sísmica 3 y factor de reducción $R = 4$. De igual manera, del programa SAP 2000 ejecutando un análisis modal, se extrae el periodo correspondiente al primer modo de vibración para calcular el valor de $1,6 T_a$, el cual permite cortar el espectro para evitar que a mayores periodos se subestime la aceleración espectral por lo que se toma la aceleración correspondiente y se hace constante el espectro.

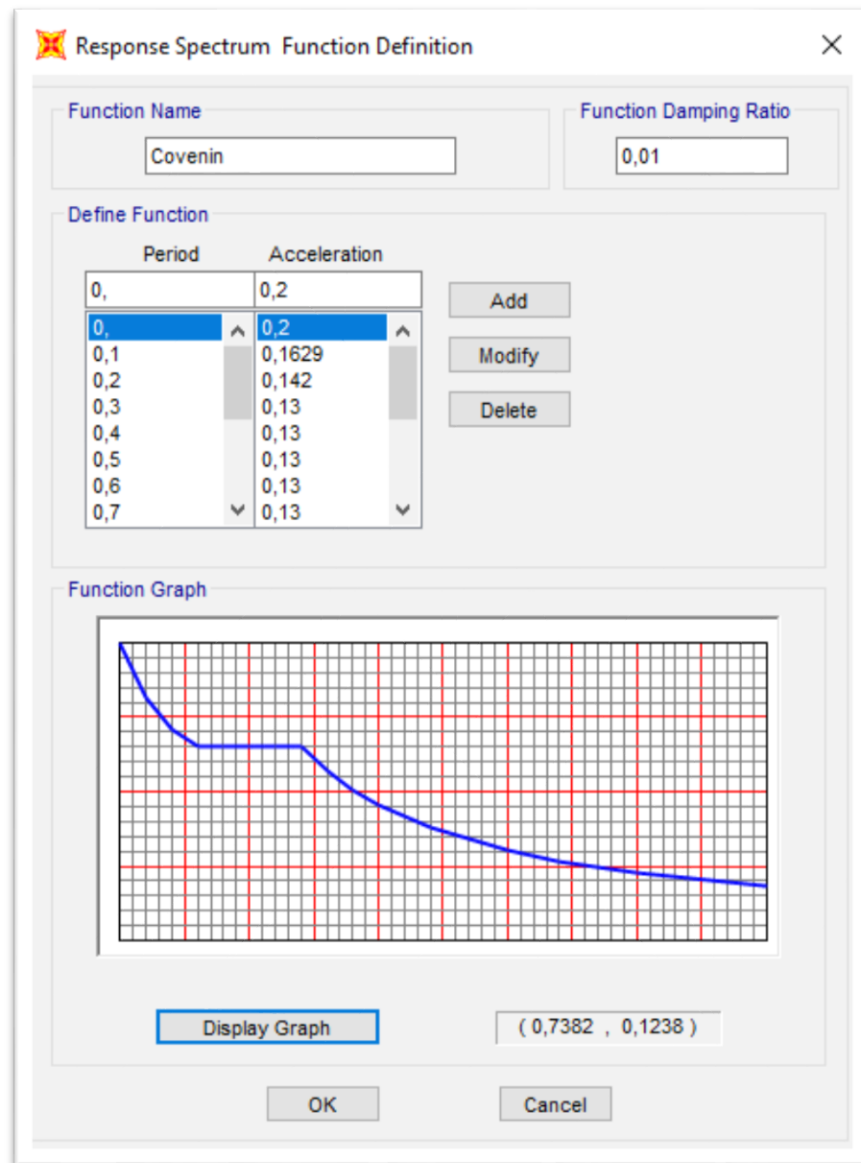


Figura 10. Espectro a utilizar para análisis dinámico lineal, **(Elaboración propia)**.

Siguiendo con el análisis, se crea una combinación de cargas donde se considera la carga muerta, un 25% de la carga viva y un 70% del sismo en las dos direcciones.

Load Combination Data

Load Combination Name: (User-Generated)

Notes:

Load Combination Type:

Options:

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD NL	Nonlinear Static	1,
DEAD NL	Nonlinear Static	1
Live	Combination	0,25
Sismo	Response Spectrum	0,7

Figura 11. Caso de carga para análisis dinámico, **(Elaboración propia)**.

Chequeando el corte basal para este caso de carga, se obtuvo un valor de 3792,09 Kg en el sentido “x” y 3574,86 Kg en el sentido “y”, los cuales deben ser chequeados con el valor mínimo de norma donde el artículo 7.1 de la (Covenin 1756, 2001), dice que el corte debe ser mayor a,

$$V_o \geq \frac{\alpha * A_o * W}{R}$$

$$V_{o_{min}} = \frac{1 * 0,2 * 54413,22}{4}$$

$$V_{o_{min}} = 2720,66 \text{ Kg}$$

Por otra parte, revisando con el artículo 9.4.6 de la misma norma dice que el corte basal no debe ser menor de $V_o^* = \mu * A_d^* * W$, donde

VALORES DE T^* , β y p			
FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Figura 12. Tabla 7.1, (Covenin 1756, 2001).

Tomando para suelo S2, $T^* = 0,7s$. Comparando con $1,6Ta$

$$1,6Ta = 1,6 * 1,568 \rightarrow Ta = 2,51 s; 2,51 > 0,7$$

entonces,

$$A_d^* = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p = \frac{1 * 1 * 2,6 * 0,2}{4} \left(\frac{0,7}{2,51} \right)^1 = 0,0363$$

luego μ es el menor valor entre,

$$1. \mu_1 = 0,8 + \frac{1}{20} * \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) = 0,8 + \frac{1}{20} * \left(\frac{2,51}{0,7} - 1 \right) = 0,929$$

$$2. \mu_2 = 1,4 * \left(\frac{N+9}{2N+12} \right) = 1,4 * \left(\frac{2+9}{2(2)+12} \right) = 0,963$$

quedando entonces $V_o^* = 0,929 * 0,0363 * 54413,22 = 1834,96 Kg$. Siendo

entonces el corte basal mínimo el estipulado por el capítulo 7.1 $V_{o_{min}} = 2720,66 Kg$,

que, comparando con ambos valores de corte basal obtenidos, ambos superan el mínimo por lo que no se debe modificar el factor de la gravedad en el programa SAP 2000.

Análisis estático no lineal (Pushover)

Para realizar en análisis final, se utiliza el programa SAP 2000 donde se indica una aceleración unitaria en el suelo y se realiza un control de deslazamiento de la estructura en un nodo del techo donde se debe ir evaluando distintas derivas allí hasta que se obtenga un diagrama de corte basal vs deriva que indique tanto el punto de cedencia, el punto de rotura y el punto de colapso de la estructura. Para el control de desplazamiento de la estructura se evalúa un nodo central en el techo designado como nodo 56, de manera que se define el caso de carga de la siguiente manera,

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [DEAD NL] [v]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL] [v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:
 Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
 Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

Load Case Type: [Static] [v] [Design...]
 Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear ☐ Nonlinear Staged Construction
 Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements
 Mass Source: [Previous] [v]

[OK] [Cancel]

Figura 13. Caso de carga para Pushover en SAP 2000, **(Elaboración propia)**.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
☐ Full Load
☒ Displacement Control

Control Displacement:
☐ Use Conjugate Displacement
☒ Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of: [800]

Monitored Displacement:
☒ DOF [U1] [v] at Joint [56]
☐ Generalized Displacement [v]

Additional Controlled Displacements:
 [None] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 14. Condiciones de control de desplazamiento para caso de carga Pushover en SAP 2000, **(Elaboración propia)**.

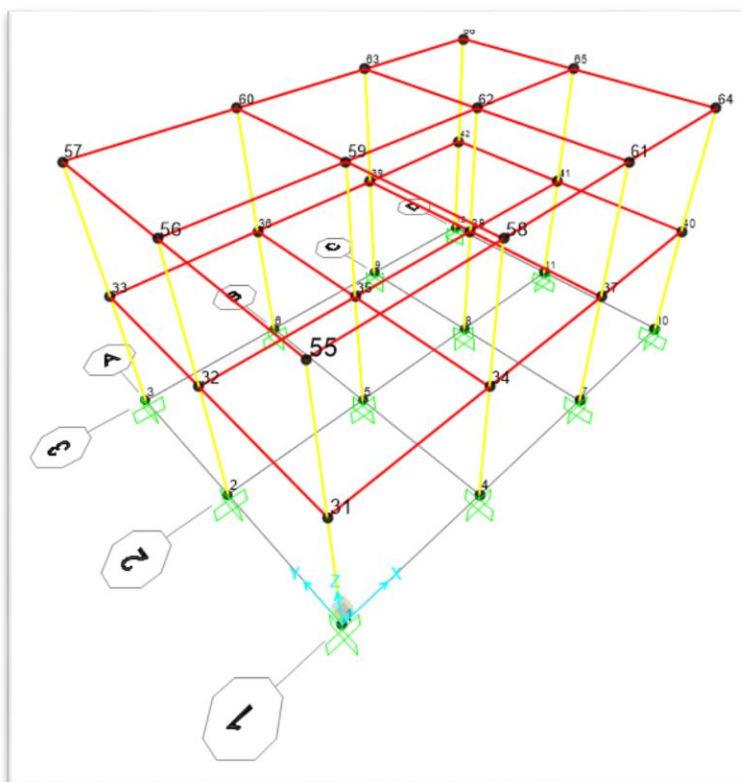


Figura 15. Esquematización de los nodos en SAP 2000, **(Elaboración propia)**.

Posteriormente, se asignan las rotulas respectivas a cada sección colocada en el predimensionamiento, de manera que al correr el caso de carga se observen las ya mencionadas. Por otra parte, es necesario definir en el programa las condiciones de resultados que se solicitan con respecto al método que se aplica en este trabajo, el cual es el del Espectro de Capacidad de la norma ATC 40, donde para plotear el espectro de demanda junto con el de capacidad, se toma el espectro de la norma (Covenin 1756, 2001), pero en este caso como se requiere un espectro elástico de demanda se considera para un $R = 1$, quedando el programa así,

Figura 16. Parámetros de resultados para análisis estático no lineal, **(Elaboración propia)**.

Espectro elástico y espectro reducido

Para la verificación de la estructura prediseñada anteriormente, con todas las especificaciones de los elementos que la conforman (columnas y vigas), se realiza mediante la aplicación de solicitaciones sísmicas y como esta influye en el comportamiento estructural. Como ya se explicó previamente en el marco teórico el espectro de diseño es una herramienta esencial para chequear la resistencia

estructural bajo solicitaciones dinámicas el cual es representado mediante una gráfica de respuesta de ante la acción sísmica. En la norma utilizada en Venezuela (Covenin 1756, 2001), presenta un espectro de diseño (elástico) el cual depende de un factor de reducción (dependiente del tipo de estructura), la zona sísmica y factor de importancia sísmica. Pero en el caso de modelaje no lineal, el espectro reducido depende únicamente de la capacidad de liberar energía (factor de amortiguamiento) que tenga la edificación bajo las correspondientes solicitaciones. Los softwares utilizados para evaluar el desempeño estructural, contemplan las reducciones del espectro elástico por el factor de amortiguamiento el cual sigue un procedimiento lógico de iteración.

En primera instancia el conocimiento de la curva de capacidad es indispensable para determinar la disipación de energía dependiente del rango lineal, el punto de falla de la estructura y el ciclo de histéresis que se genere, el cual se le denomina energía disipada por amortiguamiento (ATC-40, 1996).

La capacidad espectral es la representación de la curva de capacidad en coordenadas espectrales, la cual se expresa en función del corte basal y el desplazamiento estructural. De acuerdo a lo estipulado en la norma ATC-40 capítulo ocho, dichas coordenadas se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\bar{W}}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta}{PF1 * \Phi}$$

- V_i : Corte basal.

- W : Peso estructural.
- α : Coeficiente modal (grado 1).
- Δ : Desplazamiento.
- PF1: Factor de participación modal (dependiente de la estructura para cada modo de vibración).
- Φ : Modo de amplitud.
- S_{ai} : Aceleración espectral.
- S_{di} : Desplazamiento espectral.

La fase de la capacidad espectral conlleva a un punto muy importante para determinar geométricamente la máxima tensión de energía en la estructura, el cual viene dada por la intersección de la pendiente del rango elástico con una de las aristas del paralelogramo formado por ciclo de histéresis, logrando así de esta manera una relación que conlleva al amortiguamiento viscoso equivalente. El procedimiento de cálculo indicado en la norma ATC-40, (ATC-40, 1996) especificado en la siguiente figura.

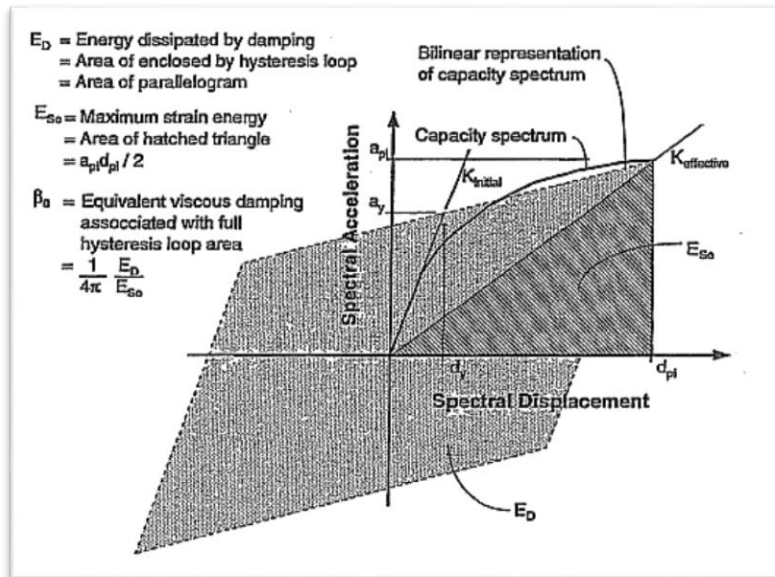


Figura 17. Derivación del amortiguamiento para el espectro reducido, (ATC-40, 1996).

- E_d : Energía disipada por amortiguamiento.
- E_{so} : Máxima tensión de energía.
- β_o : Amortiguamiento viscoso.

La energía disipada por amortiguamiento, se toma en cuenta con respecto al comportamiento de la curva de capacidad (rango lineal, punto de cedencia y punto de rotura modelado en representación bilineal como se indica en la figura 6). De esta manera se forma el área del paralelogramo que representa el “ E_d ” y corresponde al cálculo geométrico (indicado en la siguiente figura).

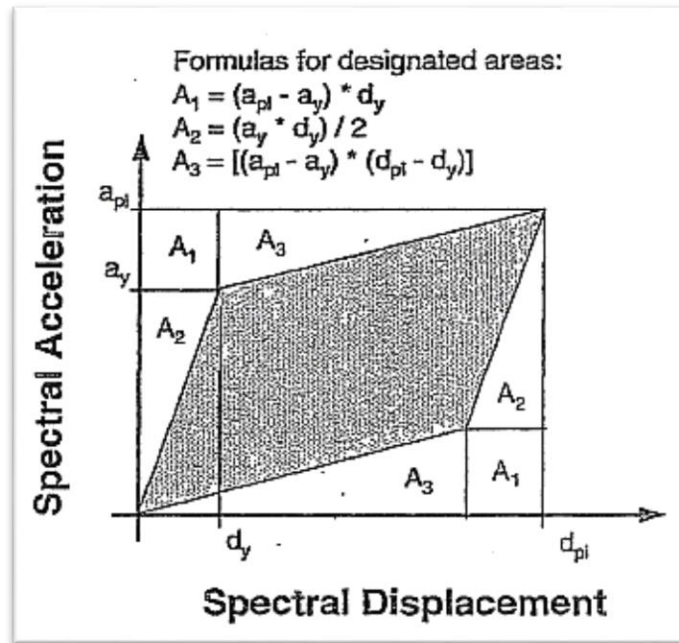


Figura 18. Energía disipada por amortiguamiento, (ATC-40, 1996).

- a_{pi} : Aceleración espectral en el punto de rotura
- d_{pi} : Desplazamiento espectral en el punto de rotura
- a_y : Aceleración espectral en el punto de cedencia
- d_y : Desplazamiento espectral en el punto de cedencia
- A1: Área 1
- A2: Área 2
- A3: Área 3

La definición de las correspondientes áreas viene determinada por las coordenadas espectrales de cedencia y de rotura, que son fundamentales para la determinación del “Ed”.

De la misma manera se define la energía de máxima tensión, tomado como un triángulo rectángulo dependiente del punto de rotura. Finalmente, el amortiguamiento viscoso se define por la ecuación de la norma ATC-40, el cual también contempla un amortiguamiento constante inherente en la estructura que es de cinco por ciento (5%). Dichos valores, se estiman en las siguientes ecuaciones:

$$\beta_o = \frac{Ed}{4 * \pi * E_{so}}$$

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0,05$$

Al evaluar un espectro reducido, este depende de números de reducción espectral relacionados con la constante de aceleración (SRa) y la de velocidad (SRv) en el rango espectral. Dichos valores numéricos enfocan su importancia en el tipo de estructura según su comportamiento, debido a que existe un factor de modificación de amortiguamiento (k), el cual corresponde a la resistencia del sistema estructural. Cabe destacar que la selección del tipo de estructura según su comportamiento se define por parámetros de amortiguamiento viscoso (β_o) establecidos en la norma ATC-40. Totalizando las definiciones se contempla el valor del amortiguamiento viscoso efectivo que toma en cuenta el factor k antes mencionado y la constante inherente de amortiguamiento (5%).

$$\beta_{ef} = k * \beta_o + 0,05$$

- k: Factor de modificación estructural.
- β_{ef} : Amortiguamiento viscoso efectivo.

Luego de haber definido los parámetros antes explicados, se enfoca la importancia en el cálculo de los valores numéricos de reducción contemplados en la norma ATC-40:

$$SRa = \frac{3,21 - 0,69 * \ln(\beta_{ef})}{2,12}$$

$$SRv = \frac{2,31 - 0,41 * \ln(\beta_{ef})}{1,65}$$

Estos valores de reducción espectral se consideran no solo para espectros de una sola constante de amortiguamiento si no para varias y de forma incremental. Esto se realiza para determinar el punto de desempeño dentro del espectro de capacidad, es decir, el trabajo de análisis estático no lineal se define como el grado de ductilidad que tenga o no una estructura determinada, su determinación se puede lograr por tres métodos establecidos en la norma (ATC-40, 1996) que contempla cada paso de iteración y la diferencia entre ellos, que son específicamente el nivel de detalle que esté presente y la viabilidad a la práctica dependiendo del caso. Se clasifican de acuerdo a la norma como:

- Procedimiento A: Representa un método analítico que se destaca por ser más claro y transparente, conveniente para ser realizado en una hoja de cálculo. Se define también como un método para principiantes, debido a la fácil aplicabilidad ya que evalúa un espectro elástico con una constante de amortiguamiento del cinco por ciento (5%), la curva espectral en sus respectivas coordenadas y representación bilineal (marcando los puntos

cedentes y plásticos de la estructura) y el espectro reducido como se explicó con anterioridad, siendo el punto de desempeño la intersección de la curva de capacidad espectral y respecto al espectro reducido.

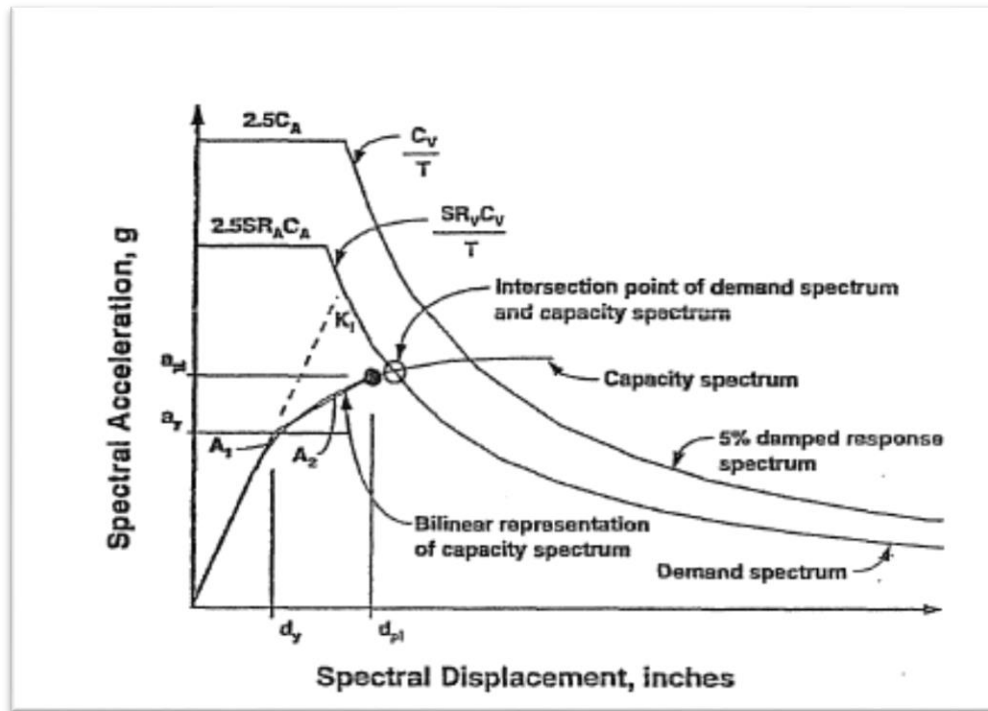


Figura 19. Representación gráfica de procedimiento A, (ATC-40, 1996)

Como se puede observar en la Figura 19 se muestran el punto interceptado con las curvas ya mencionadas pero el proceso de iteración se detiene cuando la tolerancia entre la demanda de la capacidad espectral y la intersección, es aceptable. Caso contrario, esto se debe ajustar otra representación bilineal de la capacidad espectral hasta que la tolerancia de error sea aceptable.

- Procedimiento B: Se considera al igual que el método anterior ya que es aplicable mediante una hoja de cálculo, pero con la diferencia de que no solo se toma en cuenta un espectro con la constante del cinco por ciento (5%) de amortiguamiento inherente, si no que se grafican las demás curvas con diferentes amortiguamientos (10%, 15%, 20% y 25%). El procedimiento considera la evaluación de diferentes puntos plásticos (con sus correspondientes coordenadas espectrales) en la representación bilineal de la capacidad espectral, con la finalidad de determinar varios amortiguamientos efectivos (β_{eff}), y de esta manera obtener una familia de puntos dependientes del β_{eff} y del desplazamiento plástico espectral, definiendo una curva cuya intersección representa el punto de desempeño de la estructura como se muestra en la *Figura 18*.

