



**UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**



**EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE PÓRTICOS DE CONCRETO
ARMADO CON COLUMNAS INCLINADAS, UTILIZANDO EL MÉTODO
DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)**

Autores:

David De Freitas C.I: 21.241.606

Carlos Renaud C.I: 21.532.095

Tutor:

Ing. Javier Sánchez

Naguanagua, Noviembre 2016



**UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**



**EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE PÓRTICOS DE CONCRETO
ARMADO CON COLUMNAS INCLINADAS, UTILIZANDO EL MÉTODO
DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)**

**Trabajo Especial de Grado presentado como requisito para optar al título de
Ingeniero Civil**

Autores:

David De Freitas C.I: 21.241.606

Carlos Renaud C.I: 21.532.095

Tutor:

Ing. Javier Sánchez

Naguanagua, Noviembre 2016



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL
TRABAJO ESPECIAL DE GRADO



**EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE PÓRTICOS
DE CONCRETO ARMADO CON COLUMNAS INCLINADAS, UTILIZANDO
EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)**

Autores:

David De Freitas C.I: 21.241.606

Carlos Renaud C.I: 21.532.095

Tutor:

Ing. Javier Sánchez

RESUMEN

El trabajo de investigación presentado a continuación tuvo como propósito la evaluación de la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas, haciendo uso de un análisis estático no lineal (PUSHOVER). Para el desarrollo del trabajo se utilizó un software de cálculo estructural en donde se evaluaron dos modelos de pórticos cuyas diferencias se basaban en cuales de las columnas se dispondrían a inclinar, además de probar con distintos grados de inclinación hasta alcanzar los 25° respecto al eje vertical. Haciendo uso de los criterios normativos establecidos y con la aplicación del análisis no lineal se obtuvieron por cada pórtico analizado curvas de capacidad, formación y niveles de daño de rotulas plásticas, puntos de desempeño. Todo ello fue utilizado con la finalidad de conseguir los valores de ductilidad de cada pórtico y comparar como varían a medida que aumenta la inclinación de sus columnas, para la obtención de los valores reales del factor de reducción de respuesta y verificar cuan ajustado están al valor de diseño tomado según establece la norma COVENIN 1756-2001 y finalmente considerar si la configuración de los pórticos con columnas inclinadas planteados deben ser tomados como estructuras irregulares.

Palabras Clave: Ductilidad, columnas inclinadas, factor de reducción de respuesta, análisis estático no lineal.

DEDICATORIA

A mis padres Pedro Nicolás Renaud y Emilia Teresa Loyo, quienes han sido piedra fundamental de mi formación, apoyo incondicional, quienes me han dado todo lo necesario para alcanzar mi crecimiento intelectual, personal, emocional y espiritual. Quienes se desvelan con mis trasnochos, quienes se preocupan por mis preocupaciones y sufrieron junto a mí en esta lucha.

A mis hermanos Pedro y José, mis mejores amigos, las personas más cercanas, a quienes les confió todo en la vida.

A mis familiares y amigos, por todo el apoyo y la amena compañía en cada paso de mi camino.

A Todos los que han influido en el desarrollo de mi formación.

Renaud Loyo, Carlos Rene

DEDICATORIA

A mi mamá y a mi hermana, quienes estuvieron allí en el recorrido de este camino tan difícil.

A todas aquellas personas, que me acompañaron todos estos años.

De Freitas, David M.

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a nuestros ancestros por bendecirnos y guiarnos a través de este camino para alcanzar las metas más allá de las expectativas.

A nuestros padres, por enseñarnos el valor de la constancia y la voluntad.

A nuestro Tutor, Ing. Javier Sánchez por todo su apoyo, la confianza y la dedicación que ha puesto en nosotros desde el inicio.

A nuestra alma mater la Universidad de Carabobo, a nuestra Facultad de Ingeniería, y a todos los profesores por brindarnos su conocimientos y enseñanzas, que nos ha permitido ser profesionales de gran valor.

A todos los que han influido en el desarrollo de este trabajo de investigación.

A todas aquellas personas que formaron parte de esta etapa tan importante de nuestras vidas, dándonos las herramientas para construir nuestro camino al éxito.

... A todos ellos, ¡GRACIAS!

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	9
CAPÍTULO I.....	11
EL PROBLEMA	11
Planteamiento Del Problema.	11
Objetivos De La Investigación.	13
Justificación.	14
Alcance	15
CAPITULO II	16
MARCO TEÓRICO	16
2.1 Antecedentes De La Investigación.	16
2.2 Bases teóricas.....	18
CAPITULO III	44
MARCO METODOLÓGICO	44
3.1 Naturaleza de la investigación.	44
3.2 Tipo de investigación.....	44
3.3 Procedimiento de la investigación	45
CAPITULO IV	47
PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	47
4.1 Unidades, Notaciones y Convenciones.....	47
4.2 Selección de los Modelos Estructurales.....	51
4.3 Predimensionado de Elementos Estructurales.	57
4.4 Definición de las Combinaciones de Carga Utilizadas en el Diseño.....	61
4.5 Definición de los Espectros Sísmicos de Diseño.....	62
4.6 Chequeos Normativos.....	63
4.7 Diagramas de Momento – Curvatura.....	83
4.8 Análisis Estático No – Lineal (PUSHOVER) en SAP2000	93
4.9 Fuerzas Laterales PUSHOVER	109

4.10 Representación y Formación de Rotulas Plásticas	112
4.11 Modelo Bilinealizado.....	136
4.12 Ductilidad Vs Inclinación	142
4.13 Factor de Reducción de Respuesta (R).....	143
CAPÍTULO V	148
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	148
Conclusión	148
Recomendaciones	153
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	154

INTRODUCCIÓN

La ingeniería estructural se ha enfocado en comprender el comportamiento inelástico que presentan las estructuras ante eventos sísmicos, es por ello, que conceptos como la ductilidad son tan importantes ya que son parte fundamental en este tipo de estudios.

Es por ello que la siguiente investigación se basa en la evaluación de la ductilidad de pórticos de concreto armado, teniendo como característica, que los pórticos en estudio poseen columnas inclinadas.

Uno de los objetivos principales de este trabajo es que obtenida la ductilidad de cada modelo, se determine el factor de reducción de respuesta con diferentes ecuaciones y de esta manera comparar con el factor asumido desde un principio para poder concluir en base a este resultado. Para lograr el propósito de la investigación, se utilizara como referencia la norma COVENIN 1756:2001 y como método de cálculo el “*Análisis estático no lineal (Pushover)*”, donde con la aplicación de cargas laterales de forma triangular nos brinda el verdadero comportamiento de las rotulas plásticas de dicha edificación. Con este análisis se puede también determinar la capacidad de resistencia de la estructura y compararla con su demanda sísmica.

Esta investigación está compuesta de 5 capítulos, el primer capítulo cuyo nombre es “*El Problema*”, acá se podrá observar el planteamiento del problema y su justificación el cual motivan la realización de este trabajo, también se especifica los objetivos y alcance que se pretenda lograr.

En el capítulo II, titulado como “*Marco Teórico*”, se exponen los antecedentes de esta investigación, se complementa con conceptos importantes, tales como la ductilidad, el diagrama de momentos – curvatura, factor de reducción de respuesta, análisis dinámico de estructuras, también se observa los diferentes niveles de desempeño sísmico expuesto por las normas internacionales ATC – 40 y FEMA 356.

El capítulo III, que lleva por nombre, “*Marco Metodológico*”, se especifica el tipo de investigación que corresponde a este trabajo con sus diferentes características y parámetros.

Por su parte el capítulo IV, titulado como “*Presentación y análisis de resultados*”, acá se expone los diferentes las unidades a trabajar, se especifican los modelos a estudiar, se muestra paso a paso y con diferentes imágenes el proceso a seguir para cumplir cada uno de los objetivos que acá se planteó en esta investigación, cabe destacar que se muestra paso a paso, el desarrollo del análisis estático no lineal, con su respectiva formación de rotulas plásticas, entre otros datos importantes.

Por último, el capítulo V, de título “*Conclusiones y Recomendaciones*”, en base a los resultados obtenidos anteriormente, se realizó una serie de conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento Del Problema.

Antes de la década de los 70's el mundo de la construcción y arquitectura se basaba principalmente en estructuras robustas de columnas y vigas de grandes dimensiones, la razón es que en dichas edificaciones se hacía imposible predecir su comportamiento al incurrir en el rango inelástico ante las acciones de un sismo, no se podía calcular los efectos que estas sufrían, debido a que, para aquellos tiempos no se contaban con herramientas matemáticas o tecnológicas que facilitaran el cálculo de una manera óptima.

Con el pasar de los años gracias al avance de la investigación y a la mejor comprensión de los materiales y estructuras en el área de la ingeniería civil, se comienzan a estudiar fenómenos que anteriormente eran poco estudiados, tal es el caso de la ductilidad.

Durante ese avance se desarrolló el método de “*Análisis Estático No Lineal(Pushover)*” que facilitó el estudio y la comprensión del comportamiento de las estructuras cuando incurren en su rango inelástico ante un sismo, definiendo límites de daños aceptables y evaluando debilidades como la formación de mecanismos en pisos a través de la formación de rotulas plásticas, todo esto tomando como punto de partida el comportamiento local de los elementos, haciendo de esta manera que se crearan diseños más óptimos, seguros y con apariencias arquitectónicas más agradables y modernas, dando una gran ayuda al avance de la ingeniería y arquitectura de la que hoy día conocemos. Producto de dichas investigaciones

surgieron diseños arquitectónicos más atrevidos con columnas inclinadas, segmentos pocos inusuales que aportan originalidad a la estructura, entre otros.

Pero a la par del avance de la construcción y conjuntamente con los resultados que se obtenían de los daños que sufrían las estructuras en presencia de movimientos sísmicos, se llevó a cabo la creación, actualización y reestructuración de todas las normas sísmicas (ACI, AISC, FEMA, UBC, COVENIN) de construcción a nivel mundial, para garantizar mayor seguridad a las personas que hacen uso de dichas edificaciones.

Venezuela es un país que no está excluido del gran avance que ha sufrido la ingeniería y la arquitectura a nivel mundial, donde la necesidad de desarrollar normativas y/o procedimientos que permitan evaluar de una manera más cercana a la realidad el comportamiento de edificaciones ante acciones sísmicas es de vital importancia, es por ello que gracias al esfuerzo y dedicación de investigadores se ha logrado avanzar en el deseo de una ingeniería y arquitectura de primera, de esta manera, cada vez surgen estructuras con diseños poco comunes, que poseen columnas inclinadas donde el concepto de ductilidad y el uso de modelos matemáticos adecuados es de gran ayuda.

En La Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” se expone el factor de reducción de respuesta que es de gran importancia, ya que, toma en cuenta la ductilidad de las estructuras, es decir, la capacidad de absorber y disipar energía cuando la misma está sometida acciones sísmicas. El factor de reducción de respuesta se ve afectado en función de la irregularidad, sin embargo las columnas inclinadas no están incluidas como irregularidades en las normas sísmicas, generando las siguientes interrogantes de investigación ¿De qué manera se ve afectada la ductilidad de pórticos de concreto armado cuando se usan columnas inclinadas? y ¿ Cuáles son los agentes que influyen en el factor de reducción de respuesta de la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” para que se deba proponer una modificación de este factor?

Objetivos De La Investigación.

Objetivo general.

- Evaluar la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas utilizando el método de análisis estático no lineal (Pushover).

Objetivos específicos.

- Seleccionar los modelos estructurales que serán analizados en esta investigación.
- Analizar mediante el uso del software de cálculo estructural los modelos previamente seleccionados a los cuales se le realizara el estudio.
- Diseñar los pórticos analizados bajo Fondonorma 1753-2006“*Proyecto y construcción de obras de concreto estructural*”.
- Calcular la ductilidad y la curva capacidad de los pórticos de concreto armado a través de un análisis estático no lineal (Pushover), tomando como referencia las normas internacionales (FEMA356 y ATC-40)
- Comparar el factor de reducción de respuesta (R) de los pórticos de concreto armado asociado al valor de ductilidad previamente calculado, con el factor de reducción de respuesta expresado en la Norma COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”.

Justificación.

La importancia que tiene la evaluación del factor de reducción de respuesta, es que esta considera una característica imprescindible del comportamiento estructural como es la ductilidad, que sin el estudio de ella sería casi imposible llegar al avance que hoy día tiene la construcción, ya que, con el claro entendimiento de estos dos conceptos se puede aprovechar mejor los elementos, haciéndolos trabajar a su nivel óptimo, para conseguir estructuras arquitectónicamente modernas, eficaces y sobre todo seguras.

La actualización de normas de construcción, se basan, en experiencias de tragedias pasadas como ocurrió en el terremoto de Cariaco en el Estado Sucre el 9 de Julio de 1997, con este evento sísmico se logró un avance importante en la actualización de los códigos de construcción para su época, pero al pasar los años estos requieren ser actualizados, por lo tanto, uno de los propósitos de esta investigación es aportar en la búsqueda de estándares de la construcción mundial sin tener que esperar un evento que comprometa la vida de las personas.

Esta investigación tiene como aporte desde el punto de vista técnico contribuir con el desarrollo de la ingeniería y arquitectura en Venezuela, verificando los requisitos contemplados en La Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” que permitan la construcción de edificaciones con elementos poco usuales como columnas inclinadas a través de la evaluación de su ductilidad así como también brindar sensación de seguridad a quien hace uso de estas construcciones con diseños excéntricos. El desarrollo de esta investigación conjuntamente con el progreso de nuevas investigaciones de la misma línea, favorece al avance técnico, al contar con resultados que permiten la actualización de las normas venezolanas, incentivando al ingeniero a usar métodos de análisis más ajustados al comportamiento real de la edificación que lo ayudara a crear mejores diseños de estructuras sismorresistentes.

En el ámbito social, es un gran aporte debido a que la evaluación de la ductilidad proveerá diseños estructurales óptimos, más seguros y con ahorros económicos al tener elementos más pequeños pero con mejor desempeño.

En el ámbito institucional, el uso de métodos que permitan aproximar con mayor certeza ayudan a que los ingenieros y estudiantes de la carrera de ingeniería civil puedan trabajar con normas, que permitan un desarrollo óptimo en la construcción de edificaciones sismorresistentes en el país.

Alcance

La siguiente investigación tiene como alcance la evaluación de la ductilidad de pórticos de concreto armado con columnas inclinadas, con la intención de comparar el factor de reducción de respuesta que se establece en La Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”.

Se trabajara con modelos de pórticos de concreto armado de 4 niveles, con columnas inclinadas, cuya altura de entrepiso es de 3.00 metros y un total de 4 vanos por pórtico. La inclinación de las columnas será hasta un máximo de 25°.

Se evaluarán variaciones de 5° en la inclinación de las columnas, hasta un máximo de 25° y se aplicara un análisis estático no lineal (Pushover) usando como referencia la normativa internacional FEMA356 y ATC-40.

No se tomara en cuenta el efecto de la tabiquería en la respuesta estructural de los pórticos. El análisis estático no lineal se llevara a cabo usando las cantidades de acero óptimos provenientes del análisis.

No se consideran cargas axiales en vigas, por lo que el análisis y diseño se realizarán a flexión simple.

No se considerara la formulación de rotulas por corte en vigas.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes De La Investigación.

A lo largo de los años el avance de la tecnología y la construcción ha obligado a la ingeniería civil a evolucionar para poder satisfacer las demandas que cada día surgen, es por ello que se han hecho una gran cantidad de estudios que ayudan a evaluar comportamientos en las estructuras que años atrás no era posible por no contar con las herramientas necesarias.

Debido a estas exigencias estructurales han nacido métodos y teorías de diseño que ayudan a que el cálculo de las estructuras sea un poco más fácil, óptimo y con resultados cada día más cercanos al comportamiento real de las construcciones sobre todo bajo acciones sísmicas. En las siguientes investigaciones que a continuación se exponen se utilizaron métodos, teorías y procedimientos que sirven de ayuda para para la realización de este trabajo, teniendo de esta forma un punto de partida.

El primer trabajo de investigación realizado por Oscar A. López y Gianina Del Re Ruiz (2008), se titula “**Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado**” .En la siguiente investigación los autores explican los diferentes métodos y consideraciones que se utilizan para el análisis estático no lineal. Consideraron

pórticos de concreto armado de uno, dos y siete pisos, de alta y moderada capacidad de disipación de energía, sujetos a seis acelerogramas representativos de diversas condiciones de intensidad, suelo y distancia a la falla. Haciendo referencia al bloque rectangular de compresión y al método del momento tope, como simplificaciones en el cálculo de secciones de piezas estructurales. Ellos finalmente concluyen que debido a la complejidad del método de análisis no lineal, se dejan a la deriva muchos factores que influyen de manera importante en el cálculo de una estructura, por tanto, la gran mayoría de los calculistas se enfocan en el diseño más que en el del comportamiento de la misma.

Se tomó esta investigación como antecedente, debido a que utilizan el método de análisis estático no lineal el cual servirá como guía en el desarrollo del trabajo de investigación que se presentara al momento de calcular la ductilidad de pórticos de concreto armado.

La siguiente investigación cuyo autor es Pedro Cerda (2006), titulada como **“Evaluación del factor de respuesta R en estructuras de concreto armado con pisos blandos”**. Esta investigación se realizó con el fin de comprobar si en la *Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”* el factor R que aparece en dicha norma corresponde con el calculado para esta investigación. Para este estudio se analizaron 12 edificios, 4 de 6 niveles, 4 de 12 niveles y 4 de 18 niveles. Con esta investigación se concluyó que el factor de respuesta R para suelos blandos es mucho mayor al que se calculó concluyendo que las edificaciones que utilizan ese factor ($R=6$) están sobre-dimensionadas.

Con esta investigación, se podrá comprender mejor en que consiste el factor de reducción de respuesta, como trabajarlo e interpretarlo, por ello se consideró este trabajo como un antecedente.

En el estudio internacional de autor Shafiah Binti Dolhakim (2008) y titulada **“Analysis and design of inclined column”**. Esta investigación, realizada en la Universidad Tecnológica de Malasia, establece procedimientos, métodos y fórmulas

para el diseño de columnas inclinadas en determinados casos de estudios. El diseño de las columnas inclinadas fue hecha considerando solamente cargas gravitatorias y aplicadas a elementos arriostrados y rígidos; posteriormente los resultados de dicho diseño fue comparado con las tradicionales columnas verticales. El estudio concluyó, más allá de la creación de un manual para el diseño de columnas inclinadas, que dichas columnas experimentaban momentos más grandes que las columnas verticales debido a su excentricidad natural.

La razón de tomarla como antecedente ha sido que describe el procedimiento para el diseño de columnas inclinadas, lo cual serán necesarias para la realización del predimensionado de los elementos que se usaran en este trabajo de grado.

Y por último, la investigación hecha por Marianela Blanco (2012), que tiene como título “**Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente**”. Esta investigación se realiza con la intención de indicar algunas recomendaciones mínimas para la construcción de edificaciones sismoresistentes. Para lograr esto se recolecto información de los daños sufridos en anteriores eventos sísmicos, revisaron bibliografías e investigaron él porque se produjo las fallas en los edificios afectados. Al final se concluyó que el colapso de muchas edificaciones ha sido consecuencia de deficientes o inexistentes estudios de suelos, mala calidad de los materiales, inadecuado diseño arquitectónico y estructural, deficiencia en los sistemas constructivos y supervisión de las obras.

Se tomó este trabajo de investigación como antecedente, ya que, exponen criterios que son necesarios para el diseño sísmico de los elementos que componen una edificación, siendo de esta manera un apoyo para el diseño de nuestros elementos que serán estudiados.

2.2 Bases teóricas.

2.2.1 La sismología

Se considera un *sismo* aquel fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producida por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas.

La tectónica de placas explica los fenómenos tectónicos a escala global, postula que en las prominencias oceánicas se generan y se separan grandes placas de litosfera, las cuales se esparcen en dirección opuesta y aproximadamente en forma perpendicular a las prominencias, se rozan entre sí, a lo largo de grandes zonas de fallas o fracturas, debido a diferencias en la velocidad de esparcimiento entre diferentes segmentos de una misma placa, y convergen en los arcos de las islas volcánicas, fosas marinas y cinturones volcánicos, donde una de las placas convergentes desciende por debajo de la otra.

La litosfera está dividida en varias placas, cuerpos tabulares rígidos de la corteza terrestre, las cuales interactúan entre sí a lo largo de sus bordes. Cuando ocurre un sismo, la energía liberada origina la ruptura parcial de un sector de la litosfera. Esta ruptura tiene lugar a lo largo del plano de fractura que se produce generalmente donde los esfuerzos a los cuales se somete la litosfera, son acumulados y luego liberados abruptamente. Estos planos de fractura, se denominan fallas y se caracterizan porque a través de ellas se puede detectar un desplazamiento de los dos bloques de litosfera adyacentes a la falla.

La región Nororiental de Venezuela, se ubica en un contexto geodinámico de gran importancia geológica, enmarcada dentro del área del Gran Caribe; integrada y conectada geológicamente al sistema de placas tectónicas denominadas: Nazca que afecta a la América Central, Cocos con gran influencia en parte de América Central, Caribe que controla todo el área en donde están localizadas las islas del Caribe y se extiende hasta la plataforma de las Bahamas y Suramericana, la cual controla la Porción norte de América del Sur, especialmente Venezuela y Colombia.

Aunque las agitaciones sísmicas como terremotos no se puedan prevenir en la práctica, la ciencia y la ingeniería proporcionan las herramientas que se pueden utilizar para reducir sus efectos de manera considerable. En primer lugar, la ciencia puede ahora identificar donde y cuando los terremotos son probables ocurrir, en qué magnitud y determine la probabilidad relativa de una gama de tierra que sacude niveles. Esta información es fácilmente disponible a los arquitectos, ingenieros, escritores del código, planificadores y al público en general. En segundo lugar, los investigadores sísmicos y los ingenieros estructurales con experiencia en diseño sísmico tienen suficiente comprensión de los efectos del terremoto que sacuden sobre edificios para crear los diseños que serán seguros para las varias intensidades de la sacudida. Los códigos técnicos de la edificación modernos incorporan toda esta información y requieren edificios tener diseños de ingeniería estructurales apropiado.