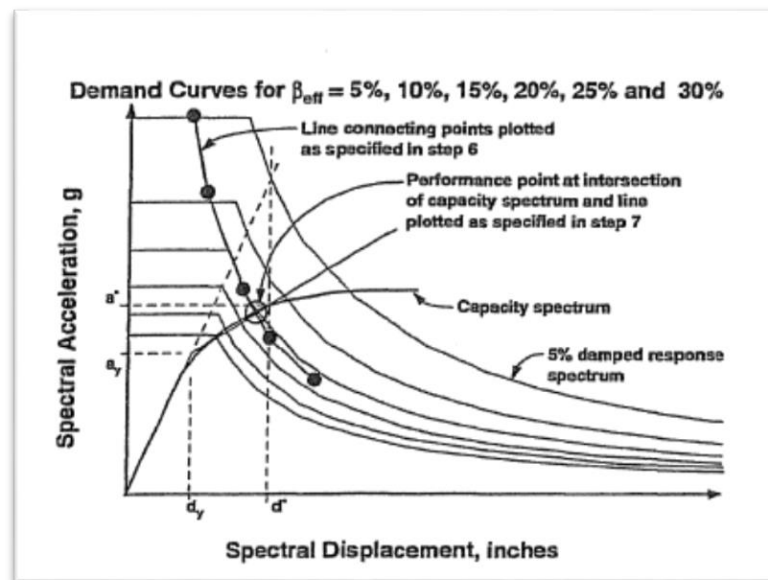


Figura 20. Representación gráfica del procedimiento B, (SEISMIC SAFETY COMMISSION, 1996).

- Procedimiento C: A diferencia de los procedimientos anteriores, este posee mayor dificultad debido a que es un proceso de iteración más extenso y no es conveniente realizarlo por medio de una hoja de cálculo. Para efectuar el desarrollo total se toma en cuenta las mismas curvas consideradas en el procedimiento anterior, siendo el punto plástico espectral el resultado de la intersección con el espectro de demanda de cinco por ciento (5%) de amortiguamiento inherente. De esta manera se determina el amortiguamiento viscoso, clasificando el tipo de estructura según su comportamiento, definiendo un espectro reducido en el cual se basa directamente para la solución grafica especificada en la presente norma (SEISMIC SAFETY COMMISSION, 1996), para determinar del punto de desempeño de la estructura. Este procedimiento se realiza disminuyendo los puntos plásticos espectrales originando sus respectivas representaciones bilineales, hasta que converja la curva formada con la capacidad espectral como se observa en la *Figura 21*.

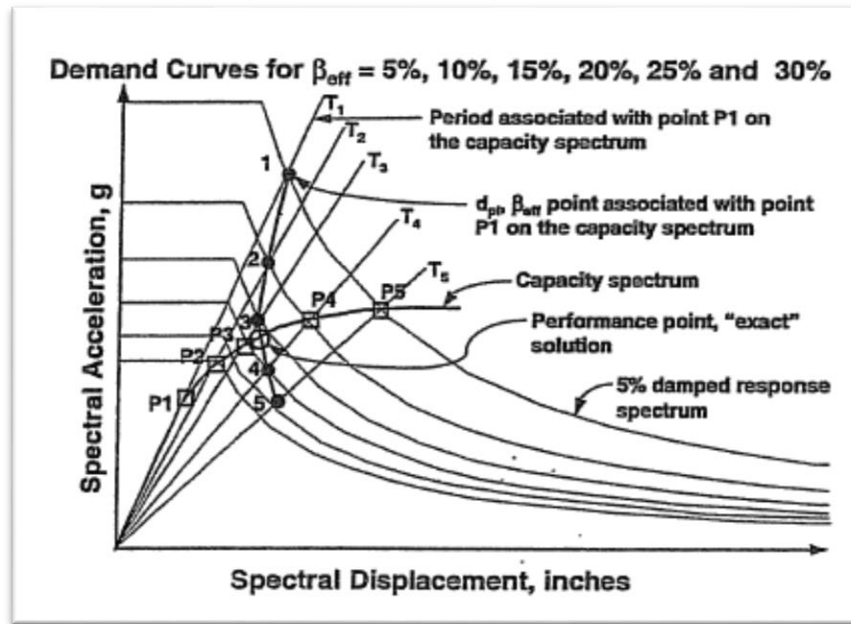


Figura 21. Representación gráfica del procedimiento C, (SEISMIC SAFETY COMMISSION, 1996).

Este procedimiento es de mayor exactitud y detalle por lo que la mayoría de software que modelan un análisis no-lineal utilizan este procedimiento.

Rotulas plásticas

Desde el punto de vista teórico, las rotulas plásticas se consideran la zona de disipación de energía en un elemento que conforma el sistema estructural y esto se debe a que por medio de las solicitaciones exceden su esfuerzo cedente en toda la sección del componente estructural, genera que toda la sección entre en estado de plasticidad presentando deformaciones permanentes con longitudes definidas. En la guadua, de acuerdo a los trabajo realizados por (Zhou, Bian, Shen, Huan, &

Zhou, 2018) se destaca un comportamiento muy importante de compresión donde se considera que entra en plasticidad antes de romperse, pero la tracción se define por ser una falla frágil, por lo que no se genera rotula desde el punto de vista teórico ya que toda la sección del material no entra en plasticidad. Dicho esto y basado en el trabajo de (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018), nos referimos a este comportamiento como a una “pseudo-rotula” debido que para llevar a cabo los cálculos de manera precisa se debe estimar una longitud en el que ocurre la plasticidad, pero que en este material debido a sus características de resiliencia, no ocurre.

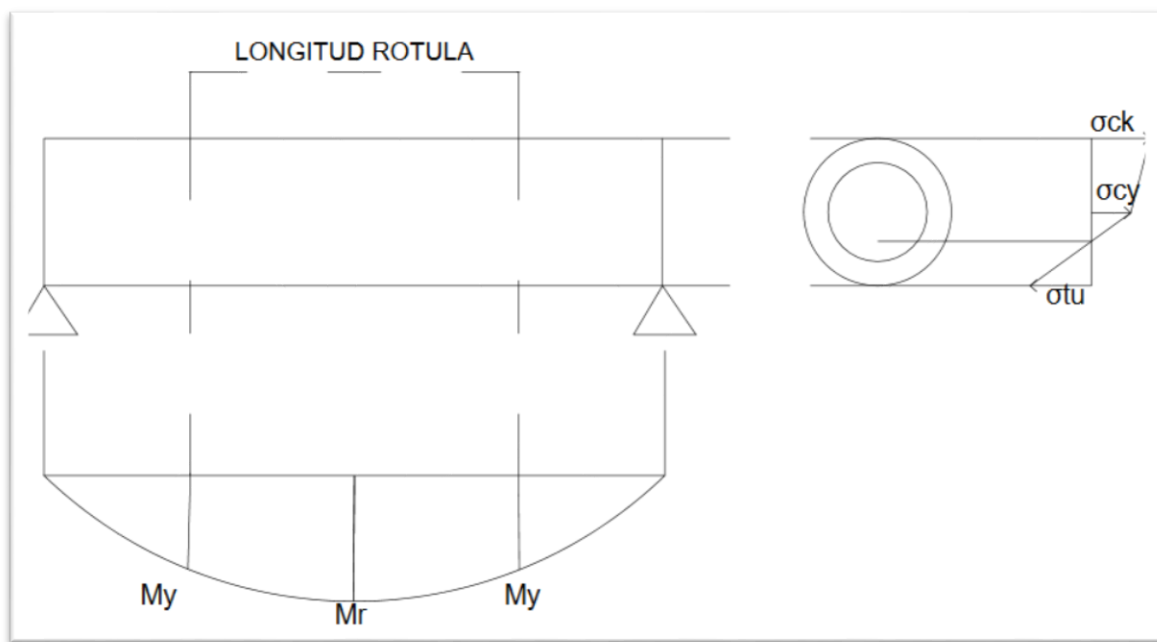


Figura 22. Modelo de cálculo de longitud de rotulas (ficticias), **(Elaboración propia).**

Entonces, para el modelaje se hace una aproximación de un modelo de parecido al estado de carga de la viga, donde esta se encuentra simplemente apoyada con una carga distribuida, se considera que en el centro del tramo donde ocurre el momento máximo se genera rotura, y a partir de esta condición se calcula donde ocurre el momento cedente, siendo la longitud de la rótula la distancia desde la rotura hasta donde se genera la cedencia. Cabe destacar que estas rotulas requieren un estudio bastante extenso donde se midan directamente de ensayos, pero para efectos prácticos se hace esta aproximación.

Cabe destacar que a medida que se aumenta la carga lateral en el techo, se acumulan rotulas las cuales se vinculan a parámetros de seguridad de la estructura, es decir, a medida que se van generando deformaciones en la edificación, estas se toman en cuenta por su magnitud y se clasifican de acuerdo al daño estructural que reflejan. Estos parámetros de seguridad se definen como niveles de desempeño, los cuales son criterios especificados por una serie de parámetros de control que permiten el buen desempeño de la estructura.

En la norma FEMA 356, se definen tres puntos, en la “*Reduce rehabilitation objective*” (American Society Of Civil Engineers, 2000), donde explican de manera cualitativa estos puntos y como plantear estos parámetros en la gráfica momento curvatura. Estos límites críticos se desarrollan en el rango inelástico del material, los cuales parametrizan el funcionamiento de la edificación hasta la rotura, siendo ellos: Ocupación Inmediata (IO), Salvamento de Vidas (LS) y Prevención del Colapso (CP).

De acuerdo a la norma ATC-40 (ATC-40, 1996) se clasifican los niveles de desempeño correspondientes a elementos estructurales y no estructurales, ambos definidos de forma independiente. Luego del estudio realizado de investigaciones previas no se encontró ningún autor que pudiera definir estos puntos con claridad, ya que se debe realizar un estudio más amplio acerca de los niveles IO, LS y CP de tal manera que se ubique perfectamente en el comportamiento del material. Para efectos prácticos las asignaciones de estos valores fueron tomando en cuenta por las especificaciones de la norma FEMA 356, (ATC-40, 1996) para elementos estructurales, siendo los siguientes criterios,

- Ocupación Inmediata: No se presenta daño significativo en la estructura, manteniéndose muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes de la acción sísmica y puede ser habitada, ya que los elementos estructurales cumplen su función de manera correcta.
- Salvamento de Vidas: Existe un daño significativo en los elementos que conforman la estructura, disminuyendo así de esta manera la rigidez, pero con un rango de seguridad antes del colapso siendo segura la edificación luego de refuerzos y reparaciones correctivas.
- Prevención de Colapso: Se presenta un gran daño en los componentes debido a una degradación sustancial de la rigidez y la resistencia estructural, quedando un pequeño rango para el colapso de la edificación que permita el desalojo total de esta y posterior derrumbe.

Luego de esto se plantean las condiciones consideradas en el presente trabajo especial de grado, donde, para el primer estado de Ocupación Inmediata se permitió una deformación del 15% de la deformación cedente, siendo este un parámetro muy restrictivo para garantizar que la estructura pueda ser habitada inmediatamente como se indicó; para el estado de Salvamento de Vidas se permitió una deformación de 50% y finalmente para Prevención de Colapso se permitió una deformación del 90%.

Es muy importante resaltar el hecho de que se necesita una gran investigación que permita definir de manera más precisa y segura estos puntos, por otra parte, revisando las conclusiones del trabajo de (Sharma, 2010) donde dice que, *“Performance points were obtained and are clearly located within serviceability limits, however there is not enough information to adequately define the typical categories of immediate occupancy (IO), life safety (LS) and collapse prevention (CP). To fully develop fragility curves to demonstrate the performance of the bamboo portal frame structure, additional experimental work is needed”* donde dice que no se posee información suficiente para definir precisamente estos puntos, aunque con los conceptos se puede plantear alguna aproximación para revisar el comportamiento.

CAPITULO IV: RESULTADOS

Propiedades generales de las secciones

Como parte del procedimiento, es importante el cálculo de algunas de las propiedades de las secciones, como lo son la inercia módulo de elasticidad considerado, entre otras, para las cuales se indican a continuación las consideraciones tomadas en concordancia con los ensayos citados anteriormente:

1. La sección mínima que se considera es de diámetro, $D = 10$ cm.
2. La sección mínima que se considera tiene espesor de pared, $e = 0,7$ cm.

Se tomaron en cuenta esos valores, ya que esto permitirá un predimensionado y diseño más conservador, ya que, inclusive si se usan secciones mayores tendrán mayor resistencia la cual está siendo subestimada, pero que igualmente no varía en mucha medida, en concordancia con lo concluido en el trabajo de (Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002), donde afirma que la resistencia aumenta a medida que aumenta la sección pero no a una tasa elevada.

- Inercia: la menor inercia considerada para el modelado, se obtuvo por la siguiente ecuación conocida previamente de resistencia de materiales, $I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4) = \frac{\pi}{4}(5^4 - 4,3^4) = 222,36 \text{ cm}^4$. Cabe destacar, se considera una sección simétrica, por simplificación del modelo, que causa que la inercia por cualquier eje que pase por el centro geométrico tenga este valor.

- Módulo de elasticidad: a través de los cálculos realizados se obtuvieron varios módulos, correspondientes a cada condición del ensayo, no es prudente considerar el obtenido en el único ensayo analizado ya que no es representativo, por lo que se toma de la literatura $E = 109000 \text{ Kg/cm}^2$, el cual es un aproximado de la media obtenida en el trabajo de (Gonzales, Osorio, & Garcia, 2002). Y también muy parecido al Módulo de Elasticidad medio que plantea la norma colombiana (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).

Predimensionado

Para el predimensionado, se hizo una evaluación de las cargas gravitacionales, comparando las posibles condiciones del techo contra las condiciones de la losa de entre piso, tomando la mayor para definir las secciones de vigas y columnas, estas cargas fueron tomadas de (Covenin 2002, 1988)

a. Entrepiso:

- Tabiquería: 150 Kg/m^2
- Losa maciza: 15cm de espesor, $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0.15 * 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
- Acabado: Baldosas de cerámica sobre mortero de 3 cm: 80 Kg/m^2
- Friso: Cal + Cemento: 19 Kg/m^2

Carga permanente total = 624 Kg/m^2

Carga variable por uso (Vivienda unifamiliar) = 300 Kg/m²

b. Techo:

- Losa maciza: 15cm de espesor, $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0.15 * 2500$
 $= 375 \text{ Kg/m}^2$
- Friso: Cal + Cemento: 19 Kg/m²
- Tejas curvas de arcilla sin mortero de asiento: 50 Kg/m²

Carga permanente total = 444 Kg/m²

Carga variable por uso (Vivienda unifamiliar - Techo) = 100 Kg/m²

Se tomaron las combinaciones de carga gravitacional de la norma colombiana (NSR-10, 2010), las cuales concuerdan con las planteadas en la norma venezolana (Covenin 1756, 2001) y se plantean a continuación (donde CP $\rightarrow$ Carga permanente, CV $\rightarrow$ Carga variable):

1. W1 = 1,4 CP
2. W2 = 1,2 CP + 1,6 CV

Entrepiso

- W1 = 1,4 (624) = 873,6 Kg/m²
- W2 = 1,2 (624) + 1,6 (300) = 1748,8 + 480 = 1228,8 Kg/m²

Techo:

- W1 = 1,4 (444) = 621,6 Kg/m²

- $W2 = 1,2 (444) + 1,6 (100) = 532,8 + 160 = 692,8 \text{ Kg/m}^2$

Luego de analizar todos los casos de carga para cada piso, se toma simplemente la mayor de todas a manera de considerar el caso más desfavorable en el predimensionado. Cabe destacar que se justifican tanto el caso de mayor carga como la subestimación de las áreas de las secciones, de forma que se compense el efecto sísmico que no se toma en cuenta en este predimensionado. Quedando así la carga $W = 1230 \text{ Kg/m}^2$.

Se indica a continuación la planta de la estructura a analizar, tomada del trabajo (Serrano, y otros, 2016) de manera que sea una vivienda arquitectónicamente funcional, y que se adaptó estructuralmente a los requerimientos del bambú (en cuanto a las luces).

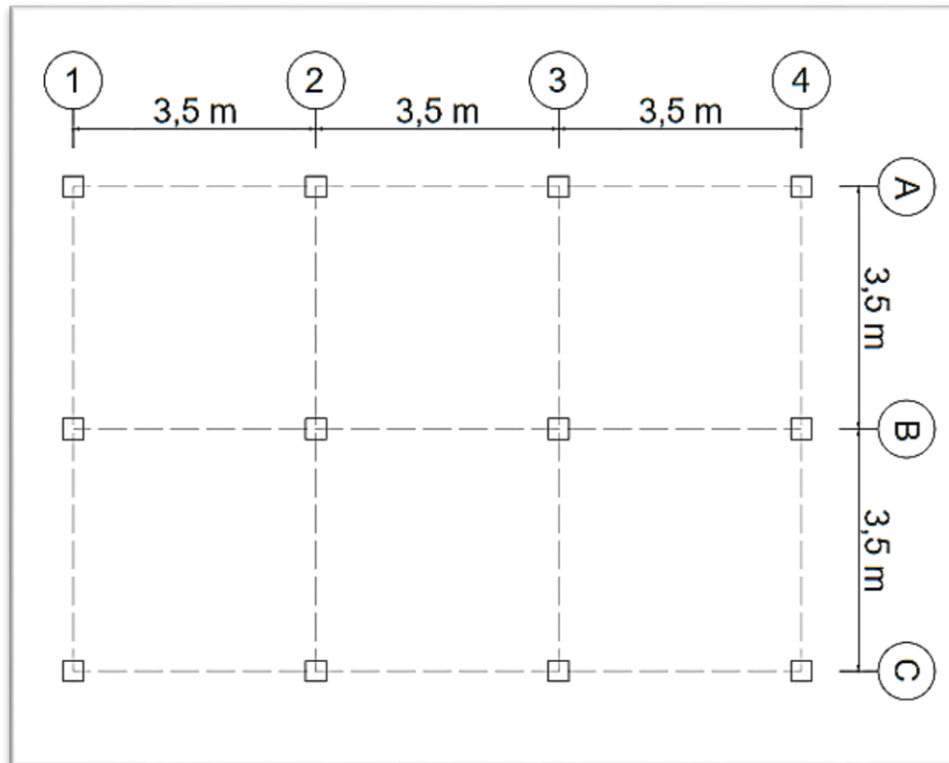


Figura 23. Vista de planta, (Elaboración propia).

Luego de analizar la planta del modelo, se selecciona la Viga B como la más desfavorable, debido a la gran luz y por ende área tributaria que recibe, aunque sin embargo se realizara un análisis igualmente de la Viga 2 o 3 las cuales por alguna condición podrían estar más solicitadas. Se indica en la figura siguiente, el área tributaria para la Viga B

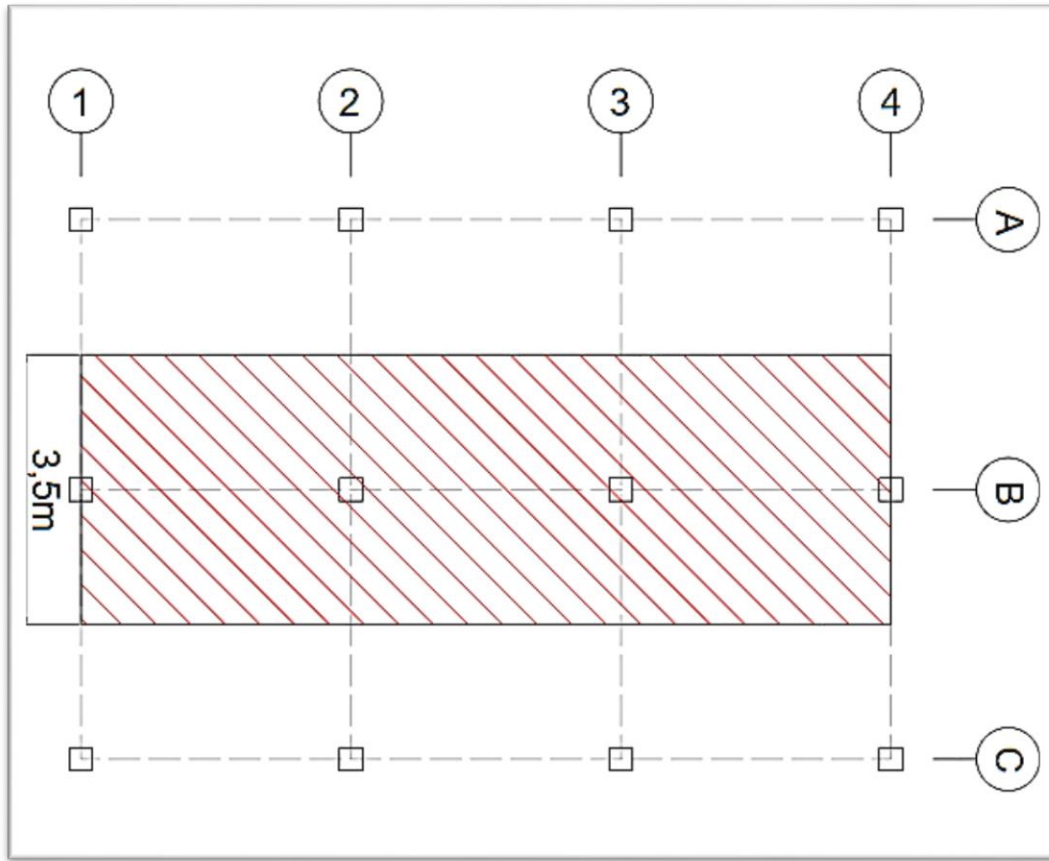


Figura 24. Área tributaria para Viga B. **(Elaboración propia).**

Calculando la carga lineal sobre la viga, $W * b = Q = 1230 * 3,5 = 4305 \text{ Kg/m}$, quedando el análisis estático de la siguiente manera,

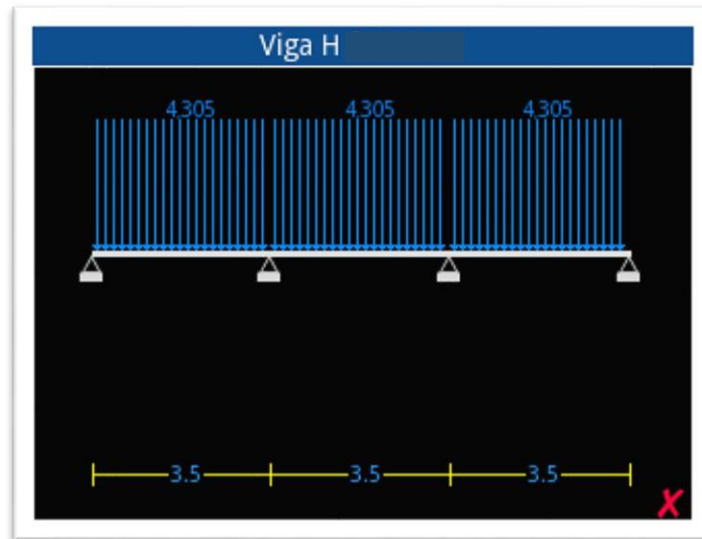


Figura 25. Modelo de viga a evaluar, (Programa Viga H, 2018).