Actualmente se cuenta con tres criterios para el diseño sismorresistentes:

1. Estado límite de servicio: no se permiten deformaciones que ocasionen pánico a quien habite en edificación.
2. Estado límite de integridad estructural: se puede presentar daño no estructural y daños menores a la estructura sin alcanzar la capacidad de carga de los elementos estructurales.
3. Estado límite de supervivencia: puede haber daño estructural significativo pero se mantiene la estabilidad general de la estructura.

2.2.2 Irregularidades

Una de los factores más importantes a tomar en cuenta al momento de un diseño sísmico es verificar las irregularidades de los elementos que puedan estar involucrados en el diseño. Debido a que la inclinación que pueda presentar una columna no se considera en la NC- 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*” como una irregularidad, se expone a continuación los tipos de irregularidades que pueden presentarse.

- a) Irregularidades verticales:
 - a.1) Entrepiso blando.
 - a.2) Entrepiso débil.
 - a.3) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.
 - a.4) Aumento de masas con la elevación
 - a.5) Variaciones en la geometría del sistema estructural.
 - a.6) Esbeltez excesiva.
 - a.7) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.
 - a.8) Falta de conexión entre miembros verticales.
 - a.9) Efecto de columna corta.
- b) Irregularidades en planta:
 - b.1) Gran Excentricidad.
 - b.2) Riesgo torsional elevado.
 - b.3) Sistema no ortogonal.
 - b.4) Diafragma flexible.

Dependiendo de las irregularidades que presente una estructura, su comportamiento y análisis variara de manera considerable, de esta forma, este trabajo de investigación también tiene como propósito determinar si las columnas inclinadas se pueden considerar formalmente como una irregularidad estructural.

2.2.3 Rigidez

La rigidez de un elemento estructural es un tensor que vincula el tensor de las fuerzas aplicadas con las coordenadas de las deformaciones o desplazamientos unitarios. En un elemento estructural existe un conjunto de parámetros de rigidez que relaciona las fuerzas que se producen al aplicar un desplazamiento unitario en particular. Las coordenadas de desplazamiento necesarias y suficientes para determinar toda la configuración deformada de un elemento se llaman grados de libertad.

En un material de comportamiento elástico las fuerzas se correlacionan con las deformaciones mediante ecuaciones de líneas rectas que pasan por el origen cartesiano cuyas pendientes son los llamados módulos de elasticidad. El concepto de rigidez más simple es el de rigidez axial que quedó formulado en la ley de Hooke. La pendiente que correlaciona el esfuerzo axial con la deformación unitaria axial se denomina módulo de Young. En un material isotrópico la pendiente que correlaciona el esfuerzo axial con la deformación unitaria lateral se denomina coeficiente de Poisson.

El número mínimo de coordenadas de desplazamiento que se necesita para describir la configuración deformada de un cuerpo se denomina número de grados de libertad. La llamada ley de Hooke puede hacerse extensiva para correlacionar de manera matricial la rigidez con los grados de libertad y expresar así la configuración deformada del elemento o cuerpo bajo estudio.

En pocas palabras se puede definir la rigidez como la fuerza necesaria para que se desarrolle un desplazamiento unitario.

2.2.4 Ductilidad

Es la capacidad que tiene un elemento estructural de incursionar en el rango inelástico de las deformaciones sin pérdida considerable de su resistencia. La falla de cortante debe ser evitada primero que nada, dado que causa pérdida repentina de resistencia lateral sin suficiente disipación de energía.

La ductilidad de una estructura depende de la planificación estructural básica, tales como el mecanismo de cedencia de la estructura, la distribución de rigidez y la ductilidad del miembro. La ductilidad de los miembros se puede lograr a través de un diseño cuidadoso y detalles tales como, limitar la cantidad de acero de refuerzo de tensión, proporcionar alguna cantidad de refuerzo de compresión, proporcionar suficiente acero de refuerzo de cortante, limitar el nivel de fuerza axial, entre otros aspectos.

La grafica de ductilidad, está compuesta por dos ejes, el eje vertical representa la fuerza lateral aplicada y el eje horizontal representa el desplazamiento, esta curva tiene tres puntos característicos, punto inicial, punto cedente y punto final o de rotura.

$$\text{La ductilidad se obtendrá de la siguiente manera } D = \frac{\Delta_{ultimo}}{\Delta_{cedente}} \quad (1.1)$$

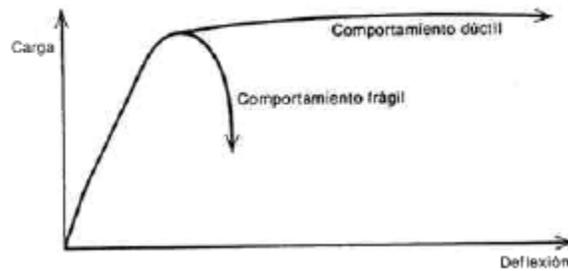


Figura 2.1 Comportamiento de la curva carga – deflexión de un miembro a flexión.

Fuente: “Park – Paulay”.

2.2.5 Diagrama de Momento-Curvatura.

El comportamiento de las secciones de concreto reforzado sometidos a acciones de diseño puede comprenderse de manera más clara mediante el uso de gráficas que relacionen el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura, correspondiente. La curvatura es el ángulo que forman con la vertical, la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias en la sección.

El diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el

miembro, mientras que el área bajo la región de post-fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última ϕ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño. Por lo que una de las principales aplicaciones de conocer estos valores es calcular la ductilidad de curvatura μ_ϕ de la sección del elemento estructural a diseñar.

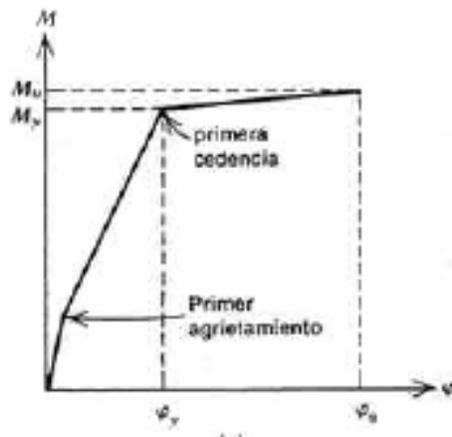


Figura 2.2. Curva momento – curvatura de un miembro simplemente reforzado.
Fuente “Park – Paulay”.

2.2.6 Criterios de diseño (Chequeos).

2.2.6.1 Fuerza cortante basal.

Consiste en determinar la reacción en la base de la estructura, esta depende del sismo y peso que tenga dicha estructura. La NC-1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, en la sección 9.3.1 especifica su cálculo de la siguiente manera:

La fuerza cortante basal V_0 , en cada dirección de análisis, se determinara con la siguiente expresión:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (9.1)$$

Dónde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño definida en el Artículo 7.2, para el periodo T dado en la Sección 9.3.2.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de la base (Artículo 7.1).

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad (9.2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

Dónde:

N = Número de niveles.

T = Periodo fundamental.

T^* = Periodo dado en la tabla 7.1

El valor $\frac{V_0}{W}$ debe ser mayor o igual que el coeficiente sísmico mínimo establecido en el Artículo 7.1.

2.2.6.2 Control de desplazamiento lateral. Calculo de derivas.

La Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”, en su capítulo 10, establece lo siguiente:

10.1 Desplazamientos laterales totales

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (10.1)$$

Dónde:

R = Factor de reducción de respuesta dado en el Artículo 6.4, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculadas para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo los efectos traslacionales, de torsión y de planta P- Δ .

Se denomina deriva δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (10.2)$$

10.2 Valores límites.

La verificación del cumplimiento de los valores límites de la tabla 10.1 se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez. El cociente que sigue, no excederá en ningún nivel los valores dados en la tabla 10.1:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad (10.3)$$

Dónde:

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

TABLA 10.1

VALORES LÍMITES DE: $\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Tabla N°1, Fuente: La Norma Venezolana NC-1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”. Pág. 58.

2.2.6.3 Chequeo de Nodos Viga – Columna.

Fondonorma 1753:2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, en el capítulo 18, Sección 18.4.3.1, expone que cada nodo debe cumplir con el siguiente requisito:

En cada nodo se verificará que satisfaga la ecuación (18-3^a):

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_v \quad (18-3a)$$

Dónde:

$\sum M_c$ = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas concurrentes.

$\sum M_v$ = Suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan a las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las columnas concurrentes.

2.2.7 Análisis dinámico de estructuras.

En un sentido amplio, un sistema dinámico es aquel cuyas variables experimentan variaciones en el tiempo y, si se conocen las influencias externas que actúan sobre el sistema, podrá predecirse el comportamiento de este.

Parte de estos análisis pueden ser simplificados al reducir el mecanismo o estructura a un sistema lineal, con lo que es posible aplicar el principio de superposición para trabajar con casos simplificados del mecanismo.

Una fuente importante de acciones que generan vibraciones estructurales pueden ser :

- sismos
- viento
- olas y corrientes de agua
- explosiones e impactos
- cargas móviles (vehículos, personas, etc.) .

Para el análisis dinámico es importante tomar en cuenta la masa presente en la estructura, ya que una se comporta de manera muy distinta.

Una estructura sin masa no presenta inercia por tanto la respuesta seguirá exactamente la forma de la carga aplicada, mientras que una estructura con masa desarrollara una energía cinética, que modifica la respuesta y deja vibraciones remanentes.

Parte importante de este análisis es definir que es grado de libertad (GL), consiste a los puntos de la estructura en los cuales se identifica algún desplazamiento y permiten brindar una deformada de la estructura. Mientras que un grado de libertad dinámica (GLD), el cual se refiere a los grados de libertad que tienen asociada masa y para los cuales puede conocerse las vibraciones o movimientos a lo largo del tiempo.

Los diferentes métodos utilizados para este tipo de análisis son:

- Método de las masas concentradas
- Método de los desplazamientos generalizados

- Método de los elementos finitos.

Siendo el método más de las masas concentradas el más importante, esto consiste en que la masa de la estructura se concentra en una serie de puntos, colocados de tal manera que se aproxime lo más posible a la estructura original.

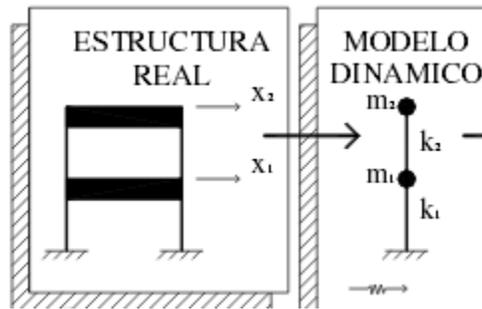


Figura 2.3. Esquema de método de las masas concentradas.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (1.2)$$

Donde:

M, **C** y **K**: son respectivamente la matriz de masas, la matriz de amortiguación y la matriz de rigidez de la estructura.