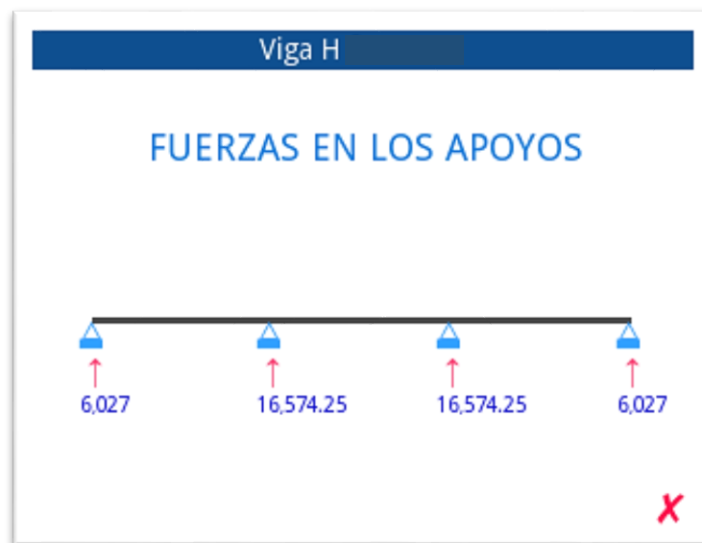


Figura 26. Reacciones de la viga, (Programa Viga H, 2018).



Figura 27. Diagrama de momento flector de la viga, (Programa Viga H, 2018).

Predimensionado de viga

El programa Viga H, diseñado por Hebert Poma en el 2018 para calculadoras HP Prime, sirvió como herramienta para el cálculo de la estática de la viga. Del programa se extraen los valores importantes para el diseño de la viga, los cuales se complementan con los valores admisibles que indica la norma (NSR-10, 2010), donde se realiza un primer tanteo para la sección de la viga con una sola caña,

$$\sigma = \frac{M}{s} \leq 152,96 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow s = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{527500}{152,96} \rightarrow s \geq 3448,61 \text{ cm}^3$$

$$s = \frac{\pi [D^4 - (D - 2e)^4]}{32D} = 3448,61 \rightarrow (\text{Para un, } e = 0,7 \text{ cm}) \rightarrow D \geq 80,25 \text{ cm}$$

Luego, probando para un espesor de pared de 1,15 cm $\rightarrow D \geq 63,50 \text{ cm}$.

Probando con dos cañas en la viga y ambos espesores,

$$s = \frac{\pi[35D^4 - 4D^2(D - 2e)^2 - (D - 2e)^4]}{32D} \rightarrow (\text{Para } e = 0,7\text{cm}) \rightarrow D \geq 46,31\text{cm}$$

Luego, probando para un espesor de pared de 1,15 cm $\rightarrow D \geq 36,62\text{ cm}$.

Finalmente, se chequea para sección de tres cañas,

$$s = \frac{\pi[35D^4 - 4D^2(D - 2e)^2 - (D - 2e)^4]}{96D} \rightarrow (\text{Para } e = 0,7\text{cm}) \rightarrow D \geq 15,03\text{cm}$$

Para este caso de sección compuesta es necesario verificar el pandeo lateral,

$$\frac{d}{b} = \frac{15,03 \times 3}{15,03} = 3, \text{ para esta relación se obtiene } C_L = 0.95, \text{ por lo que se reduce el}$$

esfuerzo admisible en un 95%, quedando $\sigma = 0.95 * 152,96 = 145.31 \text{ Kg/cm}^2$, y

verificando de nuevo el módulo de sección para la reducción indicada,

$$s \geq \frac{527500}{145,31} = 3630,17 \text{ cm}^3 \rightarrow D \geq 15,29 \text{ cm}$$

Chequeando, la sección por deflexión admisible

$$\Delta = \frac{5\omega l^4}{384EI} = \frac{5 * (12,3) * 350^4}{384 * (109000) * 20186,78} = 1,09 \text{ cm}$$

comparando con la flecha permisible según norma,

$$\Delta = \frac{3500}{240} = 14,58 \text{ mm} = 1,46 \text{ cm}$$

$$= 1,46 \text{ cm} > 1,09\text{cm}; OK$$

Tomando en cuenta el hecho de que el esfuerzo cortante admisible es el más castigador, se deja para ser verificado luego del análisis dinámico de manera que

se pueda chequear con cargas más desfavorables, y que cumpla todos los criterios sismorresistentes.

Predimensionado de columna

Para el predimensionado de las columnas se toman en cuenta condiciones de apoyo para el valor de k , donde se adoptó el más desfavorable de $k = 2,1$ de la norma (NSR-10, 2010), tomando una longitud de 3 m (de todas las columnas que son de igual longitud). Es importante indicar que por seguridad se decidió colocar en las columnas secciones compuestas por cuatro cañas, considerando también que la columna es un “elemento en compresión unido en toda su longitud”, que la norma colombiana indica que el cálculo de su inercia se realiza de la siguiente manera:

$$I = \sum (A_i d_i) + \sum I_i$$

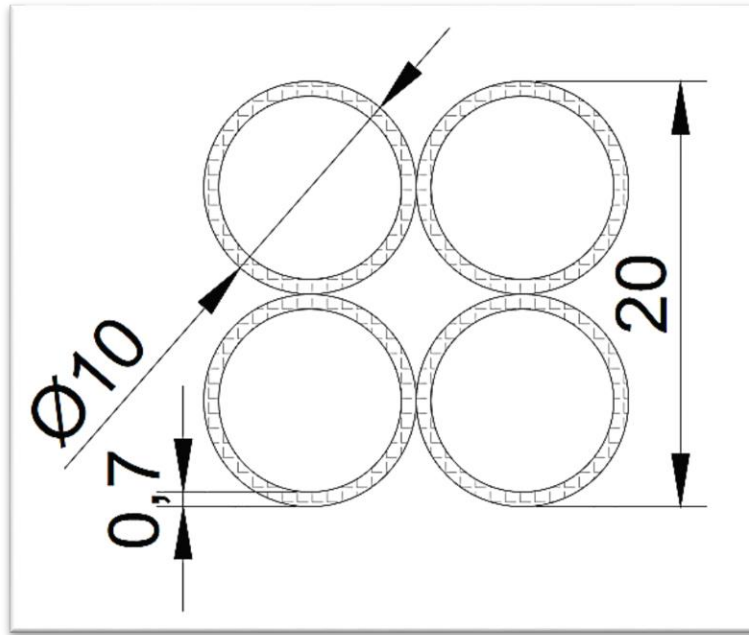


Figura 28. Sección de columna planteada, **(Elaboración propia)**.

Que para secciones mínimas de diámetro 10cm y espesor 0,7cm, da como resultado,

$$I = 4 * (225,25 + 20,45 (7,071)^2) = 4978,92 \text{ cm}^4$$

Luego se calculó el radio de giro de la sección compuesta que viene dado por,

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4978,92}{20,45 * 4}} = 7,801 \text{ cm}$$

para obtener una esbeltez,

$$\lambda = \frac{Le}{r} = \frac{630}{7,801} = 80,75$$

Chequeando como trabaja la columna, se calcula el valor C_k que define el intervalo,

$$C_k = 2,565 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{adm}}} = 2,565 \sqrt{\frac{109000}{142,76}} = 70,88$$

Quedando los rangos, $\lambda < 30$ Columna corta; $30 < \lambda < 70,88$ Columna intermedia; $70,88 < \lambda < 150$ Columna larga. Quedando la presente en columna larga, y calculando el esfuerzo actuante para el caso correspondiente,

$$\sigma = 3,3 * \frac{E}{\lambda^2} = 3,3 * \frac{109000}{70,88^2} = 71,60 \frac{Kg}{cm^2} < 142,76 \frac{Kg}{cm^2} \quad OK$$

Lo que significa que la sección planteada, resiste las cargas aplicadas.

Diagrama de Esfuerzo-Deformación y Momento-Curvatura

Como ya se ha explicado en el marco metodológico, el diagrama momento - curvatura representa una herramienta muy importante para el análisis del desempeño estructural que tenga la edificación ante solicitaciones dinámicas.

La grafica viene definida por ensayos a tensión y compresión paralelo a la fibra, para este trabajo especial de grado se tomaron los valores de la investigación realizada por (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018). Para efectos prácticos del análisis los valores de la deformación en estado elástico (tanto a tracción como a compresión) serán directamente proporcional al esfuerzo, es decir, el módulo de elasticidad a pesar de que presenta una pequeña diferencia con respecto al sentido del esfuerzo se tomara un valor único para ambos comportamientos. En la siguiente figura (*Figura 29*) se muestra el diagrama de esfuerzo - deformación aplicado para

el análisis estructural. Los valores característicos de la gráfica se encuentran especificados en la *Tabla 2*.

Tabla 2. Valores numéricos de la curva característica de esfuerzo deformaciones (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).

σ_{tu} (kg/cm ²)	ϵ_{tu} (mm/mm)	σ_{cy} (kg/cm ²)	ϵ_{cy} (mm/mm)	σ_{cu} (kg/cm ²)	ϵ_{cu} (mm/mm)	E (kg/cm ²)
1407.21	0.0110	356.901	0.0028	630.185	0.0300	127464.64

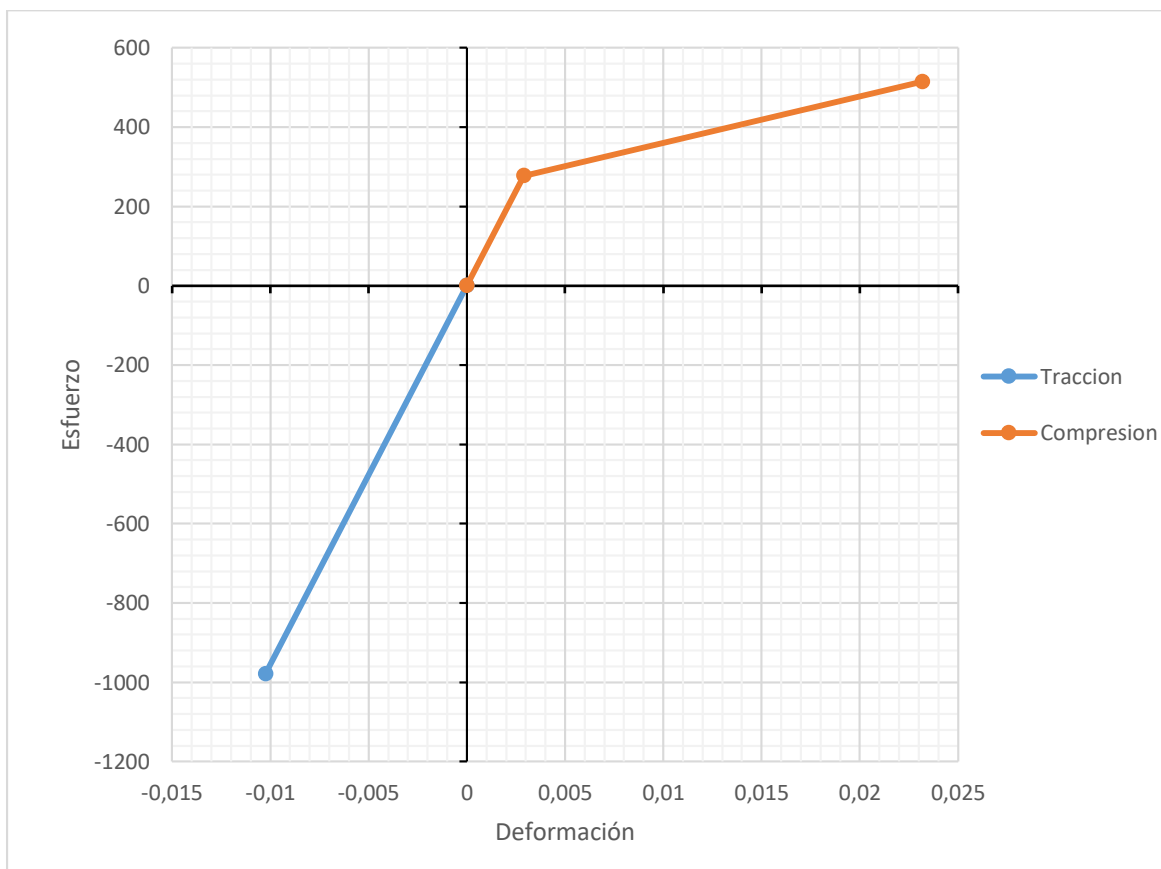


Figura 29. Diagrama esfuerzo-deformación, (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018).

Luego, se determinan los momentos que definen el rango elástico del comportamiento de la sección. Para el estado de cedencia, se define el eje neutro justo en el centro geométrico de la sección, lo cual no sucede cuando fibras a compresión entran en el rango de plasticidad, el cual debe ser hallado como se mencionó anteriormente.

Diagrama Momento – Curvatura en la viga

Como se menciona en el predimensionado las vigas, están conformadas por tres (3) cañas, tomada de la norma (NSR-10, 2010), resistiendo todas aquellas solicitaciones gravitacionales que generan un momento flector a lo largo del elemento.

Sección de 3Ø 10cm y espesor 0,7cm

- Momento cedente:

Para la obtención de este valor, se ubica el eje neutro justo en el centro geométrico de la sección, ya que al considerarse un módulo de elasticidad igual y ambos esfuerzos se encuentran en rango lineal elástico, se obtienen las mismas resultantes de ambos lados del eje neutro.

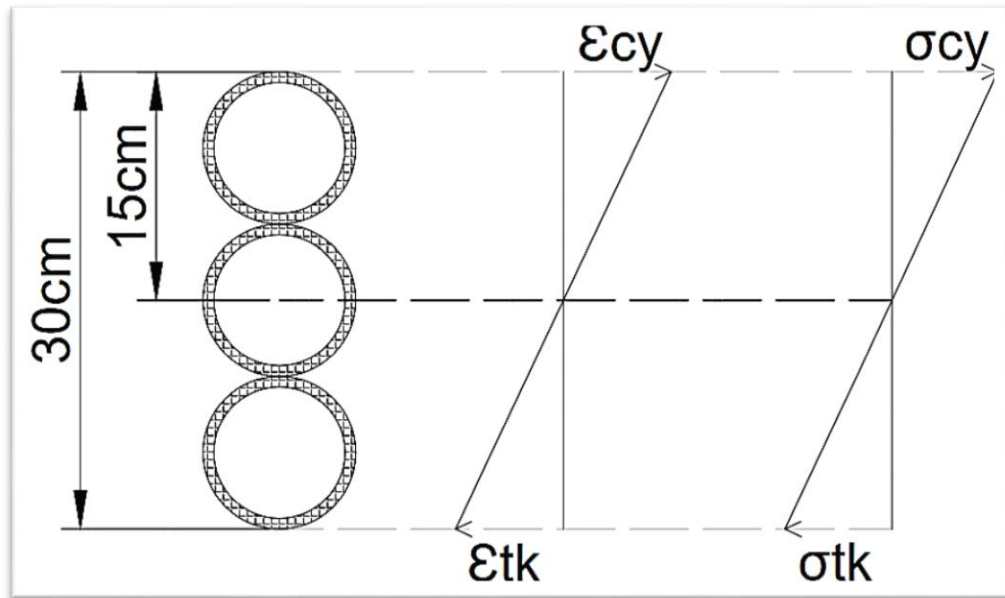


Figura 30. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente (ϕ 10cm), **(Elaboración propia)**.

Como podemos observar ambas fibras extremas alcanzan el esfuerzo cedente a compresión, formando un plano cortante que contiene al eje neutro y definiendo así de esta manera las fuerzas y el brazo de palanca, que permiten determinar el momento flector para dicha condición.

$$\sigma_{cy} = \sigma_{tk} = 356,901 \text{ Kg/cm}^2$$

De esta manera se genera el volumen de esfuerzos en toda la base del material, concentrándose las fuerzas de tensión y compresión en las correspondientes masas. Al ser un material con base variable respecto a la altura, el cálculo volumétrico de esfuerzos corresponde a un delta

(base) para un delta altura (h), por ende, la simplificación del procedimiento de cálculo se realiza por medio de la herramienta de dibujo AutoCAD en el cual se ingresa como parámetros de elevación (z) el esfuerzo cedente ya mencionado, teniendo como resultado los siguientes valores correspondientes a las fuerzas (C y T) y el brazo de palanca (b) del momento.

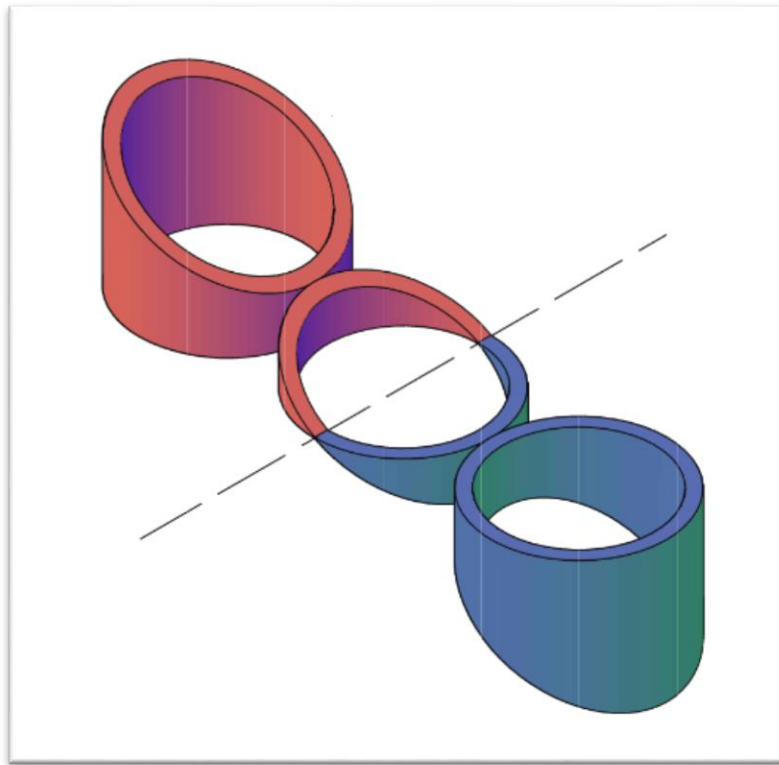


Figura 31. Esfuerzos cedentes aplicados a la sección en AutoCAD

($\varnothing$ 10cm), **(Elaboración propia).**

$$C = T = 5587,79 \text{ Kgf}$$

$$b = 20,26 \text{ cm}$$

$$M_y = \frac{5587,79 * 20,26}{100} = 1131,95 \text{ Kg} * m$$

Por último, del modelo lineal de deformaciones, se puede obtener la curvatura,

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_{cy}}{e} = \frac{0,0028}{15} = 0,00019 \text{ 1/cm}$$

- Momento último:

Del análisis realizado por (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018), y tal como sucede en este caso, existe un primer estado de falla de la sección de bambú, la cual denominamos cedente. Posteriormente empieza a bajar el eje neutro hasta llegar al colapso esta, donde se alcanza al esfuerzo ultimo de tracción. En las especificaciones del cálculo se tiene como determinante que la fibra inferior es la que resiste el esfuerzo último mientras que la superior se encuentra en estado plástico debido al comportamiento ya antes mencionado. Calculando con las condiciones mencionadas,

Para un valor de “e” 19.4 cm se obtiene los siguientes parámetros:

$$\varepsilon_{ck} = \frac{e * \varepsilon_{tu}}{(h - e)} = \frac{19,4 * 0,0110}{(30 - 19,4)} = 0,0200$$

$$\sigma_{ck} = \sigma_y + \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_y)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y)} * (\varepsilon_{ck} - \varepsilon_y)$$

$$\sigma_{ck} = 356,90 + \frac{(630,18 - 356,90)}{(0,0300 - 0,0028)} * (0,0200 - 0,0028)$$

$$\sigma_{ck} = 531,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{(h - e) * \sigma_y}{\sigma_{tu}} = \frac{(30 - 19,4) * 356,90}{1407,21} = 2,69 \text{ cm}$$

Quedando el estado de esfuerzos de la siguiente manera,

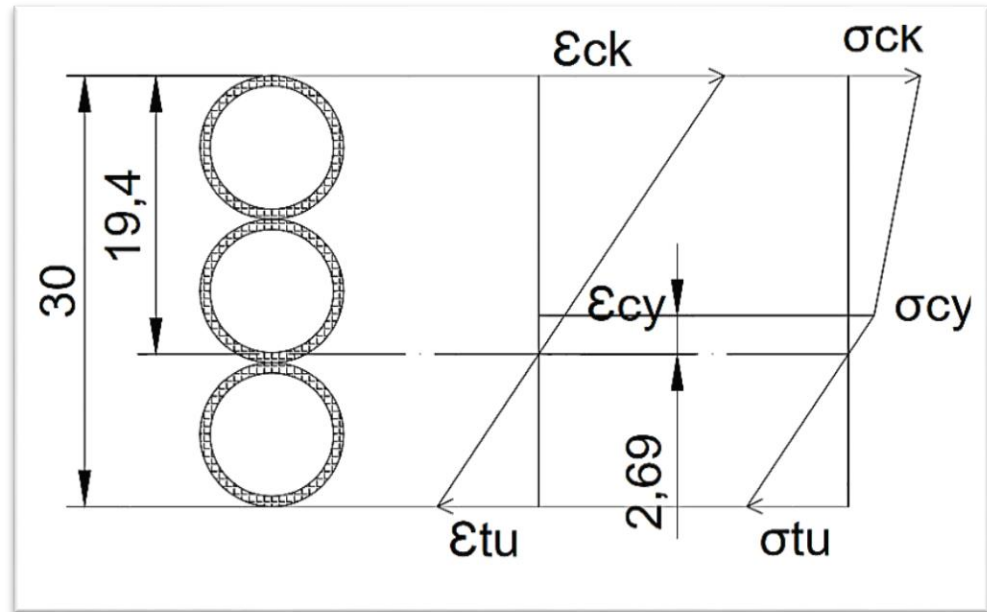


Figura 32. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición última ($\varnothing 10\text{cm}$), **(Elaboración propia)**.