$\mathbf{x}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}(t)$, $\ddot{\mathbf{x}}(t)$ son tres vectores que representan la posición, velocidad y aceleración de un conjunto de puntos de la estructura.

F(t): es un vector que representa las fuerzas equivalentes aplicadas sobre el mismo conjunto de puntos anteriores, este vector está asociado a la sollicitación exterior que perturba la misma estructura.

2.2.8 Objetivos de demanda

Un objetivo de desempeño, especifica el deseado nivel comportamiento de un edificio para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación de la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios

niveles de comportamiento del edificio para varios niveles demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

Los siguientes Niveles de desempeño estructural y no estructural son dados por el ATC -40.

2.2.8.1 Niveles de desempeño.

2.2.8.1.1 Niveles de desempeño estructural.

Los niveles de desempeño estructural –Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Estabilidad Estructural- son estados de daño y pueden ser usados directamente en procedimientos de evaluación y reforzamiento. Existen otras designaciones de desempeño estructural intermedios a los anteriormente mencionados –Control de daño, Seguridad Limitada y No considerado- son importantes designaciones para permitir directa referencia a la amplia variedad de niveles de desempeño del edificio que puede ser deseado para su evaluación o reforzamiento.

Ocupación Inmediata, SP-1: Es el estado en que ocurre un limitado daño estructural. El sistema básico de resistencia a fuerzas laterales del edificio conserva casi toda sus características y capacidades iniciales. El riesgo de amenaza a la vida por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para su ocupación.

Control de Daño, SP-2: Este término no es en realidad un nivel específico pero es un rango de daño que varía desde SP-1 (Ocupación Inmediata) a SP-3 (Seguridad de Vida). Ejemplo de control de daño incluye protección de la arquitectura de edificios históricos de contenido valioso.

Niveles de Comportamiento No estructural	Niveles de comportamiento Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional →	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata →	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida →	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido →	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado →	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Legenda

	Nivel de comportamiento del edificio comúnmente mencionado (SP-NP)
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones no recomendados de SP-NP

Tabla N° 2. Fuente “ATC-40”.

Seguridad de Vida, SP-3: Es el estado en el que pudiera haber ocurrido daño significativo a la estructura pero donde permanece algún margen contra el colapso total o parcial. El nivel de daño es menor que aquel para el nivel de Estabilidad Estructural. Las componentes estructurales principales no fallan. Mientras que pudieran ocurrir daños durante el terremoto, el riesgo de amenaza a la vida por el daño estructural es muy bajo. Se espera probablemente que grandes reparaciones estructurales sean necesarias antes de la reocupación del edificio, aunque en algunas ocasiones pueda que el daño no sea económicamente reparable. Este nivel de comportamiento estructural está proyectado a ser el nivel de comportamiento esperado de todos los códigos para nuevos edificios.

Seguridad Limitada, SP-4: Este término no es realmente un nivel específico de desempeño, pero es un rango de estado de daño que es por lo menos como SP-3 (Seguridad de Vida) pero no más que SP-5 (Estabilidad Estructural). Provee una definición para las situaciones donde el reforzamiento puede no satisfacer todos los requerimientos estructurales del nivel de Seguridad de Vida.

Estabilidad Estructural, SP-5: Este nivel es el límite de estado de daño estructural en que el sistema estructural del edificio está al borde de experimentar colapso parcial o total. Un daño sustancial a la estructura ha ocurrido, a ocurrido

también significativa degradación en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral. Sin embargo, todos los componentes de su sistema resistente a cargas de gravedad continúan para soportar sus demandas de gravedad. Aunque el edificio permanece totalmente estable, existe riesgo significativo debido a falla que puede existir dentro y fuera del edificio. Se espera que una reparación significativa de la estructura principal sea necesario antes de la reocupación. En antiguos edificios de concreto es muy probable que el daño no sea técnicamente o económicamente reparable.

No Considerado, SP-6: Este no es un nivel de desempeño, pero provee una descripción para situaciones donde se ejecuta una evaluación sísmica o reforzamiento. La explícita inclusión de un Nivel de comportamiento Estructural No Considerado es una herramienta útil de comunicación entre el diseñador y el propietario.

2.2.8.1.2 Niveles de desempeño no estructural.

Los niveles de desempeño no estructurales -Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de vida y Peligro Reducido- son estados de daño que pueden ser usados directamente en procedimientos de evaluación y reforzamiento para definir un criterio técnico.

Operacional, NP-A: Es el estado de daño donde los elementos no estructurales y sistemas están generalmente en el mismo lugar y operativos. Aunque se espera daño mínimo, toda maquinaria y equipamiento está en funcionamiento. Sin embargo, algunos servicios externos, pueden no estar disponibles debido a un significativo daño.

Ocupación Inmediata, NP-B: Es el estado de daño en el que elementos no estructurales y sistemas están generalmente en su sitio, se espera daño menor, particularmente debido a daño en sus contenidos. Aunque los equipamientos y maquinarias estén anclados o arriostrados, su capacidad para funcionamiento después del sismo puede sufrir algunas limitaciones.

Seguridad de Vida, NP-C: Este estado incluye daño considerable a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla suficiente como para causar daño severo dentro o fuera del edificio. Los sistemas no estructurales, equipamientos y maquinarias pueden no funcionar sin reparación o reemplazo. Mientras que los perjuicios pueden ocurrir durante el terremoto, el riesgo de amenaza de vida a partir del daño no estructural es muy pequeño.

Peligro Reducido, NP-D: Este estado incluye daño extensivo a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla de grandes y considerables componentes que cause significativo perjuicio a las personas, tal como parapetos, muros exteriores de albañilería, cielo raso. Ocurren serios perjuicios aislados, es muy pequeño el peligro de falla que pondría a gran número de personas en riesgo dentro o fuera del edificio.

No Considerado, NP-E: Este no es un nivel de desempeño, pero provee una designación para el caso común donde elementos no estructurales no son evaluados o son evaluados a menos que ellos tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, tal como muros portantes de albañilería o tabiquerías. La designación es necesaria para describir exactamente el comportamiento del edificio en el nivel de Estabilidad estructural donde elementos no estructurales no son, de hecho, considerados.

2.2.9 Análisis sísmico por desempeño.

Para el análisis lineal, FEMA 356 recomienda que las vigas serán modeladas considerando rigideces de flexión y corte. Por su parte las columnas deberán ser modeladas considerando la rigideces a la flexión, al corte y axialmente.

Sin embargo, para el análisis estático no lineal, se recomienda que las vigas y columnas se pueden modelar usando modelos de articulaciones concentradas o articulaciones plásticas distribuidas. Se permitirán otros modelos que hayan sido

demostrados para representar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas laterales.

FEMA 356, define los niveles de desempeño de la siguiente manera:

Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado tal que la continuidad de ocupación no está en cuestión y cualquier reparación requerida es menor y puede ser llevado a cabo sin significativa molestia para los ocupantes. Similarmente, el daño a sistemas no estructurales y contenidos relacionado a la funcionalidad es menor y no compromete el funcionamiento del edificio.

Ocupación Inmediata, 1-B: Esto corresponde al criterio más amplio usado para servicios esenciales. Los espacios y sistemas del edificio se esperan que estén razonablemente utilizables, pero la continuidad de todos los servicios, no está necesariamente garantizado, Sus contenidos pueden estar dañados.

Seguridad de Vida, 3-C: Este nivel está proyectado a alcanzar un estado de daño que presente una baja probabilidad de amenaza a la seguridad de vida, a partir del daño estructural por falla de componentes no estructurales del edificio. Los contenidos de mobiliarios, sin embargo, no son controlados, y crean peligros secundarios, tal como emisión de químicos o fuego.

Estabilidad Estructural, 5-E: Este estado de daño está dirigido a pórticos principales del edificio o sistemas que llevan la carga vertical. La amenaza a la vida por peligro de falla externa o interna de componentes no estructurales o aún por daño estructural puede ocurrir.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
				LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla N° 3. Parámetros y criterios de aceptación para un procedimiento no lineal, para columnas de concreto armado en flexión.

(Fuente: FEMA 356)

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.008	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria. 										

Tabla N° 4. Parámetros y criterios de aceptación para un procedimiento no lineal, para vigas de concreto armado a flexión.(Fuente: FEMA 356).

<i>Table C1-2 Damage Control and Building Performance Levels</i>				
	Target Building Performance Levels			
	Collapse Prevention Level (5-E)	Life Safety Level (3-C)	Immediate Occupancy Level (1-B)	Operational Level (1-A)
Overall Damage	Severe	Moderate	Light	Very Light
General	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure. Building is near collapse.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls or tipping of parapets. Some permanent drift. Damage to partitions. Building may be beyond economical repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional.
Nonstructural components	Extensive damage.	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged.	Equipment and contents are generally secure, but may not operate due to mechanical failure or lack of utilities.	Negligible damage occurs. Power and other utilities are available, possibly from standby sources.
Comparison with performance intended for buildings designed under the <i>NEHRP Provisions</i> , for the Design Earthquake	Significantly more damage and greater risk.	Somewhat more damage and slightly higher risk.	Less damage and lower risk.	Much less damage and lower risk.

Tabla N° 5. Desempeño de diseño.
Fuente (FEMA 356).

2.2.9 Factor de reducción de respuesta R y espectro de diseño.

La aplicación de factores de reducción de respuesta tiene su punto de partida en la necesidad de aplicar un método basado en espectros de diseño en el proceso de análisis sísmico de estructuras. De esta forma, las fuerzas aplicadas en el análisis se calculan mediante espectros elásticos de diseño, con ordenadas reducidas mediante factores dependientes del período estructural y de su capacidad de disipar energía, traducida en un factor de ductilidad (μ) asociado a tipologías estructurales y a niveles de diseño capaces de garantizar disipación.

Por otra parte, Las fuerzas sísmicas se pueden calcular mediante la relación entre el peso de la edificación y la aceleración generada por la vibración del sismo. Partiendo de estos datos, se han definido unas curvas llamadas espectros de diseño, las cuales recogen el conjunto de los máximos valores de aceleración que pueden

afectar diferentes edificaciones de acuerdo a sus características vibratorias, estas dependen de su rigidez y número de pisos, entre otras variables.

Un espectro de diseño, entonces, es la herramienta, que permite calcular las construcciones, teniendo en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características de la estructura (periodo de vibración).