Luego de realizar el levantamiento en AutoCAD, se obtuvieron los valores

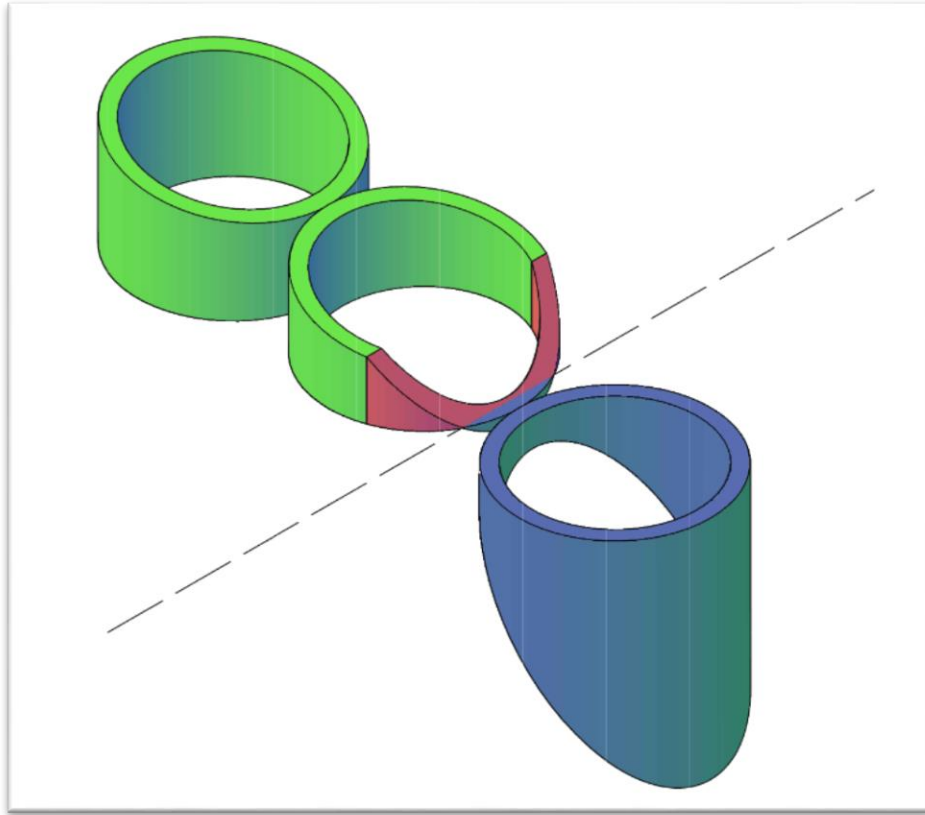


Figura 33. Esfuerzos últimos aplicados a la sección en AutoCAD
($\varnothing 10\text{cm}$), **(Elaboración propia)**.

$$C = T = 15448,52 \text{ Kgf}$$

$$b = 18,90 \text{ cm}$$

$$Mu = \frac{15448 * 18,902}{100} = 2927,64 \text{ kg.m}$$

Por otro lado, del modelo lineal de deformaciones, se puede obtener la curvatura,

$$\theta u = \frac{\varepsilon_{ck}}{e} = \frac{\varepsilon_{tu}}{30 - e} = 0,00104 \text{ 1/cm}$$

Ploteando el diagrama,

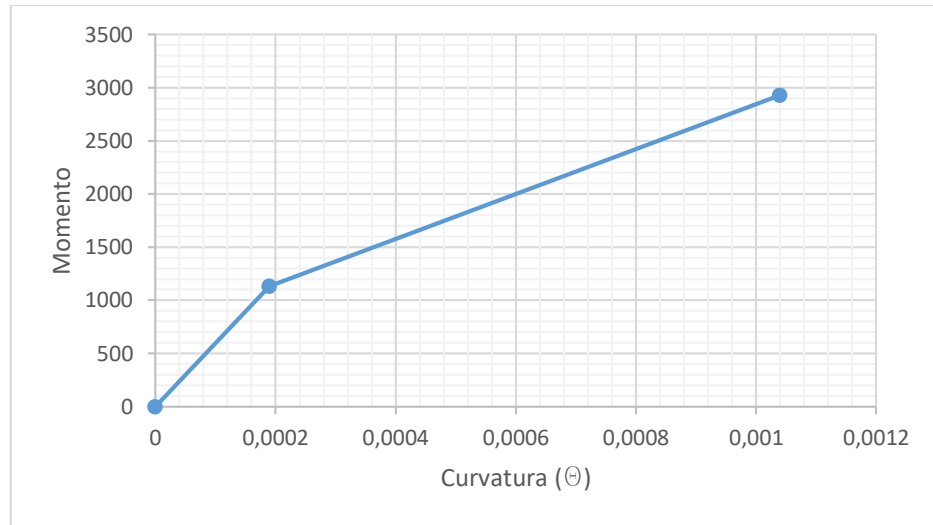


Figura 34. Diagrama Momento – Curvatura para viga $\varnothing 10\text{cm}$ y espesor 0,7 cm, **(Elaboración propia)**.

Sección de $3\varnothing 16\text{cm}$ y espesor 0,7cm

- Momento cedente:

Al igual que en el caso de la sección anterior, se plantea el eje neutro en el centro geométrico y los esfuerzos de cedencia de compresión en ambas fibras de la misma

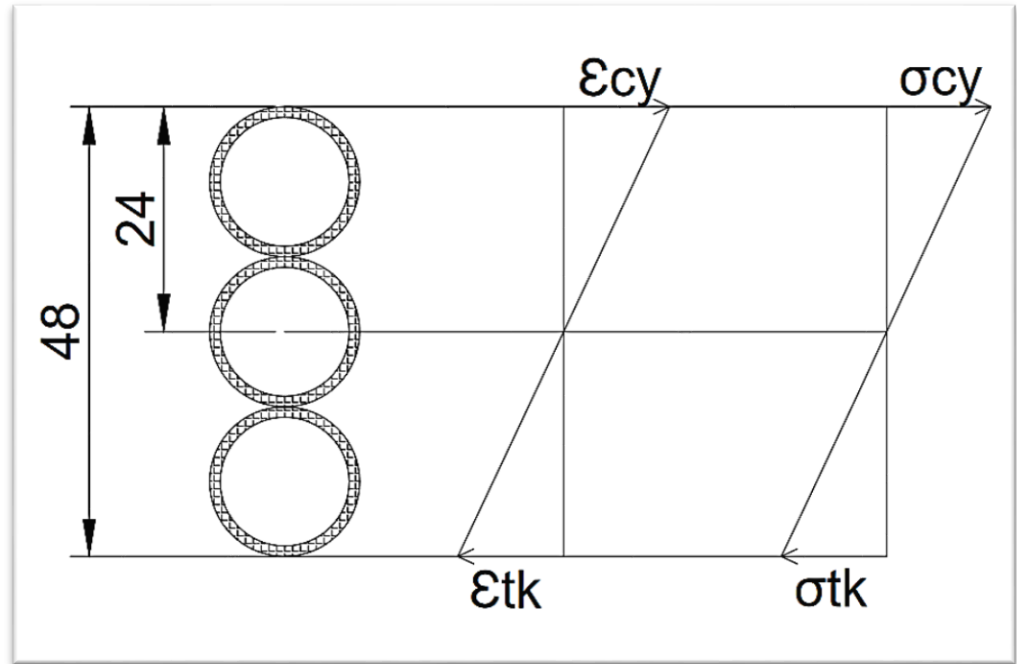


Figura 35. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente (ϕ 16cm), **(Elaboración propia)**.

Siguiendo el procedimiento,

$$\sigma_{cy} = \sigma_{tk} = 356,90 \text{ Kg/cm}^2$$

Al aplicar estos esfuerzos a la sección, en el programa AutoCAD, se obtuvieron los sólidos correspondientes a las fuerzas

$$C = T = 9224,88 \text{ Kg}$$

$$b = 32,54 \text{ cm}$$

$$My = \frac{9224,88 * 32,542}{100} = 3001,94 \text{ Kg * m}$$

Calculando la respectiva curvatura,

$$\theta y = \frac{\varepsilon_{cy}}{e} = \frac{0,0028}{24} = 0,00012$$

- Momento último:

Luego del primer estado de falla (cedencia), se calcula el estado de falla ultima, con la fibra a tracción en esfuerzo ultimo de tracción y la de compresión en un estado plástico. Para un valor de “e” 31 cm se obtienen los siguientes parámetros:

$$\varepsilon_{ck} = \frac{e * \varepsilon_{tu}}{(h - e)} = \frac{31 * 0,0110}{(48 - 31)} = 0,0184$$

$$\sigma_{ck} = \sigma_y + \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_y)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y)} * (\varepsilon_{ck} - \varepsilon_y)$$

$$\sigma_{ck} = 356,90 + \frac{(630,18 - 356,90)}{(0,0300 - 0,0028)} * (0,0184 - 0,0028)$$

$$\sigma_{ck} = 513,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{(h - e) * \sigma_y}{\sigma_{tu}} = \frac{(48 - 31) * 356,90}{1407,21} = 4,71 \text{ cm}$$

Quedando el estado de esfuerzos de la siguiente manera,

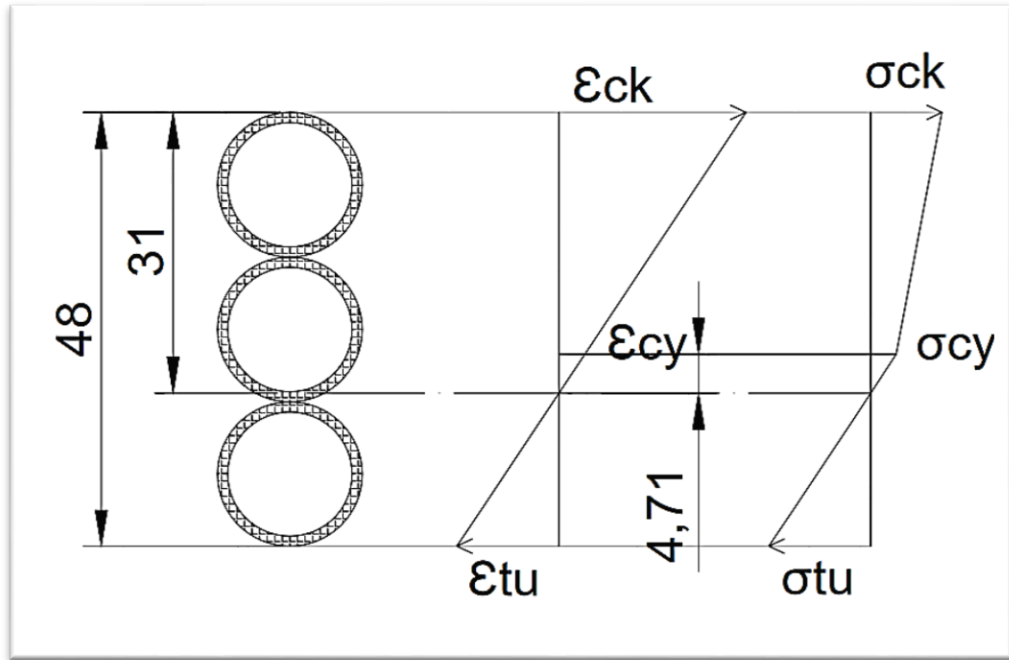


Figura 36. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición última ($\varnothing$ 16cm), **(Elaboración propia)**.

Obteniendo los valores de fuerzas de AutoCAD, se tiene que

$$C = T = 25120,21 \text{ Kg}$$

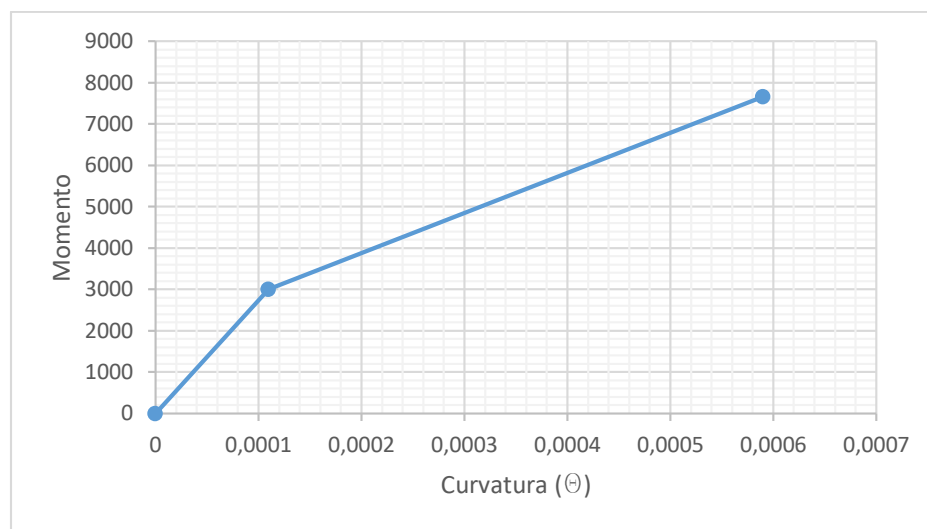
$$b = 30,5 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{25120,21 * 30,5}{100} = 7661,66 \text{ Kg} * m$$

Finalmente, de las deformaciones, se puede obtener la curvatura,

$$\theta_u = \frac{\epsilon_{ck}}{e} = \frac{\epsilon_{tu}}{30 - e} = 0,00059 \text{ 1/cm}$$

Quedando el diagrama de la siguiente manera,



*Figura 37. Diagrama Momento – Curvatura para viga $\varnothing$ 16cm y espesor 0,7 cm, **(Elaboración propia).***

Diagrama Momento – Curvatura en la columna

Tal como se indica en el predimensionado las columnas, están conformadas por cuatro (4) cañas, tomada de la norma (NSR-10, 2010), específicamente unidas en toda su longitud, se calcula el diagrama de momento curvatura bajo solicitaciones de momento para el caso de sismo.

Sección de 4 $\varnothing$ 10cm y espesor 0,7cm

Al igual que las vigas, procedemos al realizar la misma metodología para la obtención de la curva. Es muy importante recalcar que según los estudios de (Zhou, Bian, Shen, Huan, & Zhou, 2018) existe una pequeña diferencia en el comportamiento de las columnas ya que el comportamiento a compresión del bambú existe un tramo curvo, que a

efectos prácticos en este trabajo de grado se seguirá ajustando con un modelo bilineal.

- Momento cedente:

De acuerdo a los resultados obtenidos en el predimensionado, se obtiene el modelo típico de distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección como se muestra en la *Figura 38*.

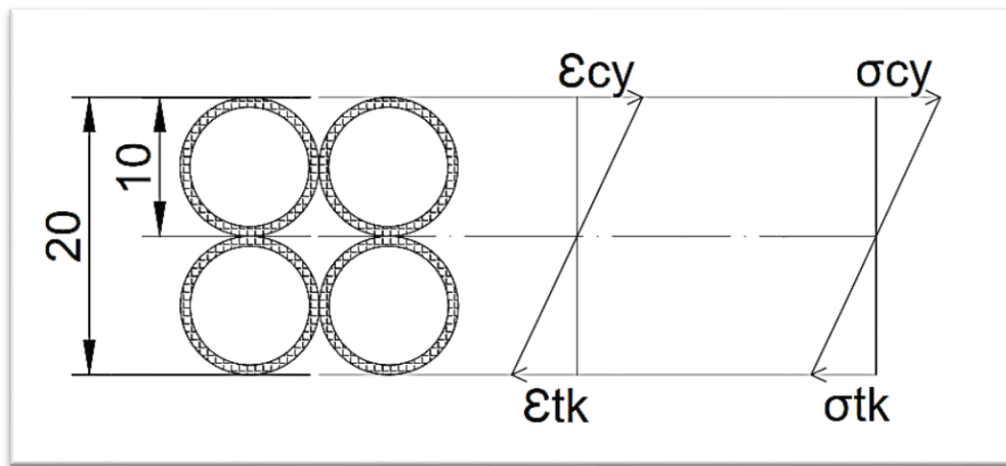


Figura 38. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición cedente, columna (ϕ 10cm), **(Elaboración propia).**

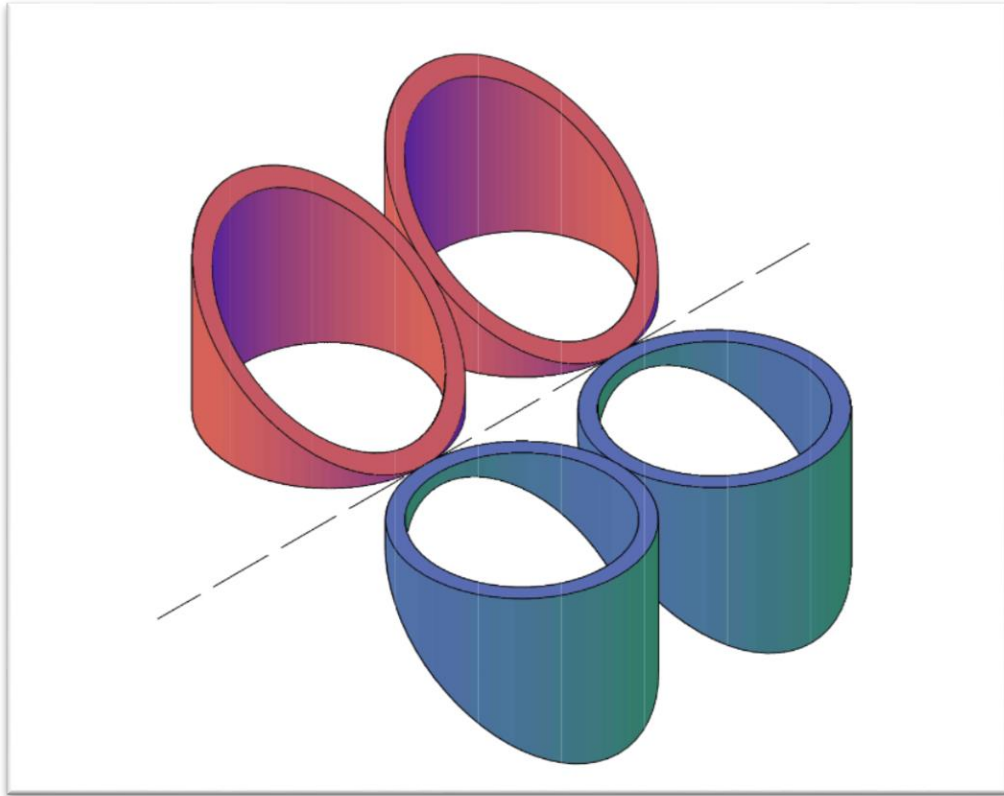


Figura 39. Esfuerzos cedentes aplicados a la sección en AutoCAD, columnas ($\varnothing 10\text{cm}$), **(Elaboración propia).**

El resultado de fuerzas que inciden en la sección debido a los esfuerzos a lo largo de las fibras son los siguiente:

$$\sigma_{cy} = \sigma_{tk} = 356,90 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C = T = 7299,26 \text{Kg}$$

$$b = 7,17 \text{ cm}$$

$$My = \frac{7299,26 * 7,17}{100} = 1047,37 \text{ kg.m}$$

Luego, calculando la respectiva curvatura, a partir de las deformaciones,

$$\theta y = \frac{\varepsilon_{ck}}{e} = \frac{0,0028}{10} = 0,00028 \text{ 1/cm}$$

- Momento ultimo:

Se realiza un proceso de iteración de ubicación del eje neutro, hasta conseguir la igualdad de fuerzas $C = T$ ($e = 12,75 \text{ cm}$)

$$\varepsilon_{ck} = \frac{e * \varepsilon_{tu}}{(h - e)} = \frac{12,75 * 0,0110}{(20 - 12,75)} = 0,0194$$

$$\sigma_{ck} = \sigma_y + \frac{(\sigma_{cu} - \sigma_y)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_y)} * (\varepsilon_{ck} - \varepsilon_y)$$

$$\sigma_{ck} = 356,90 + \frac{(630,18 - 356,90)}{(0,030 - 0,0028)} * (0,0194 - 0,0028)$$

$$\sigma_{ck} = 523,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{(h - e) * \sigma_y}{\sigma_{tu}} = \frac{(20 - 12,75) * 356,90}{1407,21} = 1,84 \text{ cm}$$

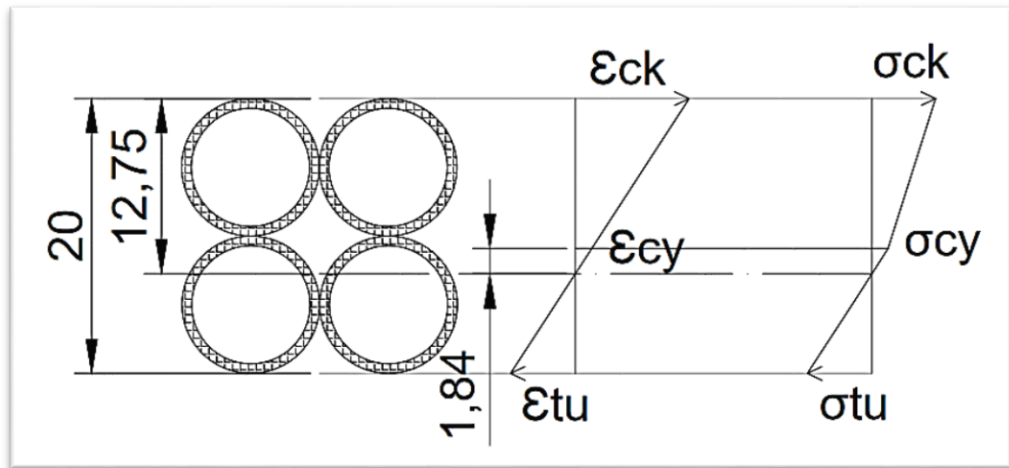


Figura 40. Estados de esfuerzo y deformaciones para condición última, columna ($\varnothing$ 10cm), **(Elaboración propia)**.

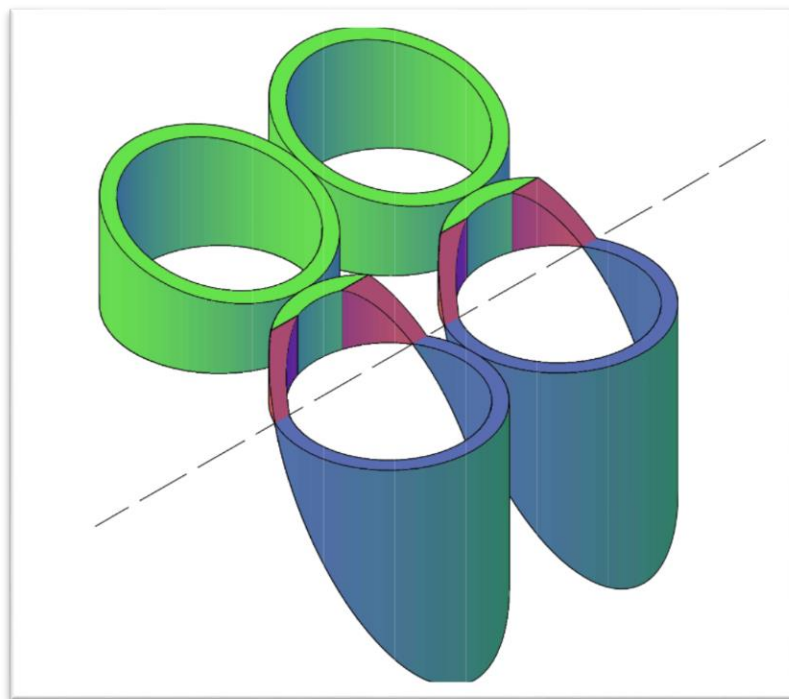


Figura 41. Esfuerzos últimos aplicados a la sección en AutoCAD, columnas ($\varnothing$ 10cm), **(Elaboración propia)**.

Finalmente, se presenta los valores de las fuerzas en la sección, el brazo de palanca, el momento último y la curvatura:

$$C = T = 22173 \text{ Kg}$$

$$b = 12,37 \text{ cm}$$

$$Mu = \frac{22173 * 12.37}{100} = 2742,84 \text{ Kg} * m$$

Hallando la respectiva curvatura,

$$\theta_u = \frac{\varepsilon_{ck}}{e} = \frac{0,0194}{12,75} = 0.00152 \text{ 1/cm}$$

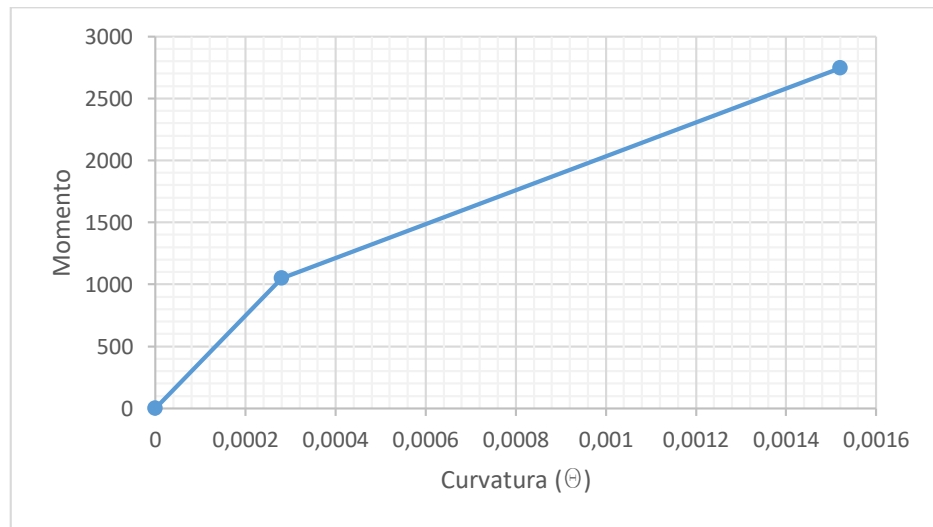


Figura 42. Diagrama Momento – Curvatura para columna 4Ø 10cm y espesor 0,7 cm, **(Elaboración propia).**

Análisis dinámico lineal

Luego de definir una combinación de cargas donde se tomó el 70% del sismo, la carga muerta y un 25% de la carga viva, se ejecutó el análisis, obteniendo las siguientes solicitaciones en los pórticos más cargados

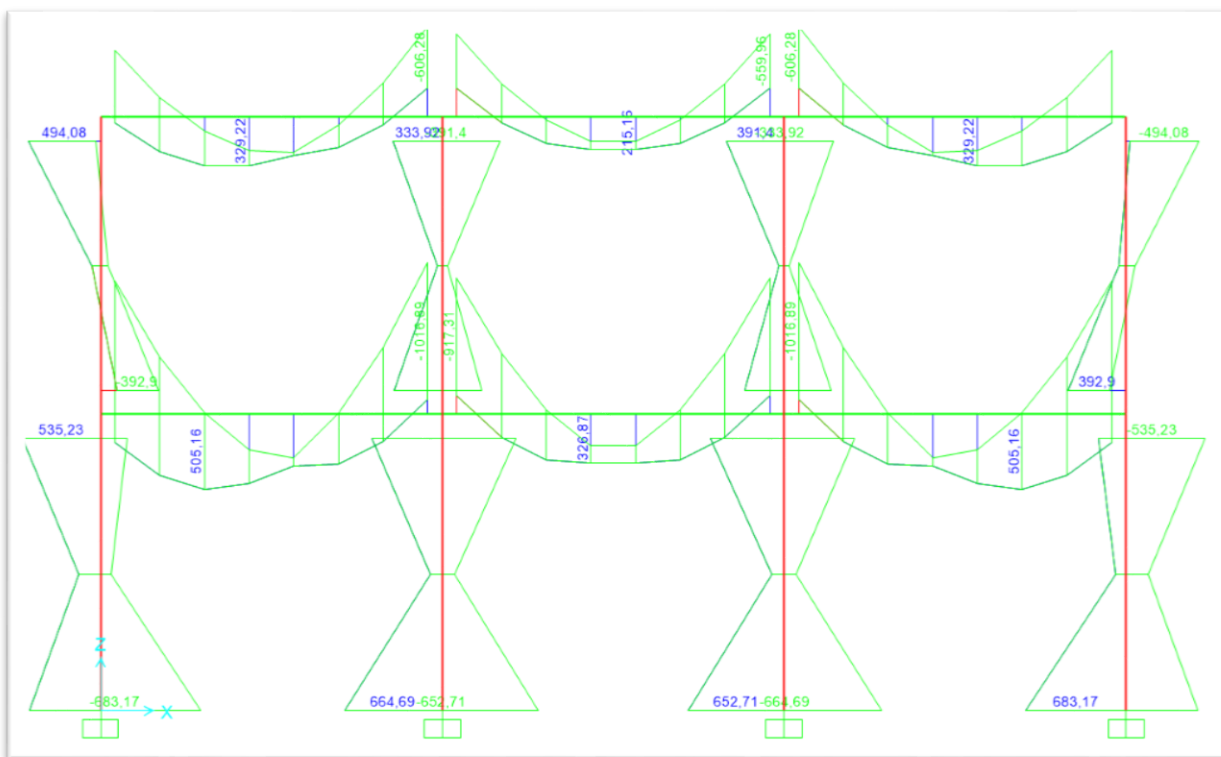


Figura 43. Resultados de análisis dinámico lineal, pórtico más cargado sentido

“XZ”, (Elaboración propia).

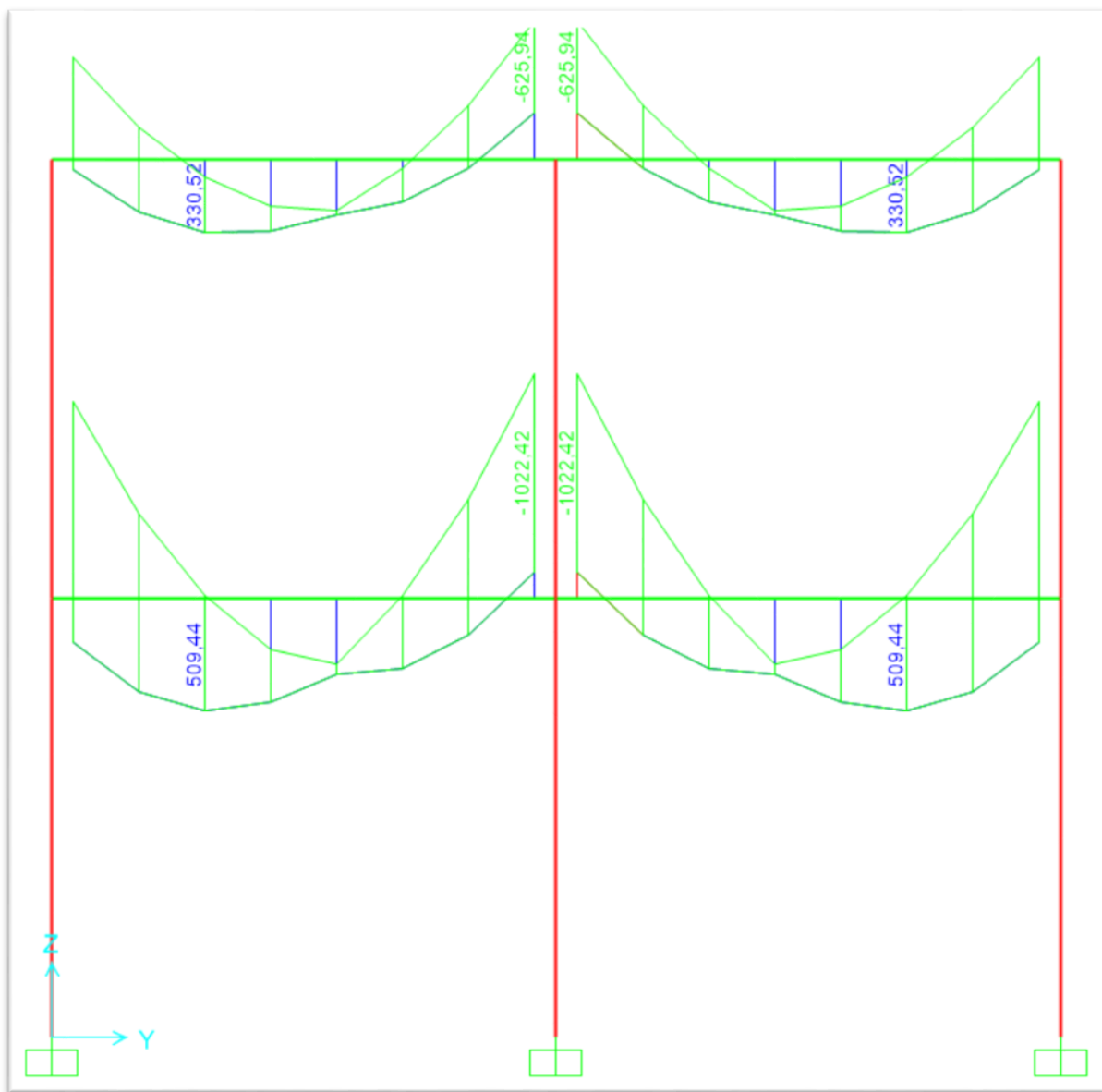


Figura 44. Resultados de análisis dinámico lineal, pórtico más cargado sentido “YZ”, (Elaboración propia).

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
	Analisis Din...	Combination	Max	3792,09	3574,86	65567,16	246073,16	-326690,35	22986,8
▶	Analisis Din...	Combination	Min	-3792,09	-3574,86	65567,16	212896,97	-361764,86	-22986,8

Figura 45. Cortes basales obtenidos para el caso de Análisis dinámico lineal, **(Elaboración propia).**

Para la verificación del corte en la viga, una vez obtenidas las secciones anteriores se aplicaron en el programa SAP2000, evaluando para el caso del análisis dinámico obteniendo un valor de corte máximo en las vigas,

	Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
	41	3,35	Analisis Din...	Combination	Max	121,9	1506,29	24,07	1,22	39,5	-62,64
▶	43	3,35	Analisis Din...	Combination	Max	121,9	1506,29	24,07	1,22	39,5	-62,64
	50	3,35	Analisis Din...	Combination	Max	135,55	1501,1	28,09	1,72	44,93	-16,16
	47	3,35	Analisis Din...	Combination	Max	132,15	1414,58	22,67	4,12	36,47	-136,41
	53	3,35	Analisis Din...	Combination	Max	132,15	1414,58	22,67	4,12	36,47	-136,41

Figura 46. Valores de esfuerzo cortante en las vigas para el caso de Análisis dinámico lineal, **(Elaboración propia).**

Verificando el esfuerzo admisible con el corte obtenido según la norma (NSR-10, 2010),

$$f_v = \frac{2 * 14771,07}{3 * (10094)} * \left(\frac{3 * 16^2 - 4 * 0,7 * 16 + 4 * 0,7^2}{16^2 - 2 * 16 * 0,7 + 2 * 0,7^2} \right) = 3,02 \text{ MPa} = 29,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$29,61 > 12,24 \text{ Kg/cm}^2$$

como no verifica para el corte admisible, se plantea una sección mayor de nueve cañas

$$f_v = \frac{2 * 14771,07}{3 * (30280,5)} * \left(\frac{3 * 16^2 - 4 * 0,7 * 16 + 4 * 0,7^2}{16^2 - 2 * 16 * 0,7 + 2 * 0,7^2} \right) = 1 \text{ MPa}$$

$$= 9,86 \text{ Kg/cm}^2 < 12,24 \text{ Kg/cm}^2 , OK$$

A efectos de estos resultados al corte, se debe definir una sección de mayor área para poder cumplir con el esfuerzo admisible estipulado en la norma, por lo que se decide colocar vigas de nueve (9) cañas, de 10 cm y espesor 0,7 cm. De esta manera, se calcula el diagrama de momento curvatura respectivo para esta sección planteada, a ser utilizada como viga. Siguiendo el procedimiento que se hizo anteriormente en este capítulo, se plantea el diagrama momento curvatura para dicha sección:

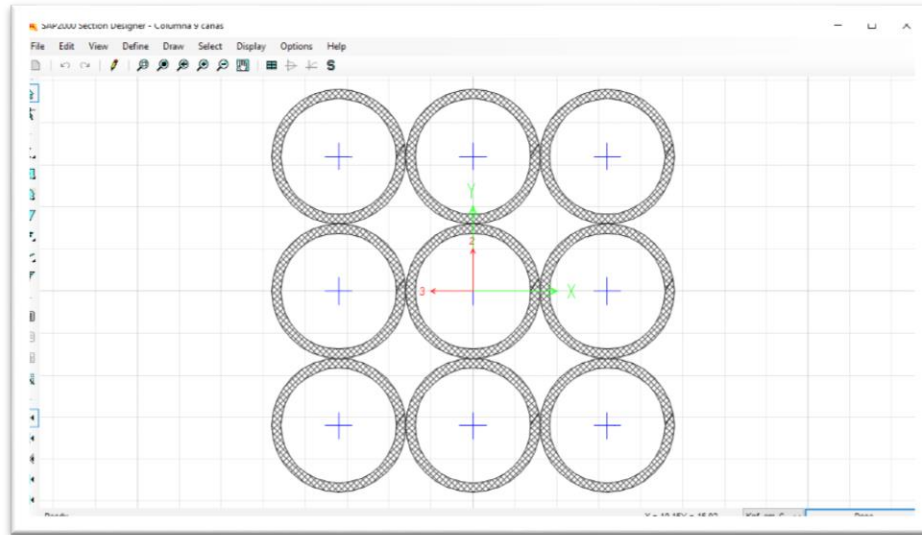


Figura 47. Sección compuesta de nueve cañas de guadua, **(Elaboración propia)**.

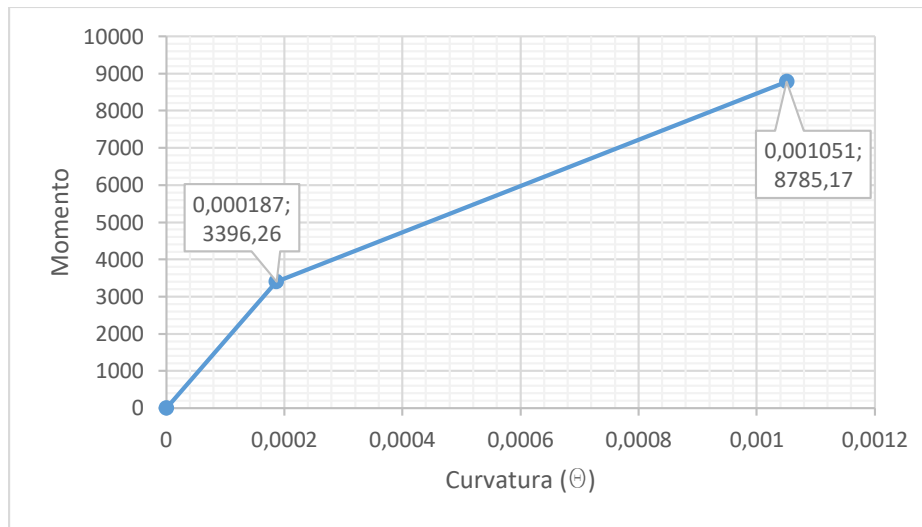


Figura 48. Diagrama Momento – Curvatura para vigas de 9 $\varnothing$ 10cm y espesor 0,7 cm, **(Elaboración propia)**.

Se plantea una sección mayor, en caso de ser necesaria más adelante de 16 cañas de iguales dimensiones, quedando el diagrama de momento curvatura de la siguiente manera,

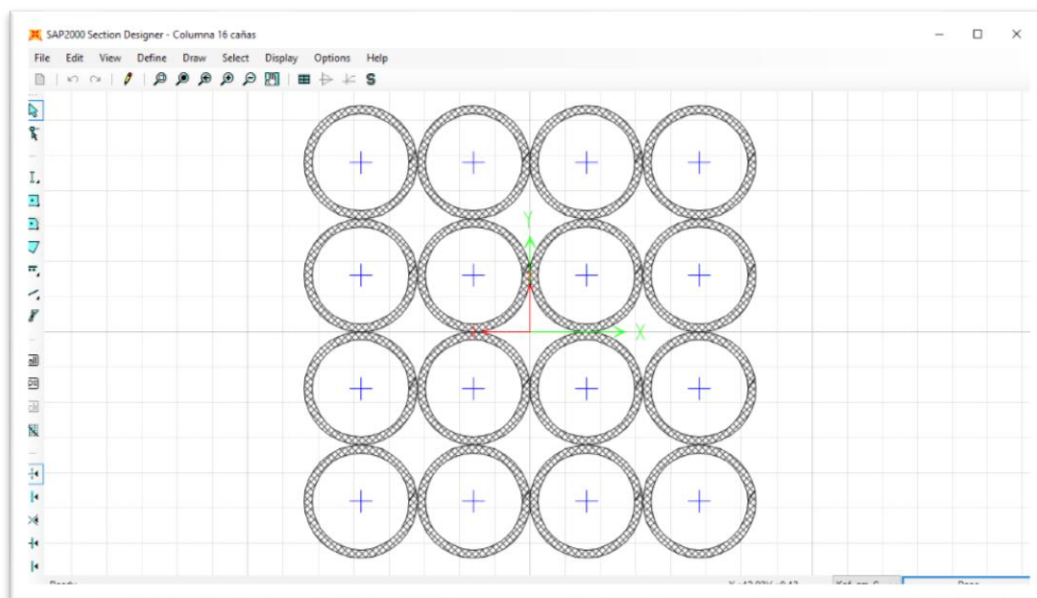


Figura 49. Sección compuesta de nueve cañas de guadua, **(Elaboración propia)**.

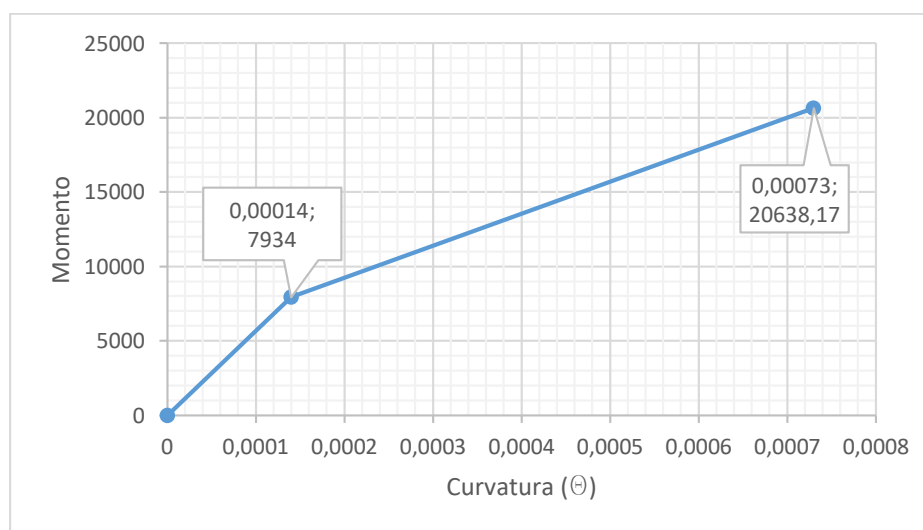


Figura 50. Diagrama Momento – Curvatura para vigas de 16 ϕ 10cm y espesor 0,7 cm, **(Elaboración propia)**.

Análisis estático no lineal (Pushover)

Como se especificó en el marco teórico un análisis pushover es una carga que se aplica a una estructura determinada hasta el punto de su colapso. De cierta manera dichas cargas se controlan por medio del desplazamiento de la parte superior de la edificación originando así la capacidad espectral. El procedimiento considerado para el proceso de iteración y determinación del punto de desempeño, es el que se especificó anteriormente como procedimiento C, obteniendo así el punto de desempeño estructural, utilizando el espectro que de la norma Covenin (Covenin 1756, 2001). Para dicho análisis se recurre a cálculos que se realizaron previamente, de los cuales se hace énfasis de los diagramas momento curvatura de las secciones consideradas para la edificación. Se extrapolan estos valores para definir los niveles desempeño y a su vez determinar el nivel de afectación gradual que sufre la estructura.

En este punto de cálculos se ve conveniente comparar la estructura pre-dimensionada por la norma, es decir, la verificada por análisis dinámico (sin contemplar el esfuerzo cortante admisible) y la edificación tomando todos los parámetros explicados anteriormente.

Como se explicó en el CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO, se determina una longitud muy aproximada de la “rotula ficticia” por medio del planteamiento de una viga simplemente apoyada resistiendo una carga “Q”, la cual genera un momento flector máximo, siendo el momento de rotura que se determinó para cada sección de los elementos de vigas. En la siguiente figura se muestra el

cálculo de las “rotulas” en las cuales contempla la estática necesaria para cada caso, donde la longitud de rotula es igual a $2L_p$.

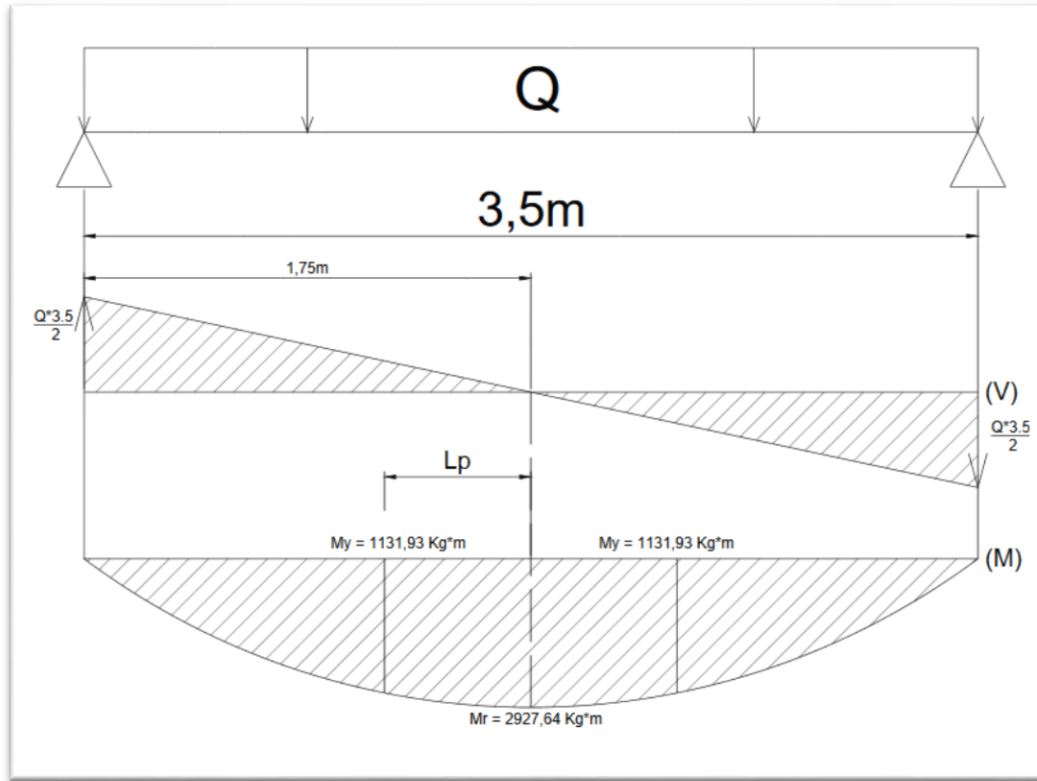


Figura 51. Modelo para cálculo de longitudes de rotulas en vigas (Para caso cualquiera de carga, sin contemplar verificación de corte). **(Elaboración propia).**

$$V(x) = Q * 1,75 - Q * x \rightarrow M(x) = Q * 1,75 * x - \frac{Q * x^2}{2}$$

$$2927,64 = Q * (1,75)^2 - \frac{Q * (1,75)^2}{2} \rightarrow Q = 1911,92 \frac{Kg}{m}$$

$$1131,93 = 1911,92 * 1,75 * x - \frac{1911,92 * x^2}{2} \rightarrow x = 0,37m$$

$$Longitud\ de\ rotula = 2 * L_p = 2 * (1,75 - x) = 2 * (1,75 - 0,37) = 2,76m$$

Siguiendo los cálculos de estática en el que se encuentra dicho elemento se determina un valor de 1,37 m, medido con respecto al punto medio, por lo que la longitud total rotula es 2,76 m. De la misma manera este cálculo se realiza para las columnas. Tomando en cuenta el modelo que se consideró para el cálculo de la longitud de rotula, cabe destacar que es una aproximación muy precisa, y que es igual para todas las condiciones de carga debido a que se mantiene aproximadamente la misma proporcionalidad entre el momento de rotura y el de cedencia para todo tipo de secciones definiendo así de esta manera que las longitudes tomadas para ambos modelos estructurales de 2,76m.