Para construir el espectro de diseño se hará uso de la *Norma Venezolana Covenin 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”*, en el capítulo 7 se exponen los diferentes pasos a seguir para su construcción. (Figura 2.1)

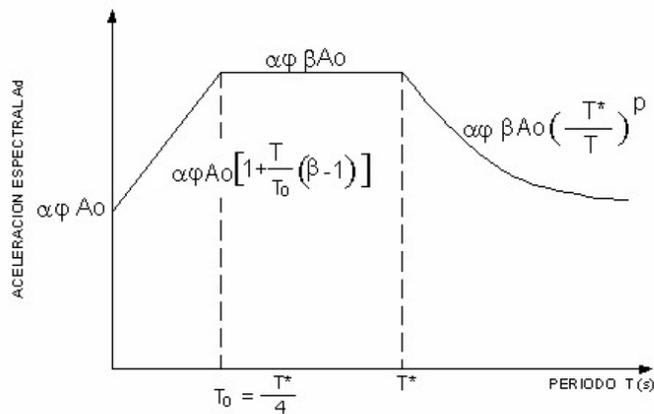


FIGURA 7.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO (R=1)

Figura 2.3. Fuente: NC-1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

2.2.10 Rotulas plásticas.

En su trabajo de investigación “*Rotulas Plásticas*” E, Torrejón (2013), afirma “Una rotula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. En la teoría estructural, la viga de ingeniería o rotula plástica se usa para describir la deformación de una sección donde se produce la flexión de plástico”.

Es decir, se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde produce la flexión. Con la formación de las rotulas se trata de impedir que la columna sufra daño, creando un plano de falla sobre la viga.

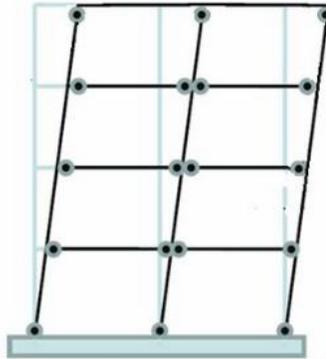


Figura 2.4. Rotulas en las vigas, en las bases y en los extremos superiores de las columnas.

2.2.11 Comportamiento estructural ante eventos sísmicos.

La respuesta de una estructura ante un sismo es compleja ya que se mezclan varios factores, los cuales deben ser tomados en cuenta para diseñar una estructura resistente a sismos; la configuración es uno de los aspectos que intervienen en dicha respuesta.

Es importante que las estructuras de concreto reforzado construidas en zonas sísmicas sean de comportamiento dúctil, o sea, que la gráfica carga-deflexión tenga una rama amplia de comportamiento no lineal. Esto se debe a que las estructuras deben tener un amplio margen de capacidad para absorber la energía que les transmite un sismo. Mientras mayor ductilidad tengan, mayor será su capacidad de absorción de energía, ya que esta capacidad es igual al área comprendida bajo el diagrama carga-deflexión. Bajo la acción de sismos moderados y fuertes, las estructuras trabajan generalmente en la zona de comportamiento no lineal y están sujetas a inversiones en el signo de las acciones. Resultaría antieconómico diseñar estructuras que pudiesen

resistir sismos de esta naturaleza trabajando exclusivamente en la zona de comportamiento lineal.

2.2.12 Análisis Estático No Lineal.

El método estático no lineal consiste, de acuerdo al planteamiento expresado por Dávila (2005), en construir la curva de capacidad de la estructura usando la técnica del método del “empujón”. Esta se calcula aplicando patrones predeterminados de cargas laterales a la estructura. Estas cargas laterales se aplican en forma estática y van incrementándose paso a paso hasta que se alcanza el desplazamiento de comportamiento en el techo del edificio (δ_t), demandado por el sismo o hasta que la estructura presente un mecanismo de falla. En este método los desplazamientos y las fuerzas internas en los elementos estructurales se determinan mediante un análisis de la estructura sujeta a la acción de cargas estáticas aplicadas en los centros de masa de cada piso. La magnitud y sentido de estas cargas se obtienen de la aplicación de fórmulas sencillas que incorporan de manera simplificada algunas propiedades dinámicas de la estructura.

Debido a esa simplificación el método estático está limitado a estructuras que satisfagan ciertas condiciones de regularidad.

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

Rodríguez (2012). El Análisis estático no lineal consiste en que primero actúan las cargas gravitacionales en la estructura produciéndose las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan, paso a paso, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una

redistribución de rigidez de la estructura, y así prosigue un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. De igual manera sucede con las cargas laterales en la otra dirección. Es decir, consiste en tres análisis, uno por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Así se obtiene una gráfica, que muestra dónde se forman las rótulas plásticas en las estructuras, y dos curvas (curvas Pushover) que muestran el corte basal V , relacionado con el desplazamiento en el nivel superior.

2.2.13 Curva capacidad Fuerza vs Desplazamiento.

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura.

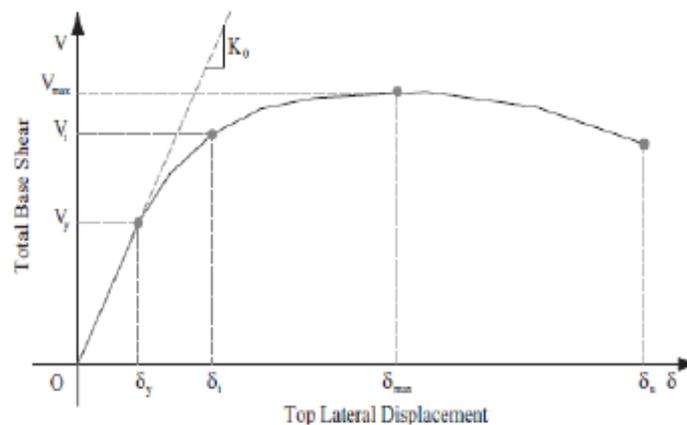


Figura 2.5. Curva fuerza vs desplazamiento.

La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

2.2.14 Relación bilineal de la curva Fuerza vs Desplazamiento.

Consiste en convertir la curva de capacidad en una relación bilineal, esto permite construir una gráfica más sencilla de visualizar aquellos puntos de interés, tales son el punto inicial, el punto de cedencia y el punto de rotura de la gráfica de Fuerza vs Desplazamiento.

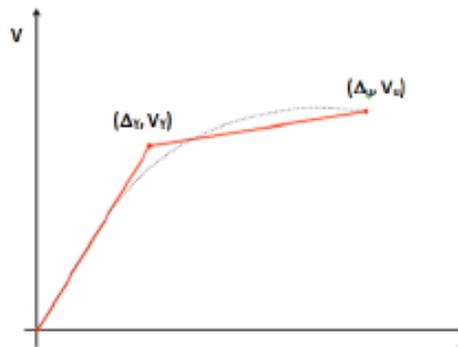


Figura 2.6 Aproximación bilineal para una relación fuerza vs desplazamiento.

Para ello, se debe lograr hacer una gráfica que comience y termine en los mismos puntos de la curva original, un tercer punto (punto de cedencia), se ubicara de manera aproximada, sin embargo, para la obtención de una gráfica ideal, se debe lograr que las áreas encerradas sobre y bajo la curva deben ser iguales. (Véase Figura 2.3.b).

Una vez obtenido la nueva grafica Fuerza vs Desplazamiento, se determina el valor de ductilidad. La ductilidad de desplazamiento es definida como la diferencia entre Δ_m y Δ_y .

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1.3)$$

2.2.15 Software de cálculo.

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se hará uso del software de cálculo de nombre “SAP2000®” es un paquete de software integrado para el análisis

y diseño estructural de edificios. Ofrece modelado basado en objetos 3D, herramientas de visualización y poder de análisis no lineal, capacidad de diseño sofisticada y completa para una amplia gama de materiales, graficas de pantalla, informes, dibujos esquemáticos que permiten a los usuarios descifrar y comprender los resultados de análisis, diseño de forma rápida y fácil. Este software es uno de los más usados en Venezuela, es de fácil manejo, esta actualizado con los requerimientos que hoy día exige el diseño estructural.

2.3 Marco legal

Todo diseño sismoresistente a nivel mundial debe seguir una serie de parámetros y reglas que ayudaran al diseño de la estructura, aportándole seguridad y confort. Las normas más usadas son las ACI (*American Concrete Institute*), ASCE (*American Society of Civil Engineers*), EUROCODIGOS (*Normas europeas para la ingeniería de carácter voluntario*), también se hará uso de la norma FEMA 365 (*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*). Venezuela se rige por La COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones sismoresistentes*” y la Fondonorma 1753-2006 “*Proyecto y construcción de obras de concreto estructural*”.

Gustavo Coronel D (2011) en su trabajo de investigación titulado “**Propuesta de Ordenanza para Edificaciones Sismorresistentes del Municipio Bolivariano Libertador basada en La Microzonificación Sísmica de Caracas**”, comenta, “Venezuela por estar ubicada en una zona de moderada actividad sísmica, es muy importante que se verifique el estricto cumplimiento de estas normas”. Es decir, por ser un país expuesto a sufrir sismos, se debe hacer valer y obligar a que todo diseño que estructural este bajo estas normas.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Naturaleza de la investigación.

La investigación debe estar guiada según los requerimientos metodológicos, con la intención de enfocar el fenómeno dentro de un método adecuado. Para el siguiente trabajo se utilizara una investigación de nivel experimental.

Según describe el libro cuyo autor Prof. Arnaldo Gómez, “*Metodología del trabajo especial de grado en la escuela de ingeniería civil (2011)*”, se considera un trabajo de investigación experimental lo siguiente “En el diseño experimental, el investigador manipula variables independientes bajo condiciones controladas por este. El objetivo es describir de qué modo y porque causa se produce o puede producirse un fenómeno, es decir, como se afecta la variable dependiente.”, y por consiguiente “La investigación experimental es la que mejor se ajusta a situaciones en las que se intente establecer relaciones causa-efecto.”(pág. 66).

3.2 Tipo de investigación.

Según los objetivos del estudio propuesto y las disciplinas en el cual se ubica la temática, los trabajos de investigación experimentales se pueden dividir en:

- Tipo pre-experimental
- Tipo cuasi-experimental
- Tipo experimental verdadero

Para efectos del desarrollo de este trabajo se utilizara el tipo de investigación cuasi-experimental, de esta manera, el libro de autor Prof. Arnaldo Gómez

“Metodología del trabajo especial de grado en la escuela de ingeniería civil (2011)”, describe una investigación experimental de tipo cuasi-experimental como “En la investigación cuasi experimental el suceso, que según la hipótesis, causa diferencias que se podrá observar entre los grupos, ya ocurrió.” “En otras palabras, ya se realizó la asignación de grupos, basada en algunas características del grupo. En la investigación cuasi-experimental los valores de las variables independientes están ahí desde el principio, como el género (masculino y femenino), raza (caucásica y asiática), etc.” (pág. 12). En este caso, la variable independiente que agrupa los modelos son el número y posición de columnas a inclinar.

3.3 Procedimiento de la investigación

La finalidad de esta investigación es evaluar la ductilidad en estructuras con pórticos de concreto armado con columnas inclinadas, con la intención de comprobar si el factor de reducción de respuesta que aparece en La Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” para estas construcciones son las adecuadas para las exigencias que existen hoy día.

Se trabajara con columnas inclinadas de hasta 25°, estas serán rotadas con un Angulo de inclinación constante (5°) hasta llegar al deseado, una vez realizado todos los cálculos pertinentes se procederá al análisis e interpretación de los resultados obtenidos, se harán las diferentes comparaciones hasta llegar a una conclusión. Se trabajara con las normas venezolanas, con modelos matemáticos modernos y software actualizados para cumplir con la meta planteada.