La elaboración de este análisis conlleva en todo un proceso de evaluación de propiedades mecánicas características del material como se ha visto hasta ahora, por lo que se llega a la fase final el cual es el procedimiento iterativo que se especificó en anteriormente como, procedimiento “C” del capítulo 8 de la norma (ATC-40, 1996).

Luego de ejecutar el análisis, se obtuvo el siguiente espectro de capacidad:

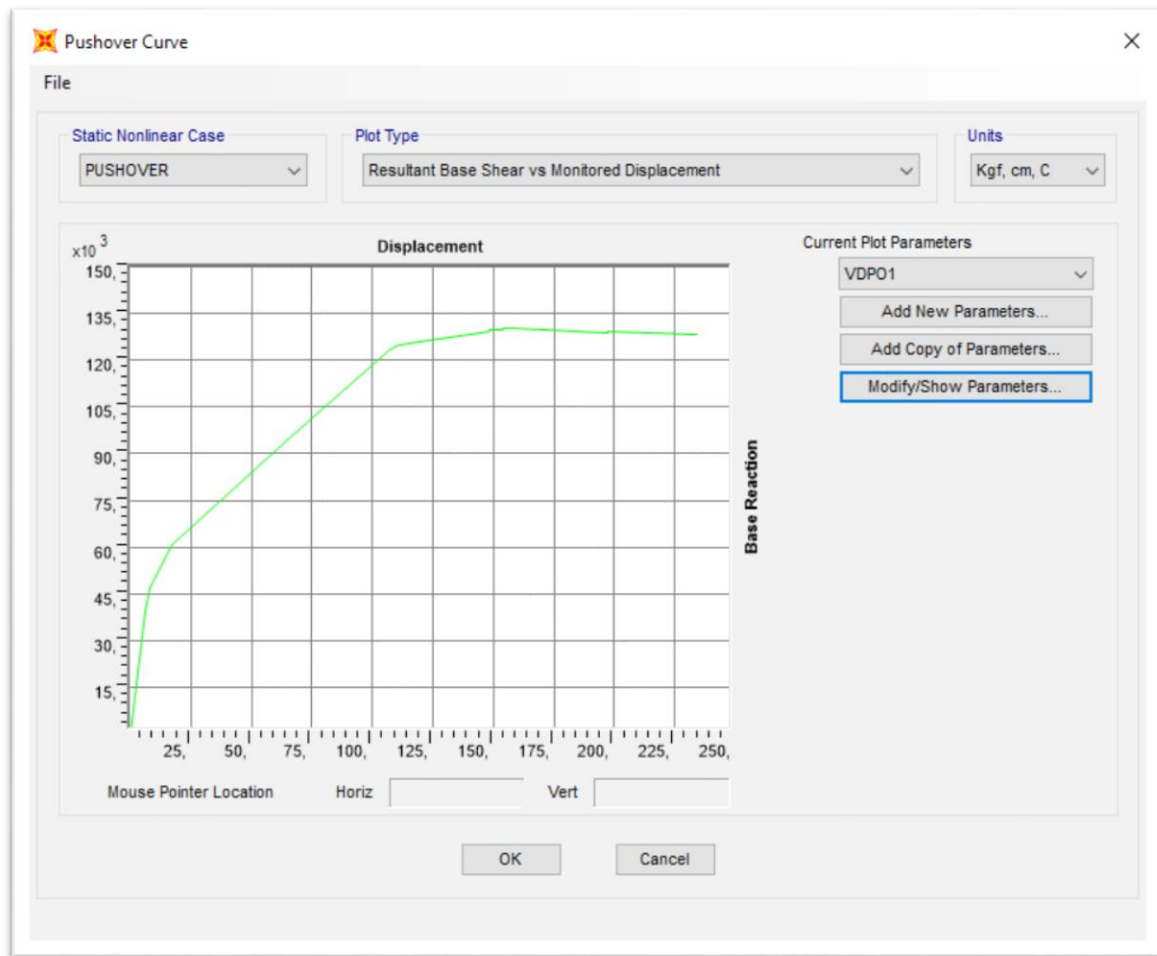


Figura 52. Espectro de capacidad de la estructura, **(Elaboración propia)**.

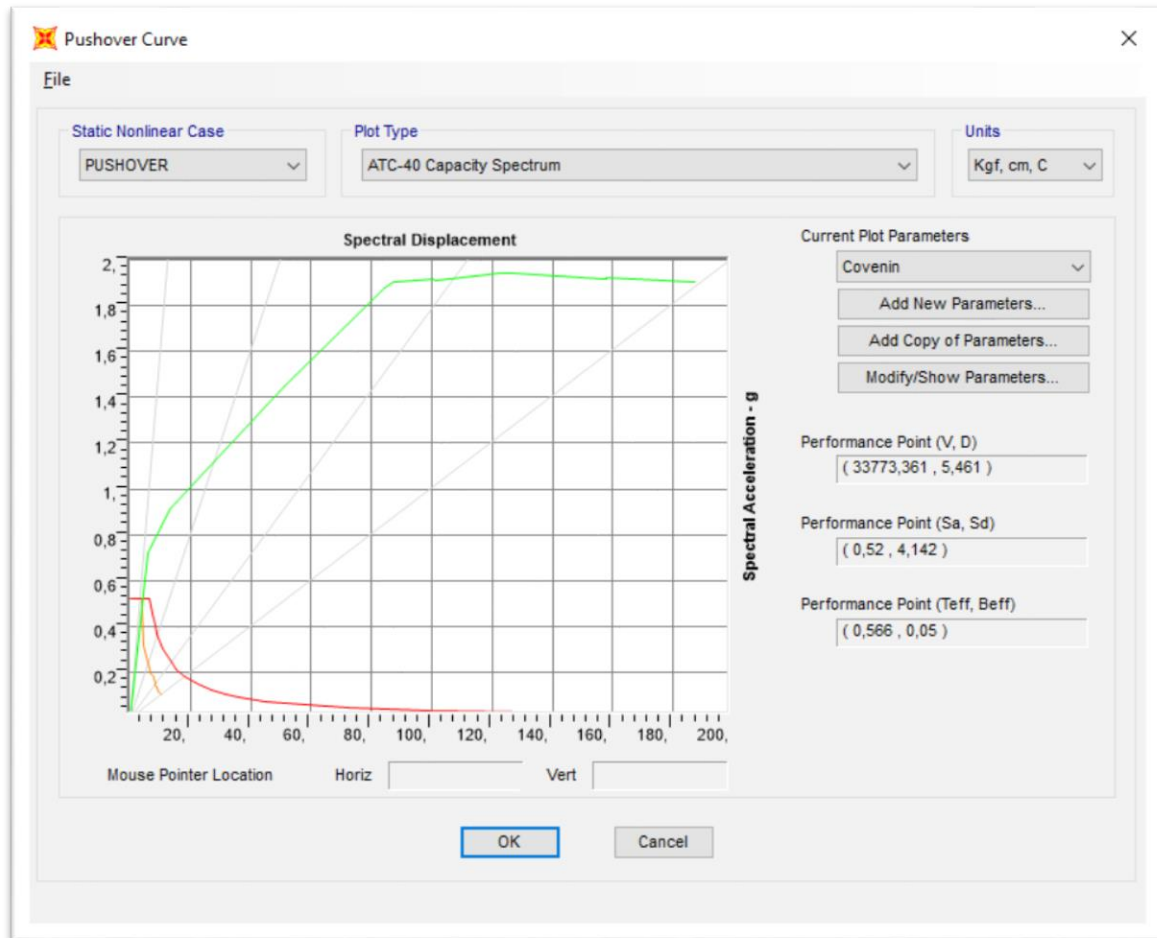


Figura 53. Espectro de capacidad según ATC-40 con espectro COVENIN,
(Elaboración propia).

Seguidamente, se le aplica el análisis estático no lineal a la estructura obtenida en el pre-dimensionamiento, con vigas de tres cañas y columnas de nueve cañas, para obtener un parámetro comparativo en cuanto al efecto que tiene el esfuerzo cortante, y el hecho de que el valor admisible sea tan bajo. Se colocan las gráficas obtenidas,

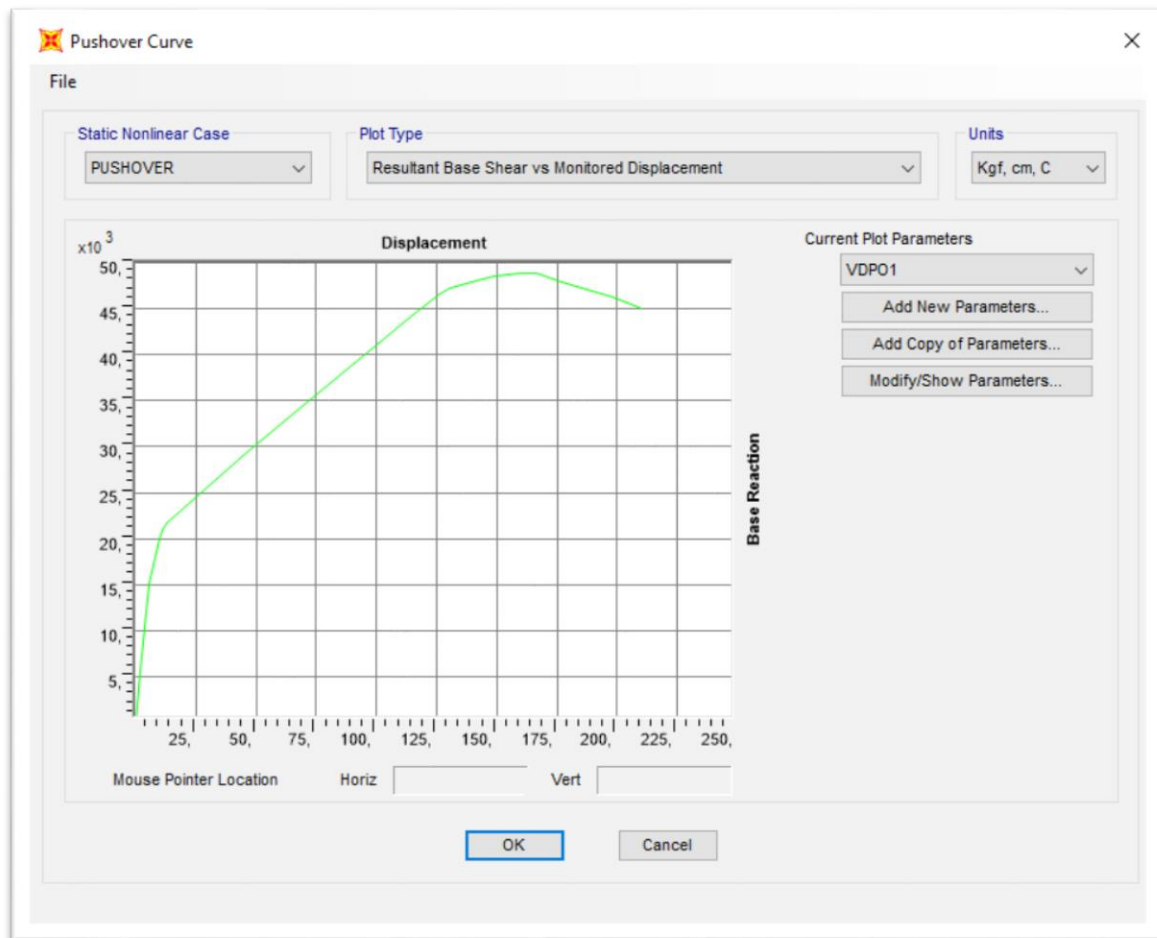


Figura 54. Espectro de capacidad de la estructura pre-verificación de análisis dinámico lineal, **(Elaboración propia)**.

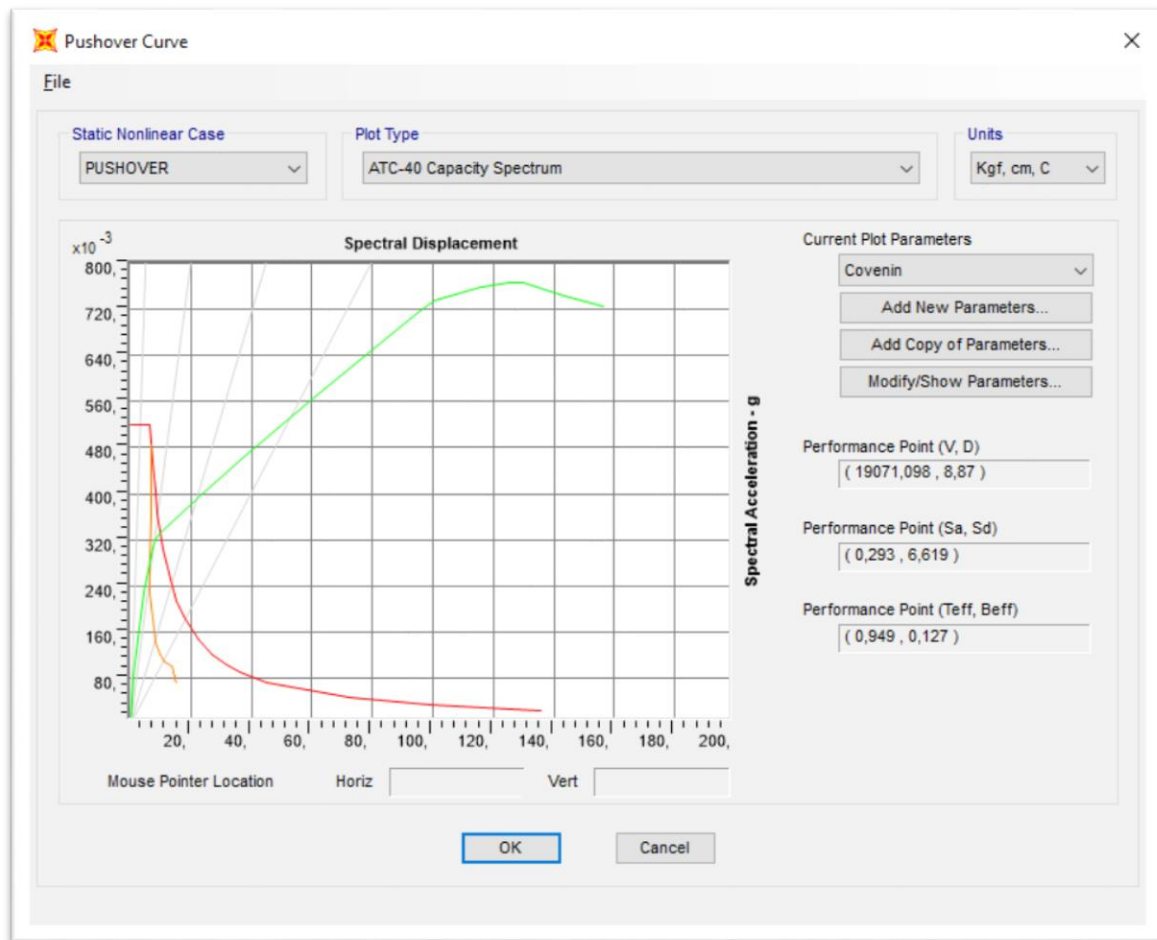


Figura 55. Espectro de capacidad según ATC-40 con espectro COVENIN de la estructura pre-verificación de análisis dinámico lineal, **(Elaboración propia)**.

A continuación, se presentan paso por paso la generación de rotulas aplicando la carga lateral. Observando de esta manera el grado de falla que puede experimentar esta estructura hasta llegar a la ruptura.

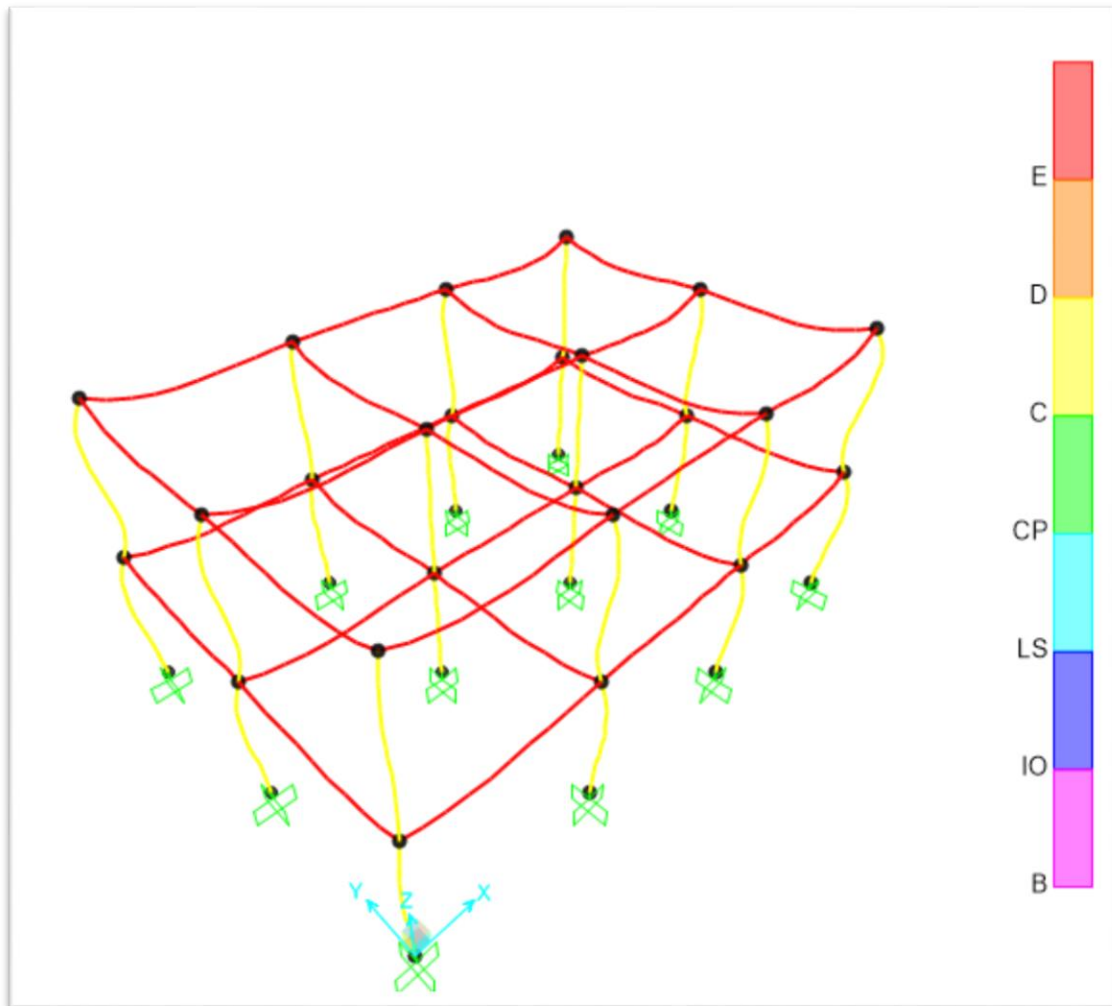


Figura 56. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 0
(Elaboración propia).

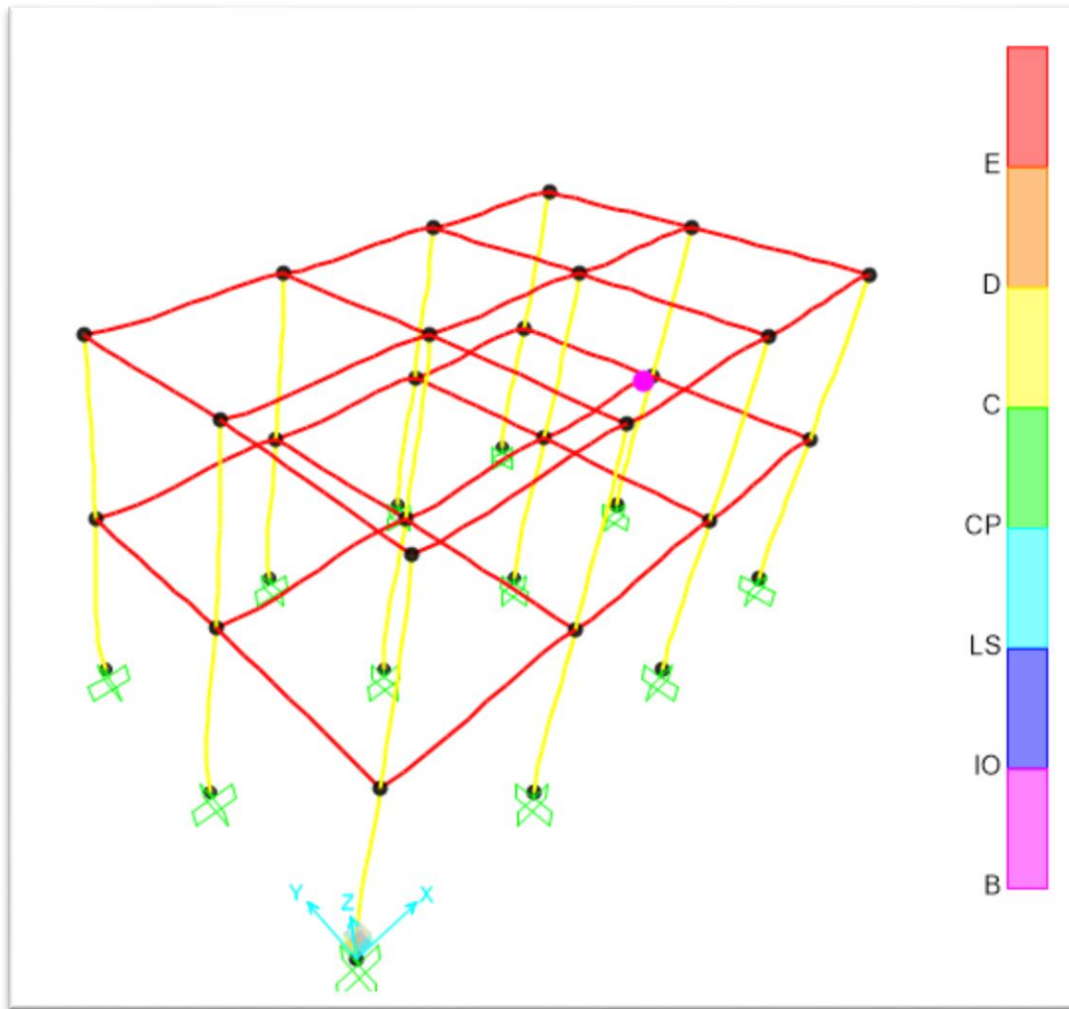


Figura 57. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 1
(Elaboración propia).