Para lograr la realización de esta investigación, se trabajara en base a procedimientos, estos están relacionados con los objetivos específicos que en capítulos anteriores se plantearon. Los procedimientos son los siguientes:

- 1) Selección de los modelos estructurales que serán analizados en esta investigación.

- 2) Análisis mediante el uso del software de cálculo estructural (SAP2000®) los modelos previamente seleccionados a los cuales se le realizara el estudio.
- 3) Diseño de los pórticos analizados bajo Fondonorma 1753-2006 “*Proyecto y construcción de obras de concreto estructural*”.
- 4) Calculo la ductilidad y la curva capacidad de los pórticos de concreto armado a través de un análisis estático no lineal (Pushover), tomando como referencia las normas internacionales (FEMA356 y ATC-40)
- 5) Comparación del factor de reducción de respuesta (R) de los pórticos de concreto armado asociado al valor de ductilidad previamente calculado, con el factor de reducción de respuesta expresado en la Norma COVENIN 1756-2001 “*Edificaciones Sismorresistentes*”.

CAPITULO IV

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Unidades, Notaciones y Convenciones

A continuación se definen las convenciones y notaciones utilizadas para el análisis y diseño de las estructuras evaluadas.

4.1.1 Unidades

Las unidades corresponden al Sistema Técnico Internacional MKS, Metro - Kilogramo fuerza - Segundo, utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza (kgf) y el metro, aun cuando en ocasiones se prefirió utilizar el centímetro para definir ciertas magnitudes, así como sus combinaciones. En las fórmulas se usarán unidades consistentes, a menos que se indique específicamente de otra manera, usando de esta forma, las siguientes unidades:

Dimensiones:

- En las ecuaciones (L, d, h, e, etc.): m , cm
- Detallado de secciones: m
- Energía, trabajo: kgf*m
- Ángulos planos: grados sexagesimales (°)
- Áreas: m²
- Fuerzas: kgf
- Energía, trabajo: kgf*m
- Momentos: kgf*m
- Tensiones: kgf/m², kgf/cm²

4.1.2 Notaciones

La notación utilizada es acompañada de su ecuación dimensional de acuerdo con las dimensiones de longitud [L], tiempo [t], fuerza [F] y temperatura [T], y se omite cuando son adimensionales:

CP= Acciones permanentes, [F], [F/L] o [F/L²]

CV= Acciones variables, [F], [F/L] o [F/L²]

E= Módulo de elasticidad, [F/L²]

W= Acción Combinada Permanente y Variable, Peso total de la Edificación, [F], [F/L], [F/L²]

M= Momento, [F*L]

Mu= Momento Ultimo, [F*L]

b= Ancho de un elemento, [L]

d= Distancia la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero de refuerzo traccionado, cm. (altura efectiva). Altura útil. También se define como altura del miembro menos el recubrimiento de diseño, [L]

h= Espesor total del miembro, altura de entrepiso, [L]

f'c= Resistencia especificada del concreto en compresión, [F/L²]

ρ = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tracción de un miembro sometido a flexión: $\rho = AS/(b.d)$

ρb= Cantidad de refuerzo que produce condiciones de deformación unitaria balanceada.

Fy= Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo, [F/L²]

A= Área de la sección transversal (Ag), [L²]

I= Momento de inercia, [L⁴]

α_1 = Coeficiente de Minoración del área gruesa

K_c = Rigidez de columna (I/L), [L³]

K_v = Rigidez de viga (I/L), [L³]

A_o = Coeficiente de aceleración horizontal.

A_d = Ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad

T = Período fundamental de la edificación, en segundos, [s]

T_a = Período fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas, en segundos, [s]

T_o = Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos, [s]

T^* = Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos, [s]

T_+ = Período característico de variación de respuesta dúctil, en segundos, [s]

V = Fuerza cortante, [F]

V_o = Fuerza cortante en la base, [F]

F = Fuerza lateral, [F]

p = Exponente que define la rama descendente del espectro

Δ = Desplazamiento lateral total incluidos los efectos inelásticos; cuando se use con el subíndice e denota la parte elástica del mismo, [L]

θ = Coeficiente de estabilidad

ϕ = Factor de reducción de resistencia, Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

α = Factor de importancia

β = Factor de magnificación promedio

δ = Deriva

δ_{ei} = Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, con sus correspondientes centros de masa

μ = Factor de modificación de cortantes

D= Ductilidad

R= Factor de reducción de respuesta

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

N= Número de Niveles de una edificación

W_j = Peso del nivel j de la edificación, [F]

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación, [L]

4.1.3 Propiedades de los Materiales.

Las propiedades de los materiales considerados para elementos estructurales son los siguientes:

Para elementos de concreto armado:

$$f^c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 238752 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

4.2 Selección de los Modelos Estructurales.

En esta investigación se evaluará la ductilidad de pórticos en concreto armado con columnas inclinadas, las cuales se inclinarán a razón de 5 grados con respecto al eje vertical, tomando como punto pivote el segundo entrepiso ubicado a 6 metros de altura, es decir, el punto medio de la estructura respecto al eje vertical, desde 0 grados hasta 25 grados.

Todos los modelos serán evaluados en dos dimensiones y estarán conformados por pórticos de 4 pisos de 3 metros de altura respectivamente, para una altura total del pórtico de 12 metros, considerando dichos pórticos como centrales. Además, los pórticos contarán con 4 tramos en dirección “X” para una cantidad de 5 columnas.

Para comparar las posibles variaciones de la ductilidad se tomarán en cuenta dos modelos, un “Modelo A” y un “Modelo B”, las cuales difieren en cuanto al número de columnas que se encontraran inclinadas, además de un modelo patrón sin inclinación alguna en las columnas.

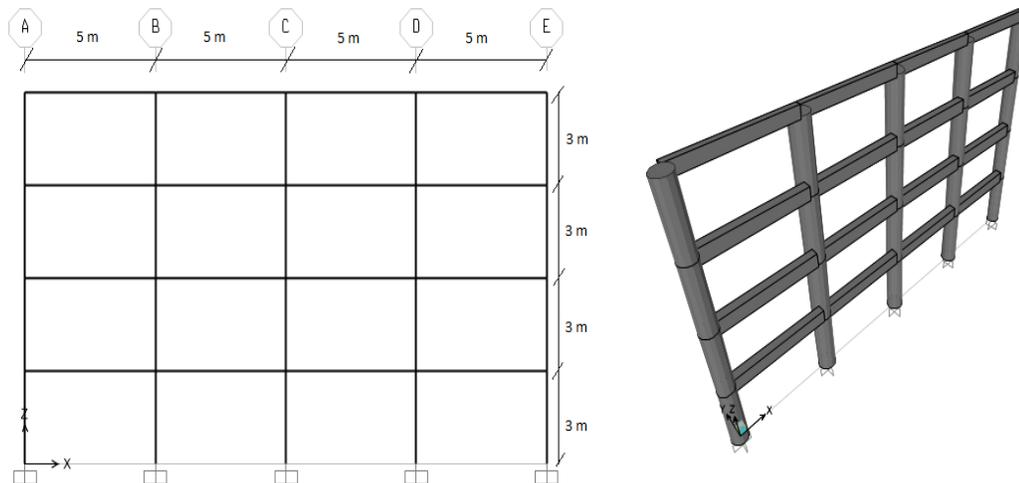


Figura 4.2.1 Pórtico patrón, inclinación de columnas 0° respecto al eje vertical.

El “Modelo A” consiste de un pórtico cuyas columnas a inclinar serán las 2 columnas perimetrales, dichas inclinaciones se establecerán a 5 grados, 10 grados, 15 grados, 20 grados y 25 grados respecto al eje vertical.

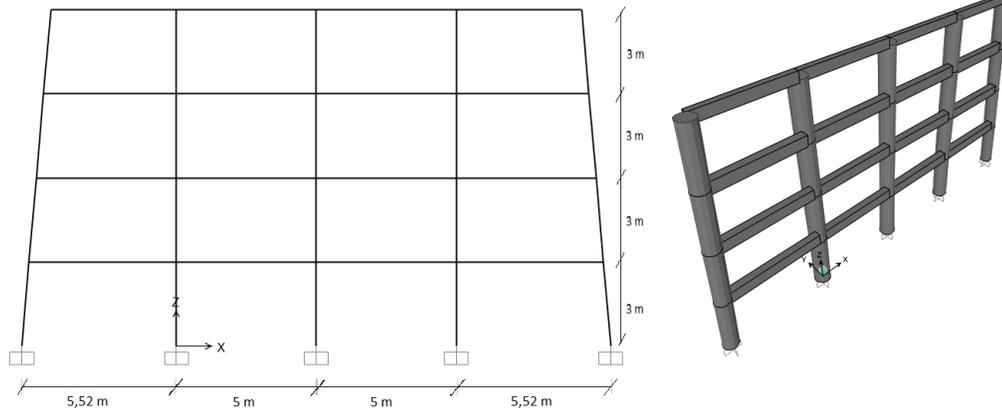


Figura 4.2.2 Pórtico Modelo A – 5g, inclinación de columnas 5° respecto al eje vertical.

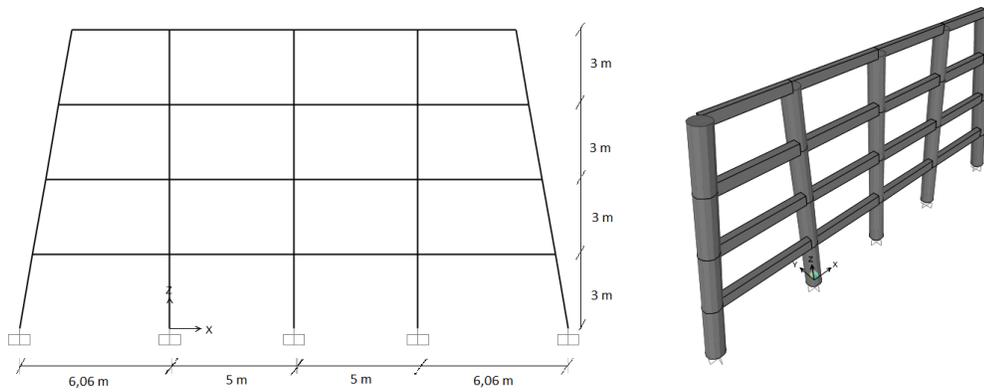


Figura 4.2.3 Pórtico Modelo A – 10g, inclinación de columnas 10° respecto al eje vertical.