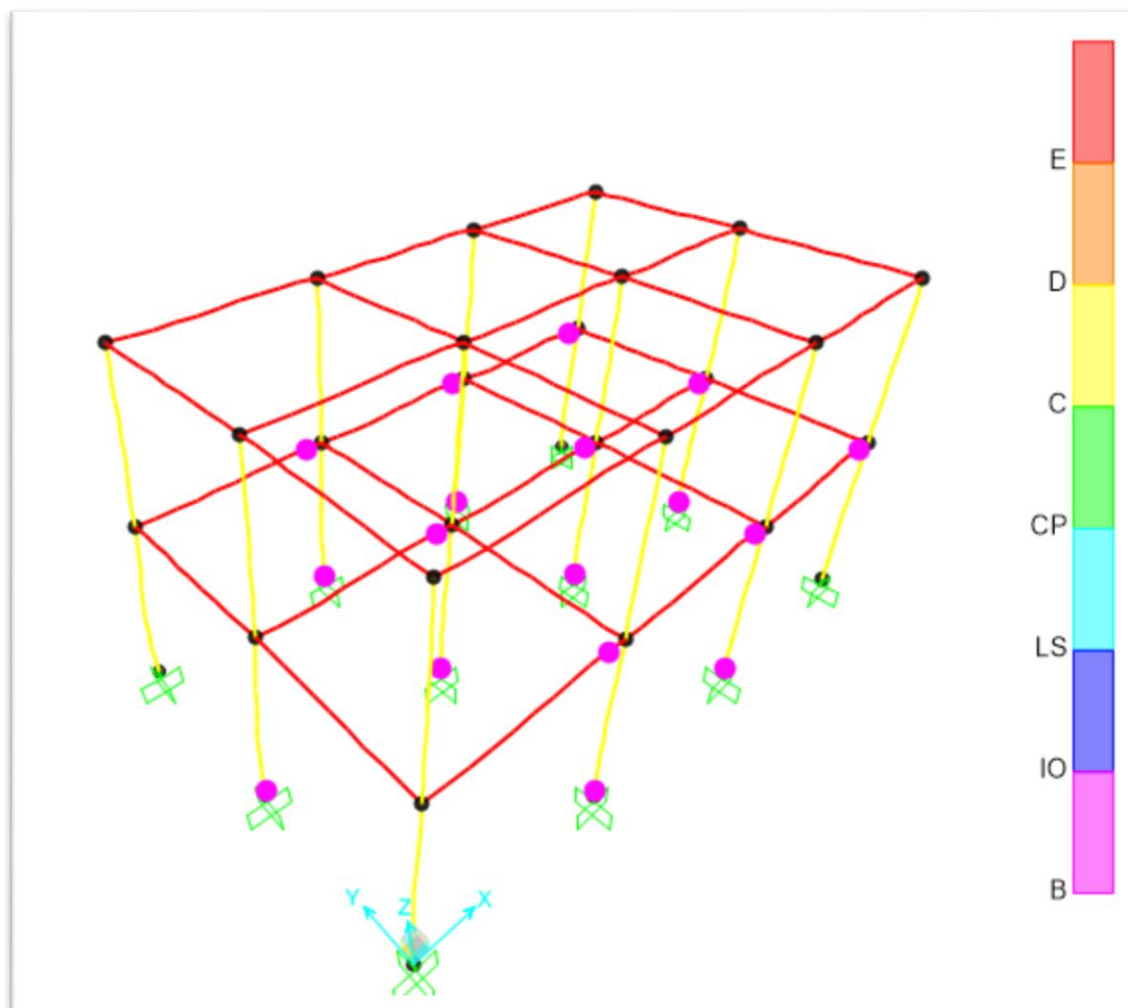


Figura 58. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 2
(Elaboración propia).

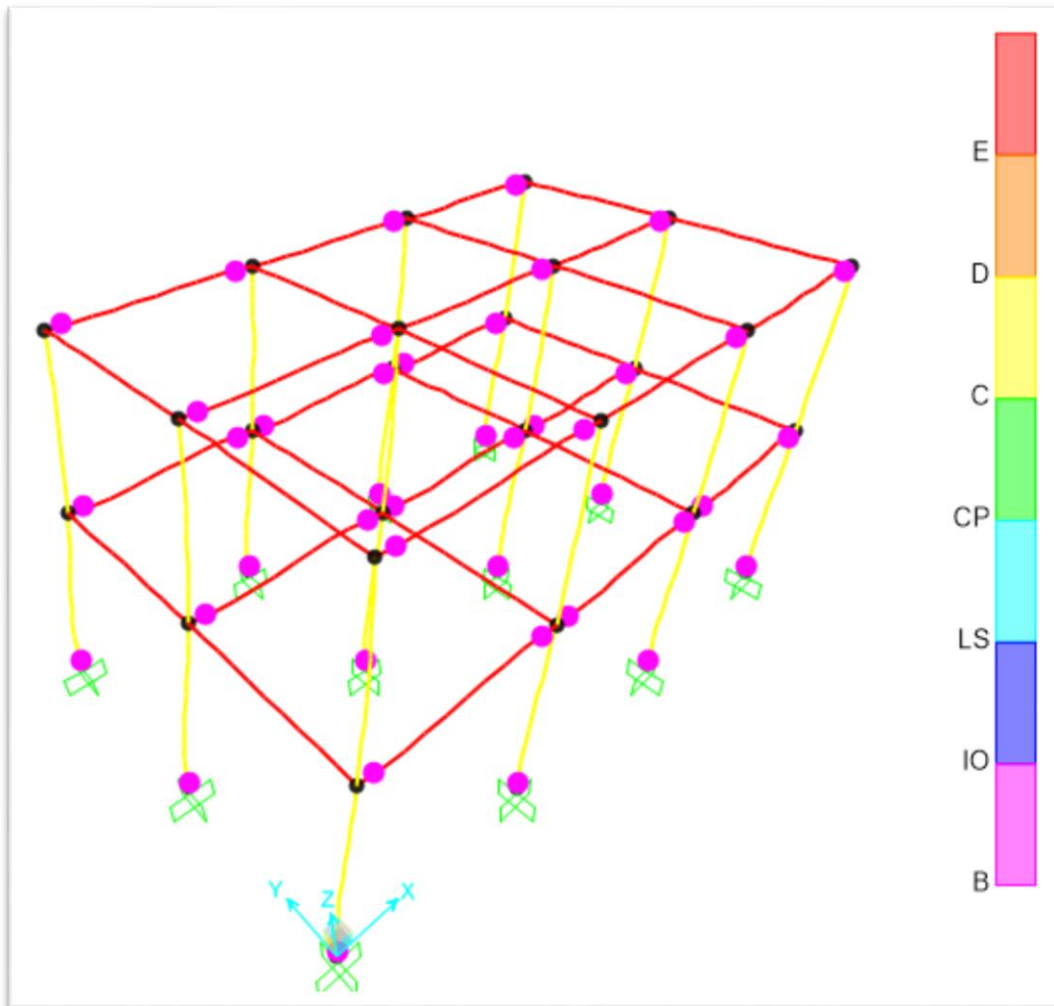


Figura 59. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 3
(Elaboración propia).

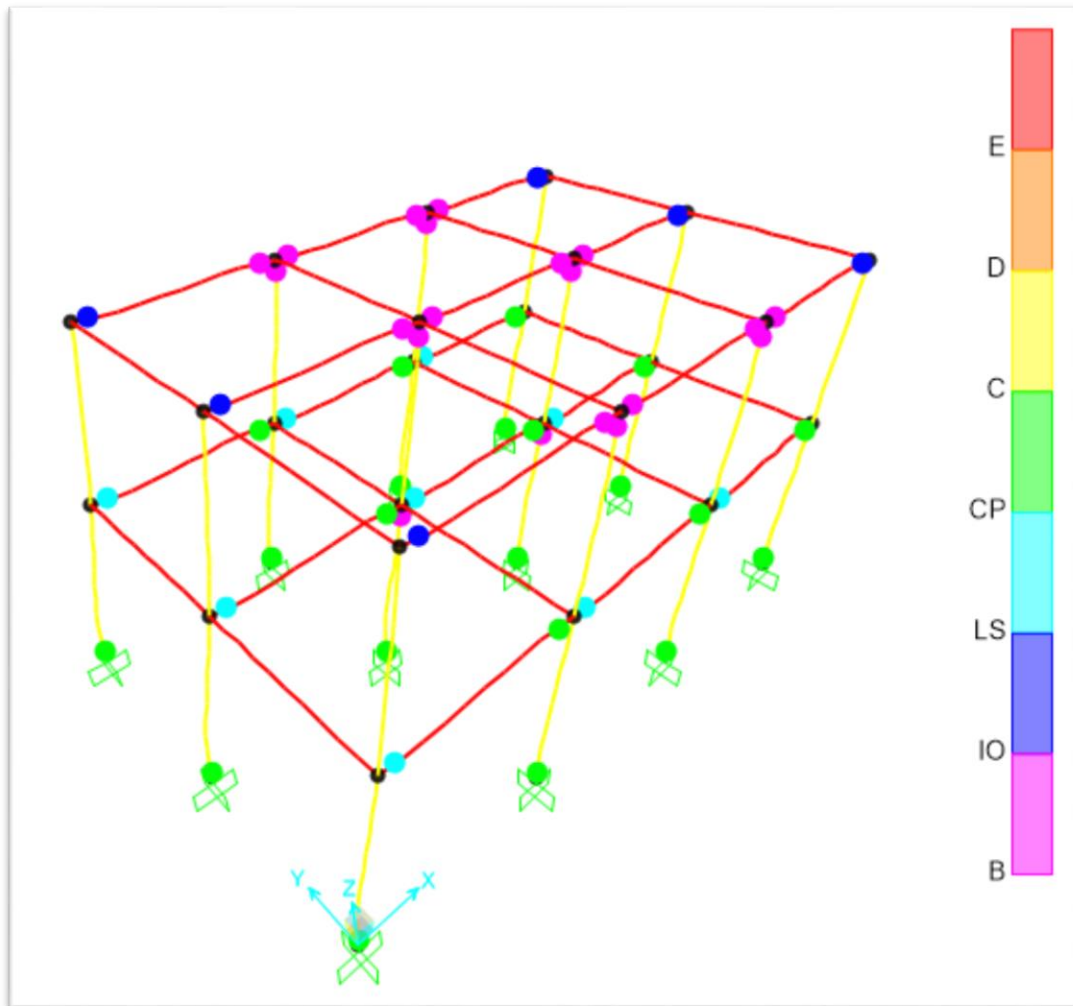


Figura 60. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 4
(Elaboración propia).

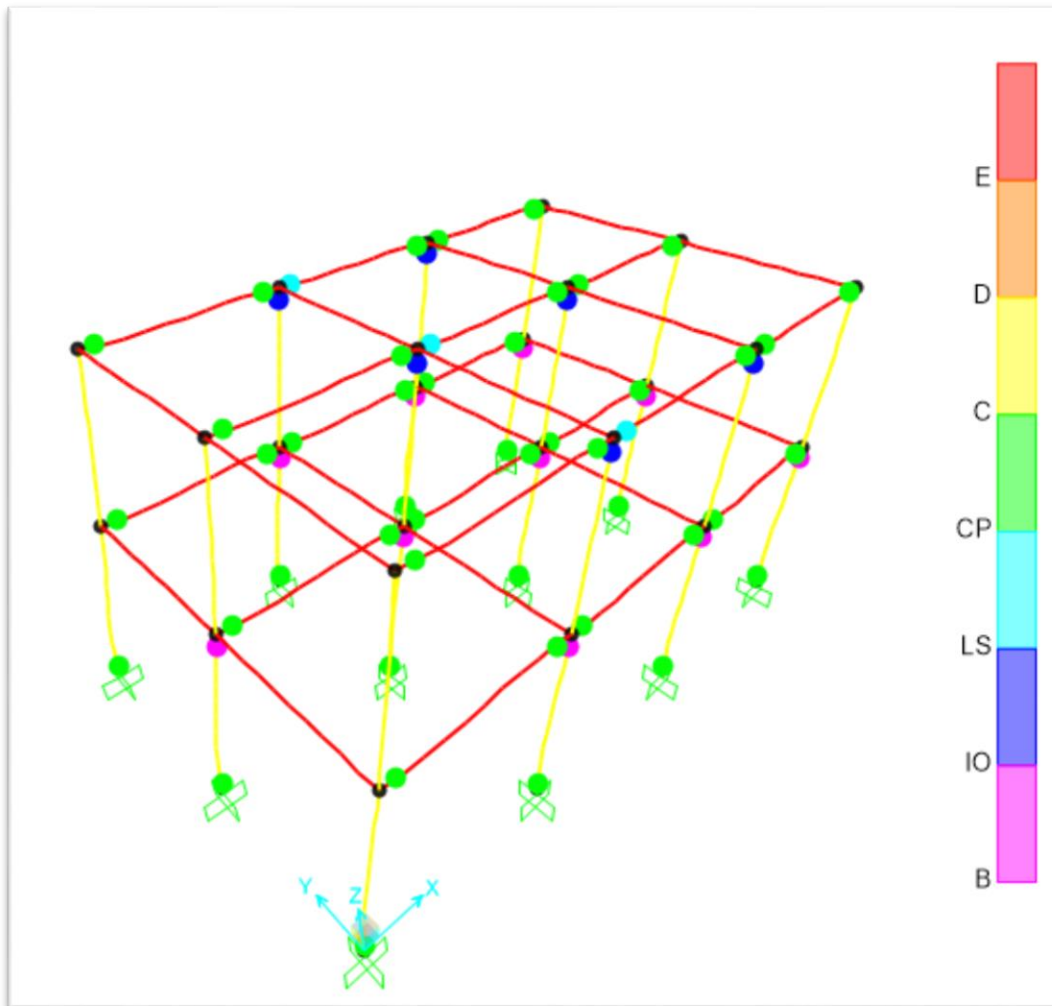


Figura 61. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 5
(Elaboración propia).

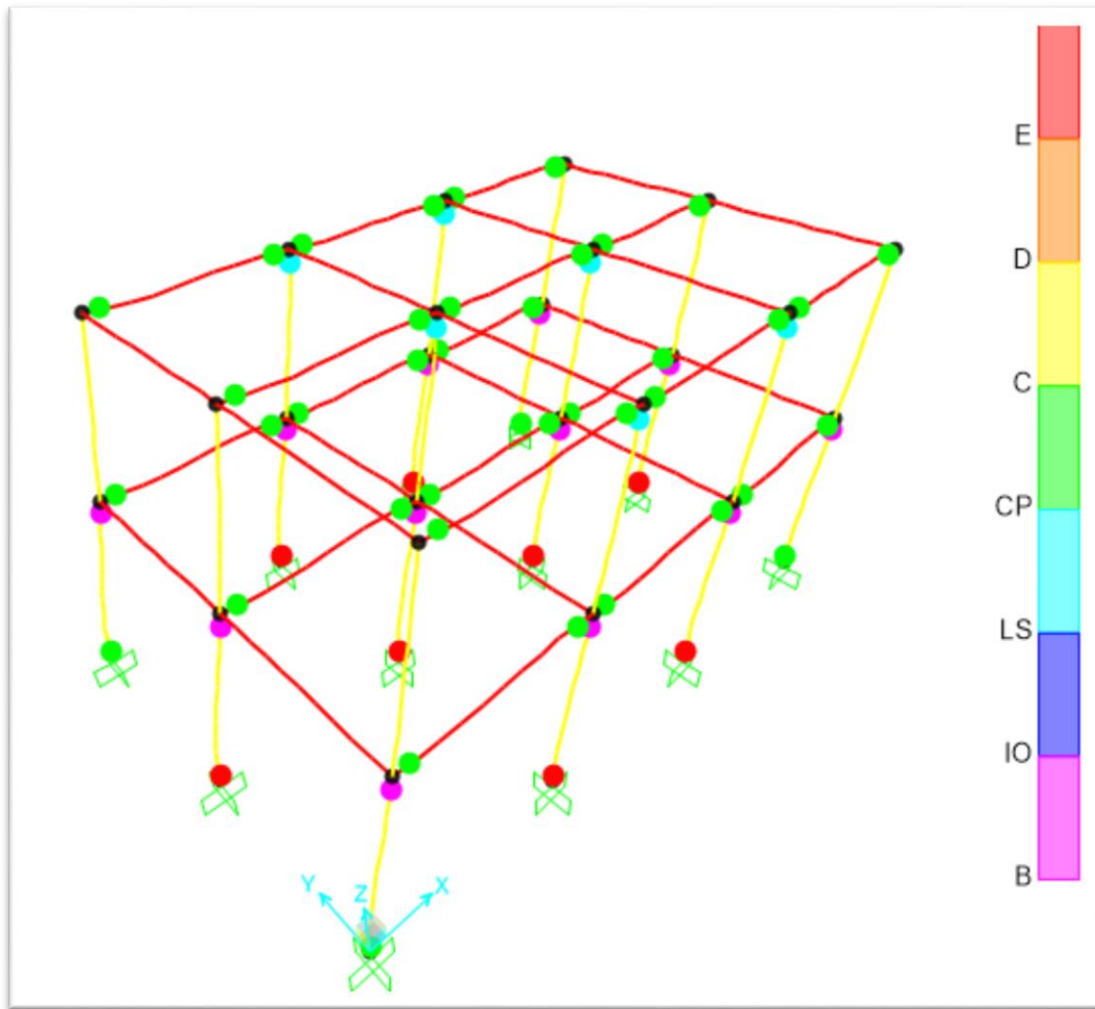


Figura 62. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 6
(Elaboración propia).

CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como se pudo observar en el CAPITULO IV: RESULTADOS, la norma (NSR-10, 2010) no tiene una consideración del total del diseño sismorresistente, porque a pesar que las dimensiones de los elementos que conforman la estructura las cuales resultaron óptimas para los esfuerzos admisibles, no hace énfasis en criterios de diseño de cualquier edificación sismorresistente, como lo es el de columna fuerte-viga débil, el cual se basa en columnas de gran capacidad a flexión que superen la sumatoria de los momentos flectores en las vigas que permitan cumplir el objetivo primordial en un proyecto que es liberar energía en forma de rotulas, que deben generarse en las vigas para evitar que se generen mecanismos cinemáticos.

Otro factor muy importante es el resultado de los diagramas momentos curvaturas calculado para cada sección de los elementos estructurales donde se observa que el valor del momento flector ultimo o de rotura (como se define en este trabajo de grado) es más del doble que el momento cedencia para una sección cualquiera. Cabe destacar que estos resultados se debieron principalmente al comportamiento de los esfuerzos en la guadua ya que, se puede considerar como un material altamente resiliente y dúctil, debido al comportamiento que presenta a compresión luego del estado elástico.

Cabe destacar que las cargas consideradas en el presente estudio son muy elevadas, de manera que este pueda ser extrapolado a cualquier caso de diseño de estructuras de guadua y se considere un estudio de alto nivel de complejidad para

lograr que este material resista en cualquier configuración propuesta por la norma (NSR-10, 2010). Igualmente se realiza en el presente, una comparación del mismo análisis con la mitad de las cargas permanentes obteniendo así la siguiente capacidad espectral al ejecutar el análisis estático no lineal.

Se observa que la ductilidad disminuye debido a que las columnas presentan menor capacidad que en los modelos anteriores y observando que la acción sísmica aplicada al modelo arroja un punto de desempeño en el rango inelástico por lo que se observa el daño ocasionado para dicha sollicitación, destacándose así que el máximo desplazamiento generado por el espectro de demanda ocurre luego de la aparición de la primera rotula.

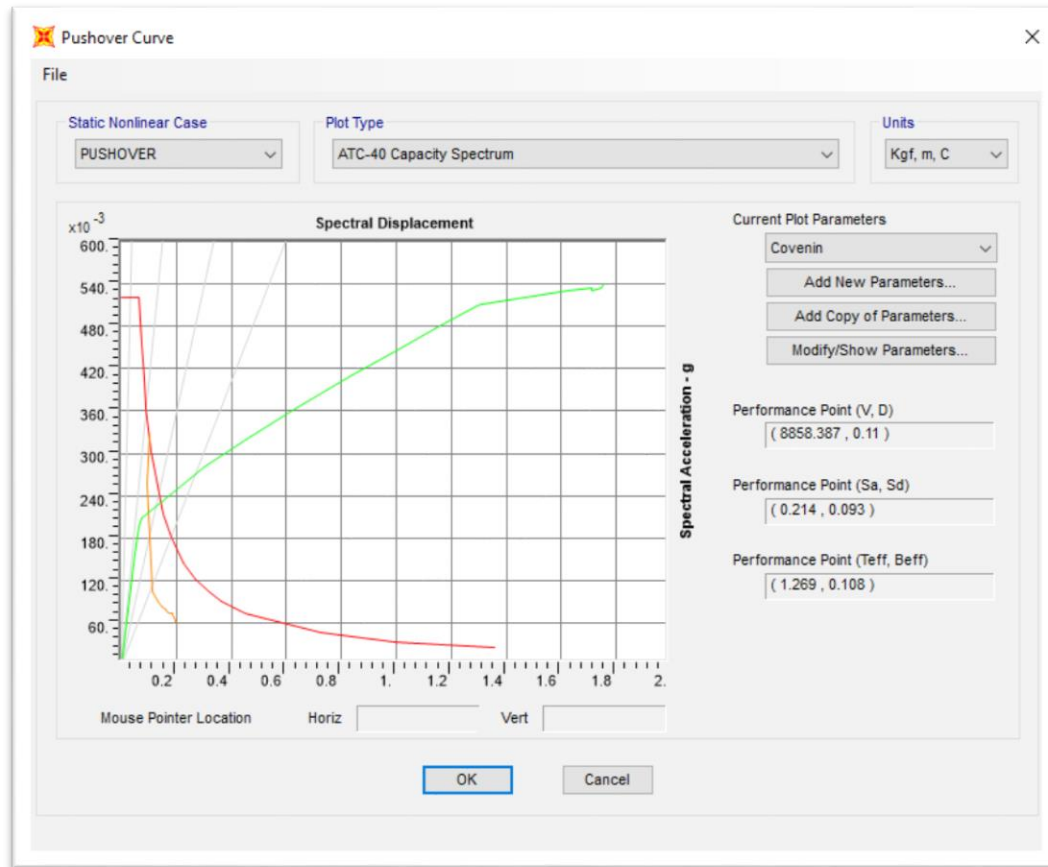


Figura 63. Capacidad espectral para estructura con mitad de cargas permanentes, **(Elaboración propia).**

Detallando el paso uno del análisis estático no lineal, se define la primera rotula en una viga del segundo nivel de la estructura, pero a partir del segundo paso se generan todas las rotulas en las columnas de nivel de planta, llegando al desarrollo de ocupación inmediata en estos elementos, por lo que se consideran componentes de menor capacidad para a la edificación.