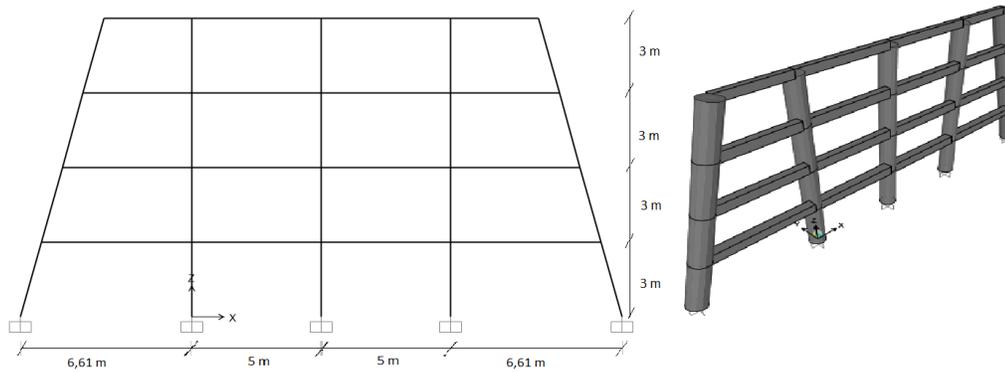


Figura 4.2.4 Pórtico Modelo A – 15g, inclinación de columnas 15° respecto al eje vertical.

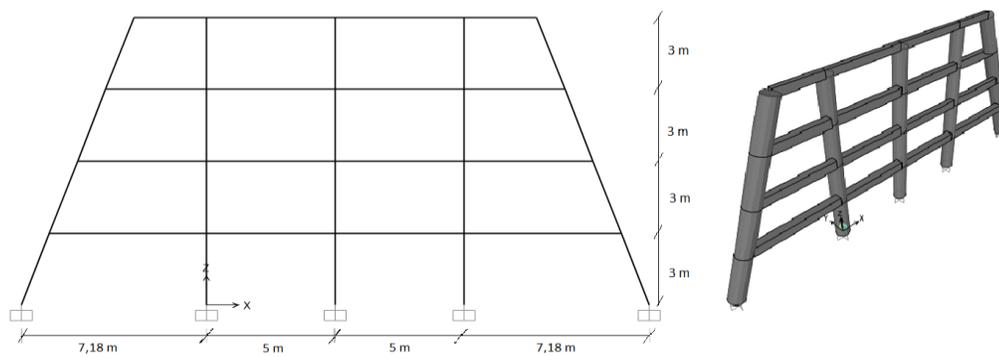


Figura 4.2.5 Pórtico Modelo A – 20g, inclinación de columnas 20° respecto al eje vertical.

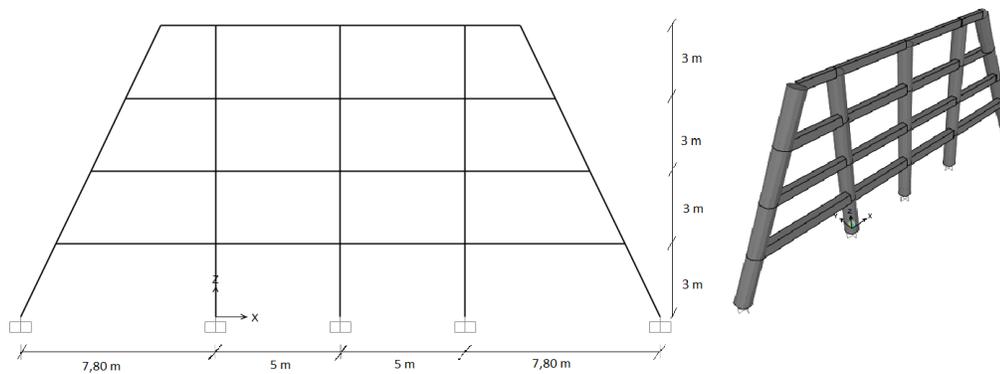


Figura 4.2.6 Pórtico Modelo A – 25g, inclinación de columnas 25° respecto al eje vertical.

El “Modelo B” consiste de un pórtico con 4 columnas inclinadas, dejando sin inclinación sólo la columna central, dichas inclinaciones se establecerán a 5 grados, 10 grados, 15 grados, 20 grados y 25 grados respecto al eje vertical.

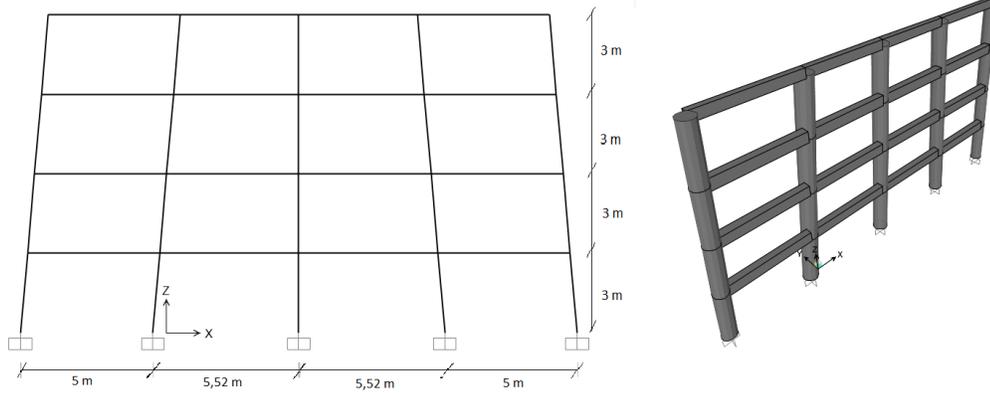


Figura 4.2.7 Pórtico Modelo B – 5g, inclinación de columnas 5° respecto al eje vertical.

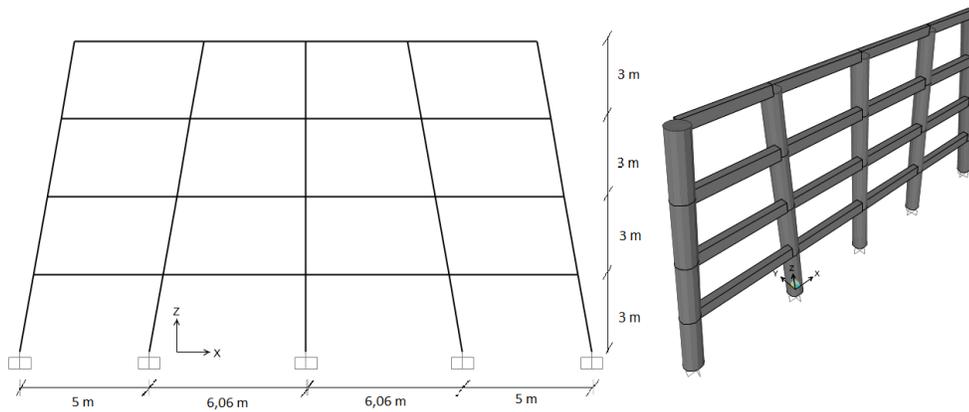


Figura 4.2.8 Pórtico Modelo B – 10g, inclinación de columnas 10° respecto al eje vertical.

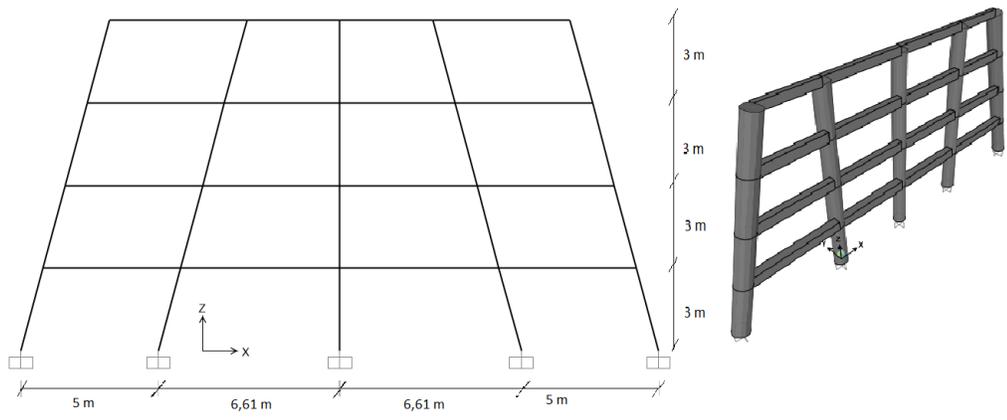


Figura 4.2.9 Pórtico Modelo B – 15g, inclinación de columnas 15° respecto al eje vertical.

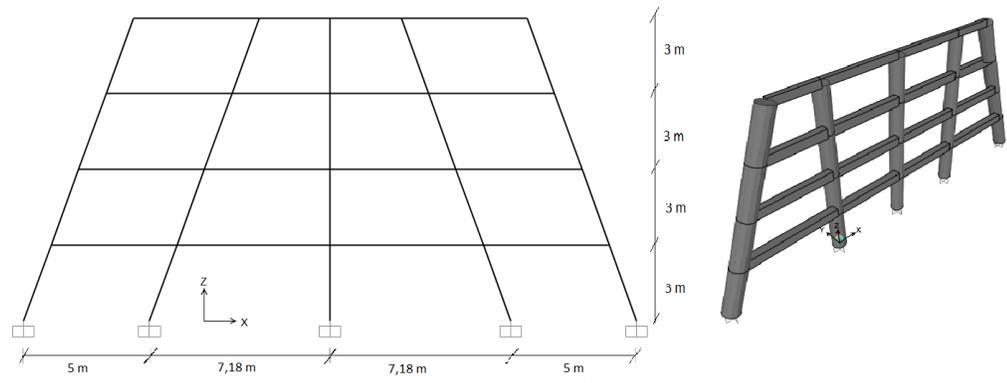


Figura 4.2.10 Pórtico Modelo B – 20g, inclinación de columnas 20° respecto al eje vertical.

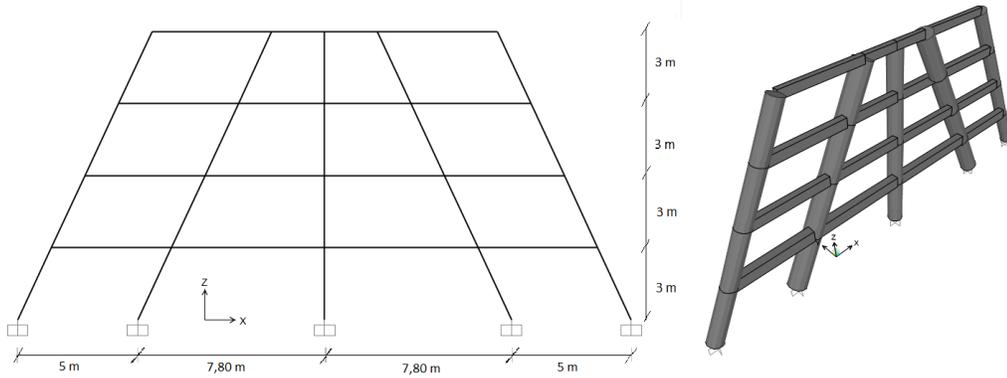


Figura 4.2.11 Pórtico Modelo B – 25g, inclinación de columnas 25° respecto al eje vertical.