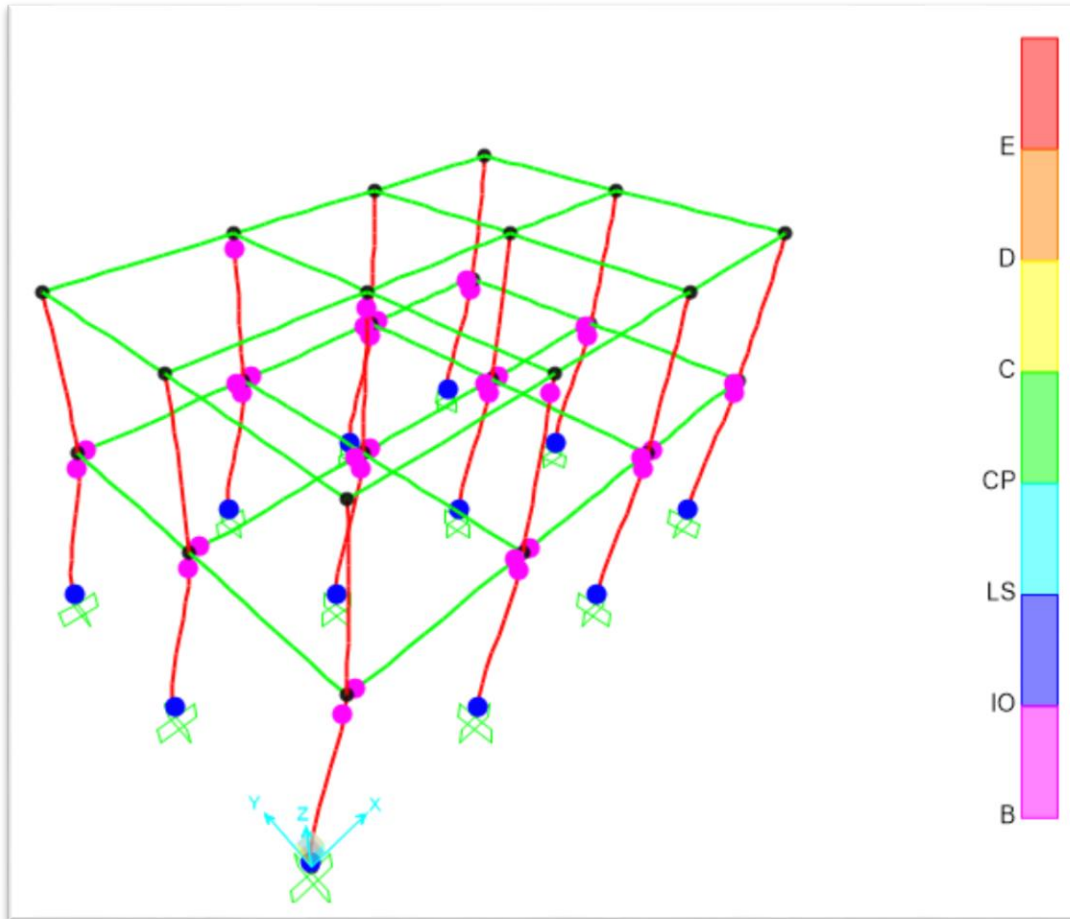


Figura 64. Ocupación inmediata en las columnas para estructura con mitad de cara permanente

Por otra parte, verificado la cortante admisible en el análisis dinámico lineal, vemos la reducción de dicho valor pero sigue incumpliendo con el valor límite de esfuerzo cortante permisible recomendado por la norma (NSR-10, 2010).

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
42	0.1	COMB1	Combination	Min	25.31	-723.45	-10.02	-0.24	-16.77	-510.89
42	0.1	Analisis Din...	Combination	Min	25.31	-723.45	-10.02	-0.24	-16.77	-510.89

Figura 65. Fuerza cortante máxima para análisis dinámico resistiendo la mitad de la carga permanente, **(Elaboración propia)**.

$$f_v = \frac{2 * 723,45}{3 * (10094)} * \left(\frac{3 * 16^2 - 4 * 0,7 * 16 + 4 * 0,7^2}{16^2 - 2 * 16 * 0,7 + 2 * 0,7^2} \right) = 14,86 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego de verificar los esfuerzos generados al aplicar el espectro de la (Covenin 1756, 2001) en el análisis dinámico lineal, como se observa en las *Figura 43* y *Figura 44* ningún momento de la envolvente supera al momento cedente respectivo a cada sección asignada, por lo que se puede decir que fueron óptimas para las solicitaciones en la aplicadas en dicha estructura según la norma venezolana. Por otro lado, al verificar el esfuerzo cortante para este mismo caso, se observa que la sección designada a las vigas (tres cañas) falla por este criterio, por lo que se calcula que sección resiste este corte máximo de 1500Kg aproximadamente, siendo la más idónea una de nueve cañas; aunque al quedar la viga con esas dimensiones, se procede a chequear el criterio de columna fuerte-viga débil lo que obliga aumentar la sección de las columnas a una de 16 cañas, que permita obligar a que las primeras rotulas se generen en las vigas.

Por otra parte, en el análisis estático no-lineal puede observarse la curva de capacidad espectral (*Figura 53*), donde se obtuvo una ductilidad $\Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{110,29}{7,93} = 13,91$; ductilidad que se considera muy alta comparando con estructuras convencionales de concreto armado, es decir, presenta desplazamientos muy grandes luego de pasar el límite elástico estructural (primer punto de quiebre de la curva de capacidad, que indica la formación de la primera rotula).

En el mismo orden de ideas, se realizó el análisis estático no lineal para la estructura obtenida antes de la verificación con el análisis dinámico lineal, de manera de poder comparar el efecto restrictivo del corte en las secciones de la estructura y el comportamiento al pushover de esta, en donde se obtuvo una ductilidad de $\Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{130,51}{11,03} = 11,83$; valor menor que el de la estructura de mayores secciones. Sin embargo, estos datos tienen otro análisis donde se puede razonar que el punto de cedencia se presentó a un mayor desplazamiento al igual que la rotura con respecto a la estructura de mayor sección, pero para una menor ductilidad; correspondiendo esto a que los elementos trabajaron mejor en el rango elástico en el segundo caso estudiado, pero igualmente las secciones no resistían el corte solicitado.

Examinando detenidamente los estados de falla de la estructura verificada con el análisis dinámico lineal, se puede observar que para el STEP 0, las cargas gravitacionales no han generado rotulas por lo que las secciones resisten dichas solicitaciones. En realidad, existe un sobredimensionamiento en esta estructura que genera una alta ductilidad, aunada al valor del esfuerzo cortante admisible, ya que las vigas deben presentar una sección adecuada que estén dentro de los parámetros establecidos por la norma (NSR-10, 2010).

En el STEP 1 correspondiente a la *Figura 57*, se detalla la primera rotula en una viga por lo que se cumple el criterio principal de una estructura, en donde la primera zona de disipación de energía (rotula) debe ocurrir en dicho elemento, antes que en columnas.

Al observarse en el STEP 2 asociado a la *Figura 58*, se siguen generando rotulas en las vigas, pero ya se perciben las primeras en las columnas centrales, por lo que se refiere que estas son de menor capacidad con respecto a las vigas. Se distingue también en este paso, que se ven afectadas las columnas de nivel de planta ya que en relación al criterio columna fuerte-viga débil a estas llega una mayor cantidad de vigas.

La *Figura 59*. Resultado de rotulas para análisis estático no lineal (Pushover), STEP 3 (Elaboración propia). Contempla todas las rotulas en las vigas, en el nivel superior de la estructura y en todas las columnas del nivel de planta de dicha edificación. Cabe destacar que a partir de este último paso en donde se sigue incrementando la carga se notan en Prevención de Colapso (CP) las columnas de nivel de planta como se refiere la *Figura 60* y *Figura 61* por lo que de acuerdo a la especificado en la norma (ATC-40, 1996) ya ha cierto daño grave en la estructura. El daño gradual sigue existiendo en esta zona hasta llegar al colapso por lo que se dice que estas columnas no cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil. Cuestionando en cierta manera el criterio de la norma colombiana (NSR-10, 2010), ya que en este sentido deben plantearse elementos que distribuyan mejor el cortante.

Analizando el método de la (ATC-40, 1996) de espectro de demanda y capacidad, se obtuvo el punto de desempeño antes de alcanzar la cedencia por lo que la estructura es altamente resistente inclusive para un espectro elástico de periodo de retorno de $T = 275$ años como lo es el de la norma (Covenin 1756, 2001), es decir, se encuentra sobredimensionada.

Tabla 3. Estados de rótulas con respecto a punto de desempeño, **(Elaboración propia)**.

Nivel de desempeño	Corte basal (kg)	Desplazamiento (m)
-	0	0
Punto de desempeño	24125.74	0.0390
Cedencia- IO	39549.84	0.0636
Cedencia- IO	44372.99	0.0793
Cedencia- IO	59324.76	0.1697
LS-CP	85369.77	0.5164
LS-CP	111897.11	0.9094
CP- Rotura	125401.93	1.1039

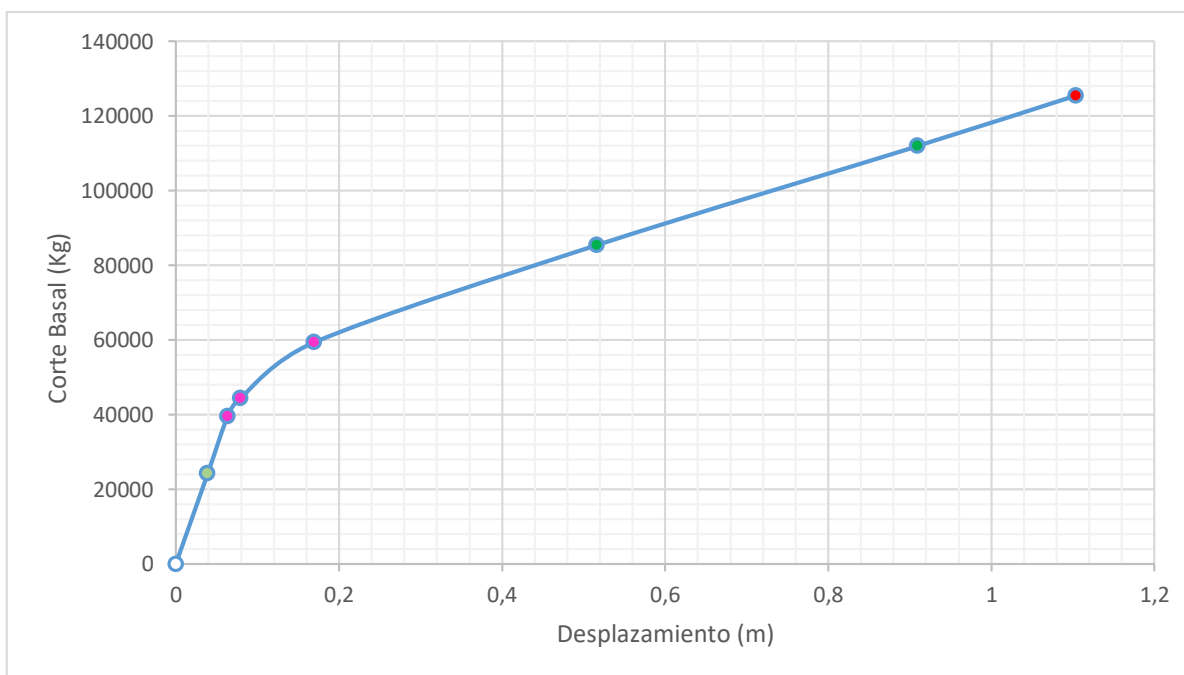


Figura 66. Estados de rótulas con respecto a punto de desempeño en estructura final, **(Elaboración propia)**.

Cabe destacar que la comparación entre ambas estructuras en el análisis no-lineal resulto en diferentes comportamientos, ya que, en sí el sobredimensionado debido a la verificación por análisis dinámico lineal, resalta considerablemente el aumento de la ductilidad estructural por lo que el punto desempeño de esta se presenta en el rango elástico, es decir, antes de la cedencia. Evidenciándose así que las solicitaciones dinámicas impuestas para evaluar, no contemplan un factor de riesgo considerable para la estructura, debido a su composición. Haciendo énfasis en el gran efecto que posee el esfuerzo cortante admisible.

Por otro lado, se plantea un proceso constructivo que contemple la utilización de tubos de acero en las columnas que genere gran capacidad en cuanto a la resistencia a dichas solicitaciones cumpliendo el criterio sismorresistente (columna fuerte- viga débil) donde se evita el hecho de aumentar el número de culmos para este fin, realizando así un diseño estructural más eficiente.

A continuación, se muestra la evidencia cómo puede afectar la utilización de secciones tubulares de acero en las cañas de guadua. En este caso se contemplará la sección de cuatro cañas la cual fue el resultado del pre-dimensionamiento establecido por la norma (NSR-10, 2010) utilizando así de esta manera un sección de acero tubular de espesor de 0,7 cm y de diámetro externo igual al diámetro interno de las cañas utilizadas a lo largo de todo el trabajo, quedando como diámetro 8,6 cm y esfuerzo de cedencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se determinará el momento flector cedente para la sección compuesta, para observar en que magnitud cambia su capacidad.

Los materiales se deforman en la misma proporción por lo que se puede determinar en el punto más alto de la sección, la cedencia o no del elemento de acero.

$$\frac{0,0028}{10} = \frac{\varepsilon_s}{9,3}$$

$$\varepsilon_s = 0,0026$$

$$\sigma_s = E * \varepsilon_s = (2,1 * 10^6) * (0,0026) = 5460 \frac{Kg}{cm^2} > 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

Se observa que dicho punto evaluado se encuentra en cedencia requiriendo determinar que fragmento del elemento se encuentra en este estado.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{4200}{2,1 * 10^6} = 0,002$$

$$\frac{0,0028}{10} = \frac{0,002}{X}$$

$$X = 7,14 \text{ cm}$$

De esta manera se calcula el valor mínimo del esfuerzo en la sección de acero:

$$\frac{0,0028}{10} = \frac{\varepsilon_{smin}}{0,7}$$

$$\varepsilon_{smin} = 0,000196$$

$$\sigma_{smin} = 0,000196 * (2,1 * 10^6) = 411,60 \frac{Kg}{cm^2}$$

Al contemplarse toda la distribución de esfuerzo tanto en la guadua como en el acero se determinan las fuerzas que originan el momento flector cedente:

$$C = T = 107709,23 \text{ Kg}$$

$$b = 6,4605 \text{ cm}$$

$$M = (107709,23) * (6,4605) * \frac{2}{100} = 13917,109 \text{ Kg} * m$$

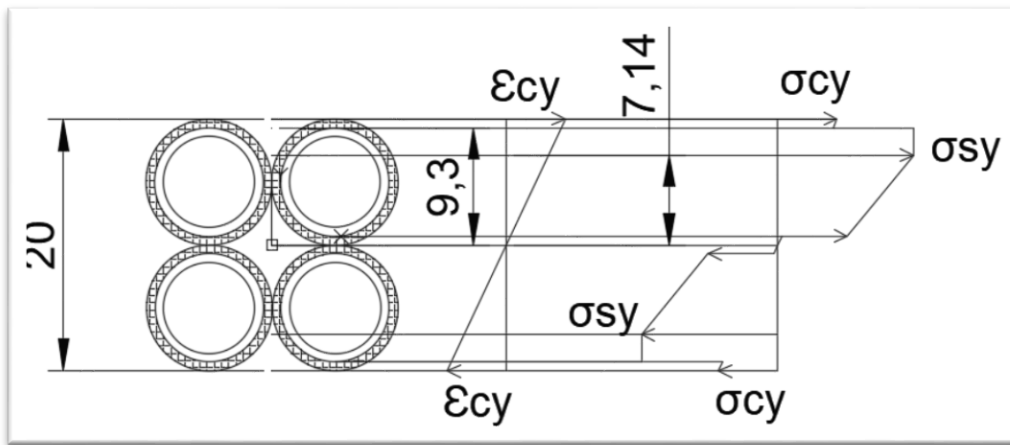


Figura 67. Cañas reforzados con acero, **(Elaboración propia)**.

De esta manera se observa el considerable aumento de la capacidad del elemento estructural por lo que se recomienda aplicar estudios de análisis sismorresistentes tomando en cuenta los refuerzos para obtener un diseño más conservador. Cabe destacar que en este trabajo de grado se estudiaron diferentes elementos estructurales con aras de comparar el efecto que puede producir el hecho de tomar en cuenta secciones compuestas por varias cañas como indica la norma (NSR-10, 2010).

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Luego del desarrollo del CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS, se puede afirmar que la guadua es un elemento estructural que presenta una alta resiliencia y ductilidad, debido a su comportamiento antes esfuerzos de compresión y tracción paralelos a las fibras, recalcando el hecho de ser un material alternativo, de fácil extracción y de rápido crecimiento en el país.

Cabe destacar que la norma (NSR-10, 2010), la cual fue utilizada para llevar a cabo el pre-dimensionado, no contempla criterios sismorresistentes por lo que se puede considerar como herramienta para estimar dimensiones previas, pero que debe estar complementado con un análisis dinámico lineal o algún equivalente que permita evaluar el diseño, para que se corrobore el comportamiento ante un evento sísmico en la estructura (cumpliendo criterios sismorresistentes).

Cuando se habla del estado inelástico del bambú surgen varios conceptos que requieren de un ahondamiento en estudios de laboratorio, como lo son la realización de ensayos a flexión en donde se logre llevar a falla el elemento, midiendo deformaciones unitarias respectivas, y observándose el comportamiento que ocurre en el rango inelástico. Por otra parte, la realización de ensayos y análisis que permitan definir claramente los niveles de desempeño (IO, LS, CP) , haciendo base con los estudios realizados en la (ATC-40, 1996) que ayuden a realizar trabajos más completos y detallados al hacer análisis no-lineales.

Es importante destacar, el hecho de que el esfuerzo cortante tuvo un efecto importante a la hora de definir las dimensiones de los componentes estructurales,

provocando un sobredimensionamiento considerable, por lo que se recomienda hacer estudios evalúen de manera más completa el comportamiento a estos esfuerzos, y planteamientos que permitan aumentar la capacidad de la sección del elemento siempre y cuando se verifique una unión rígida. De la misma manera se debe llevar a cabo este proceso con respecto a las columnas, aumentando la capacidad con diversos diseños de secciones.

Finalmente, se hace referencia a lo mencionado en la formulación del problema, donde se recomienda un estudio sismorresistente de edificaciones de bambú tomando en cuenta el aporte estructural de paredes (muros) y el efecto que estos producen en la disminución de las dimensiones de los demás elementos que conforman el complejo estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aijazi, A. N. (Junio de 2013). *Material Characterization of Guadua Bamboo and the Environmental Feasibility of Structural Bamboo Products*. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology. Obtenido de <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/80899/858281615-MIT.pdf?sequence=2>
- Amada, S., & Lakes, R. (1997). Viscoelastic properties of bambo. *Journal of Materials Science*. Obtenido de <http://silver.neep.wisc.edu/~lakes/VEbamboo.pdf>
- American Society Of Civil Engineers. (2000). FEMA 356. *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. Reston. Obtenido de <http://sharif.edu/~ahmadizadeh/courses/strcontrol/CIE626-2-FEMA-356.pdf>
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- ATC-40. (1996). SEISMIC SAFETY COMMISSION. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City. Obtenido de <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- Barbaro, G. (2006). La biónica del bambú. *ARQUITECTURA DEL PAISAJE - CONSTRUCCIÓN Y MEDIOAMBIENTE*. Obtenido de <http://www.sustainable-technologies.eu/wp-content/PDF-articles/bambu-1.pdf>
- Congreso de Colombia. (1997). LEY 400. Bogota. Obtenido de <http://parquearvi.org/wp-content/uploads/2016/11/Ley-400-de-1997.pdf>
- Covenin 1756. (2001). Edificaciones sismorresistentes. Caracas: Fondonorma.
- Covenin 2002. (1988). CRITERIOS Y ACCIONES MÍNIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES. Caracas: MINDUR. Obtenido de https://www.fau.ucv.ve/idec/normas_construccion/Norma2002_8_CRITERIOS.pdf
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO*. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo. Obtenido de

<http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>

- Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS.com. (2012). Modelo de Takeda de estructuras de hormigon. *Revista ARQHYS*. Obtenido de <https://www.arqhys.com/arquitectura/modelo-takeda-estructuras.html>
- FUNVISIS. (2018). *Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas*. Obtenido de <http://www.funvisis.gob.ve/monitor.html>
- Gharagozlou, Y. (2018). *Instron*. Obtenido de <http://www.instron.com.ar/es-ar/our-company/library/glossary/e/elastic-hysteresis>
- Gonzales, E., Osorio, J., & Garcia, E. (2002). *RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LA GUADUA Agustifolia kunt A ESCALA NATURAL*. Medellin. Obtenido de <https://revistas.unal.edu.co/index.php/refame/article/download/24508/25114>
- Jannsen, J. (1981). *Eindhoven University of Technology*. Obtenido de Bamboo in building structures: <https://pure.tue.nl/ws/files/3987215/11834.pdf>
- Kirk, R. (2012). *Experimental Design: Procedures for the Behavioral Sciences*. SAGE Publications. Obtenido de Experimental Design: <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- Lopez, O. A., & Hernandez, J. (2004). *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela*. Caracas: IMME - UCV. Obtenido de Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000300002
- Morán Ubidia, J. (2015). *Construir con Bambú - Manual de Construcción*. Lima: Red Internacional de Bambú y Ratán, INBAR. Obtenido de http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Manual-Construccion-Bambu.pdf
- NSR-10. (2010). *ESTRUCTURAS DE MADERA ESTRUCTURAS DE GUADUA. Titulo A - G*. Bogota: Asociacion Colombiana de ingenieria sismica. Obtenido de <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/7titulo-g-nsr-100.pdf>
- NTC 5525. (2007). *Norma Técnica Colombiana: Metodos De Ensayo Para Determinar Las Propiedades Fisicas Y Mecanicas De La Guadua Angustifolia*

- Kunth. Bogota: ICONTEC. Obtenido de <https://tienda.icontec.org/wp-content/uploads/pdfs/NTC5525.pdf>
- QS World University Rankings. (Agosto de 2018). *QS Top Universities*. Obtenido de <https://www.topuniversities.com/university-rankings/world-university-rankings/2019>
- Salazar, A., Quintero, C., & Fonthal, G. (2016). Revisión de la norma ISO-N314-22157 para estandarizar los ensayos de compresión paralela en la guadua angustifolia Kunth. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*.
- SEISMIC SAFETY COMMISSION. (1996). ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City. Obtenido de <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- Serrano, G., Gómez, J., Pérez, R., Ernesto, H., Valencia, H., Emanuel, K., . . . Barragán, J. (2016). *Vivienda emergente y sustentable con sistemas estructurales de bambú*. Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente de Mejico, Tlaquepaque. Obtenido de <https://rei.iteso.mx/bitstream/handle/11117/4243/Vivienda+emergente+y+sustentable+con+sistemas+estructurales+de+bamb%FA.pdf;jsessionid=F0372E0DDFB2A846F1632517311EEF46?sequence=2>
- Sharma, B. (Agosto de 2010). Obtenido de Seismic Perfomance of Bamboo Structures: <https://core.ac.uk/download/pdf/12209100.pdf>
- Vacacela, N. (2015). PANELES DE BAHAREQUE PREFABRICADO. Cuenca, Ecuador. Obtenido de dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/23224/1/Tesis.pdf.pdf
- Zhou, A., Bian, Y., Shen, Y., Huan, D. H., & Zhou, M. (2018). *Inelastic Bending Performances of Laminated Bamboo Beams: Experimental Investigation and Analytical Study*. BioResources . Obtenido de http://stargate.cnr.ncsu.edu/index.php/BioRes/article/view/BioRes_13_1_131_Zhou_Inelastic_Bending_Performances_Laminated_Bamboo