Las estructuras constituyen edificios de tipo comercial de alta ocupación, la cual según la clasificación presentada en el Capítulo 6 de la Norma COVENIN 1756-2001 corresponde al grupo B1, ubicado en el Edo. Carabobo en una zona sísmica 5 y que requiere un nivel de diseño ND3. A su vez, el sistema resistente a cargas de la estructura se comprende por vigas y columnas de concreto armado por lo que clasifica según la norma anteriormente mencionada, como estructuras Tipo 1. Adicionalmente, las estructuras estarán fundadas sobre un suelo Blando/suelto, con profundidad mayor a 15m, lo que describe a una forma espectral “S3”.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 metros de altura.

Figura 4.2.12 Nivel de diseño (Norma COVENIN 1756-2001)

Finalmente, según las especificaciones anteriormente expuestas, haciendo uso de la tabla 6.4 de la Norma COVENIN 1756 – 2001, y tras la verificación de que en ninguno de los modelos se presentan irregularidades establecidas por la misma norma, se define como Factor de Reducción de Respuesta (R) para el análisis y diseño de la estructura un valor de 6.

FACTORES DE REDUCCIÓN R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Figura 4.2.13 Factor de Reducción de Respuesta (Tabla 6.4 Norma COVENIN 1756 - 2001)

4.3 Predimensionado de Elementos Estructurales.

4.3.1 Predimensionado de Losas.

Para el predimensionado de losas se utilizó principalmente el criterio de rigidez establecido en la Tabla 9.6.1 de la Norma FONDONORMA 1753-06, para evitar el cálculo de flechas, y el criterio de resistencia para comprobar el cumplimiento de las dimensiones.

4.3.1.1 Predimensionado Según Criterio de Rigidez.

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Figura 4.3.1.1 Altura mínima de vigas o espesores mínimos de losas, a menos que se calculen las flechas (FONDONORMA 1753-2006)

Para los modelos estructurales analizados se cuentan con losas nervadas armadas en una dirección, cuyas luces en el sentido del armado (Luces en dirección no analizada) son de 4 metros.

Se consideró el caso más desfavorable, lo que corresponde a losas simplemente apoyadas:

$$h = \frac{L}{6} = \frac{4 \text{ m}}{6} = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Tras el cálculo anterior se considera una altura de losa de 25 cm para el análisis de carga.

4.3.1.2 Análisis de Carga Sobre Losas Nervadas.

Para el análisis de carga se tomaron los valores que aparecen en el capítulo 4 “Acciones Permanentes” y capítulo 5 “Acciones Variables” de la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002-88.

ENTREPISOS:

- ✓ Losa Nervada en una dirección (según criterios de espesores mínimos sin calcular flechas en Tabla 9.6.1 de FONDONORMA 1753:2006 y Tabla 9.5 (a) de COVENIN1753:1987) LN espesor 25 cm **315 kgf/m²**.
- ✓ Mortero de cemento espesor 5 cm $2150 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} = \mathbf{107.5 \text{ kgf/m}^2}$.
- ✓ Granito espesor 3 cm $2800\text{kg/m}^3 * 0.02\text{m} = \mathbf{56 \text{ kgf/m}^2}$.
- ✓ Friso acabado terminado (mortero de cal y cemento) espesor 5 cm $1900\text{kgf/m}^3 * 0.05\text{m} = \mathbf{95 \text{ kgf/m}^2}$.
- ✓ Tabiquería mínima..... **150 kgf/m²**.
- ✓ Maderas blandas destinadas a usos decorativos..... $400\text{kgf/m}^3 * 0.25\text{m} = \mathbf{100 \text{ kgf/m}^2}$.



Figura 4.3.1.2.1 Distribución de espesores correspondientes a losas de entrepiso.

Carga permanente (CP)= 824 kgf/m²

Carga variable (CV)= 300 kgf/m²

✓ Ancho tributario: 4 m

Carga permanente sobre las vigas (CPvigas) = 3296 kgf/m

Carga variable sobre las vigas (CVvigas) = 1200 kgf/m

TECHO:

- ✓ Losa Nervada en una dirección (según criterios de espesores mínimos sin calcular flechas en Tabla 9.6.1 de FONDONORMA 1753:2006 y Tabla 9.5 (a) de COVENIN1753:1987) LN espesor 25 cm **315 kgf/m².**
- ✓ Manto asfáltico en una sola capa, reforzado interiormente y con acabado exterior con 4 mm de espesor 2 capas $2 \times 6 \text{ kgf/m}^2 = \mathbf{12 \text{ kgf/m}^2}$.
- ✓ Friso acabado terminado (mortero de cal y cemento) espesor 5 cm $1900 \text{ kgf/m}^3 \times 0.05 \text{ m} = \mathbf{95 \text{ kgf/m}^2}$.
- ✓ Mortero de cemento (nivelación) de espesor 7 cm $2150 \text{ kgf/m}^2 \times 0.07 \text{ m} = \mathbf{150.5 \text{ kgf/m}^2}$.

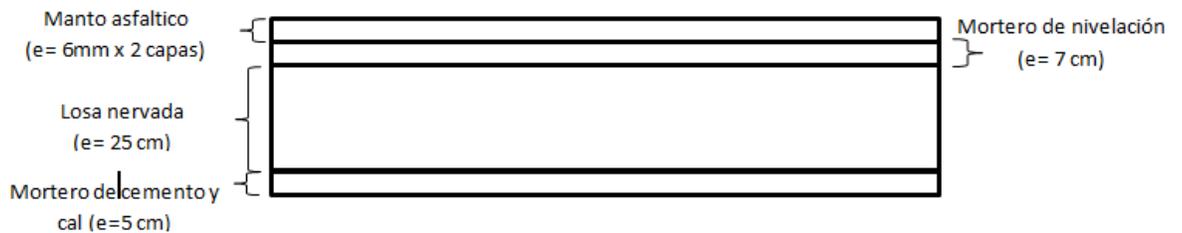


Figura 4.3.1.2.2 Distribución de espesores correspondientes a losas de techo.

Carga permanente (CP)= 573 kgf/m²

Carga variable (CV)= 100 kgf/m²

✓ Ancho tributario: 4 m

Carga permanente sobre las vigas (CPvigas) = 2292 kgf/m²

Carga variable sobre las vigas (CVvigas) = 400 kgf/m²

4.3.1.3 Comprobación de Dimensiones de Losas Según Criterio de Resistencia

A continuación se relatará el procedimiento de cálculo para comprobar las dimensiones de las losas, debido a que la sobre carga de las losas de techo son inferiores a las de las losas de entrepiso, solo se comprobará la altura de dicha losa de entrepiso.

Carga de servicio (qserv):

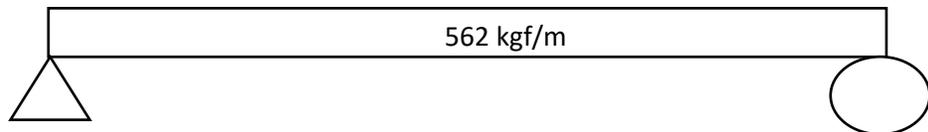
$$q_{serv} = (0,5) \times (CP + CV)$$

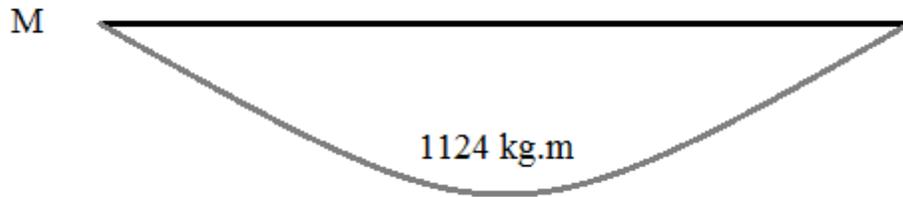
$$q_{serv} = (0,5) \times (824 + 300) = 562 \text{ kgf/m}$$

Calculo de momento máximo de la losa simplemente apoyada

$$M_{max} = \frac{q_{serv} \times L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{(562) \times (4)^2}{8} = 1124 \text{ kgf.m}$$





Se determina la altura mínima de la losa para que resista los momentos antes calculados con la siguiente ecuación:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{k * f'c * b}}$$

K es un valor que depende de la cuantía mecánica (ω) y el Mu es el momento obtenido del diagrama multiplicado por el factor de mayoración de las cargas:

$$FM = \frac{1.2CP + 1.6CV}{CP + CV} = \frac{1.2(824) + 1.6(300)}{824 + 300} = 1.31$$

$$d = \sqrt{\frac{(1124) * (1.31)}{(0.1448) * (250) * (0.1)}} = 20.17 \text{ cm}$$

Recordando que se debe considerar un recubrimiento mínimo de 3 cm, entonces:

$$h = d + r = 20.17 + 3 = 23.17 \cong 25 \text{ cm}$$

Finalmente, debido a que la losa calculada por el criterio de resistencia resulta de igual tamaño que en el criterio de rigidez, 25 cm, se puede afirmar que las dimensiones asumidas fueron correctas.

4.4 Definición de las Combinaciones de Carga Utilizadas en el Diseño

En cuanto al diseño respecta, haciendo uso de la hipótesis del Estado Limite de Agotamiento Resistente, se considerarán solicitaciones mayoradas actuando sobre la estructura, sus miembros y nodos, utilizando la hipótesis de sollicitación que

produzca el efecto más desfavorable sobre los mismos, el cual puede ocurrir cuando una o más solicitaciones están actuando simultáneamente. Es por ello que se definen las siguientes combinaciones de carga:

- $COMB1 = 1.40CP$
- $COMB2 = 1.20CP + 1.60CV + 0.50CVt$
- $COMB3 = 1.20CP + 1.60CVt + \gamma CV$
- $COMB4 = 1.20CP + \gamma CV + 0.50CVt$
- $COMB5 = 1.20CP + \gamma CV \pm Sx$
- $COMB6 = 0.90CP$
- $COMB7 = 0.90CP \pm Sx$

El factor de combinación de solicitaciones γ debidas a las acciones variables en las combinaciones (9-3) a (9-5) será 1.00, según el artículo 9.3 de la Norma FONDONORMA 1753 – 2006.

Es importante señalar que debido a que se realizará un análisis en 2 dimensiones a los pórticos, se obvian todas aquellas componentes sísmicas que consideran la dirección del eje “Y”.

4.5 Definición de los Espectros Sísmicos de Diseño

Para efectos de diseño, se utilizará un procedimiento de análisis modal espectral con un (1) grado de libertad por nivel, debido a que es un análisis en el plano, se generarán dos tipos de espectros de diseño, el primero para un factor de reducción de respuesta $R = 6$, el cual se utilizara para el análisis modal; y otro espectro bajo las mismas condiciones excepto el factor de reducción de respuesta, que se tomará $R = 1$ y este último se utilizará solo para la realización del análisis estático no lineal (PUSHOVER).

Para la generación del espectro de diseño se utilizará una hoja de cálculo basada en los procedimientos, parámetros y ecuaciones establecidas en la Norma COVENIN

1756 – 2001, cuyos resultados podrán ser exportados a un archivo “.txt” y posteriormente importados desde el software de cálculo estructural SAP2000.

4.5.1 Espectro de Respuesta para R = 6

Ubicación: Edo. Carabobo. Venezuela

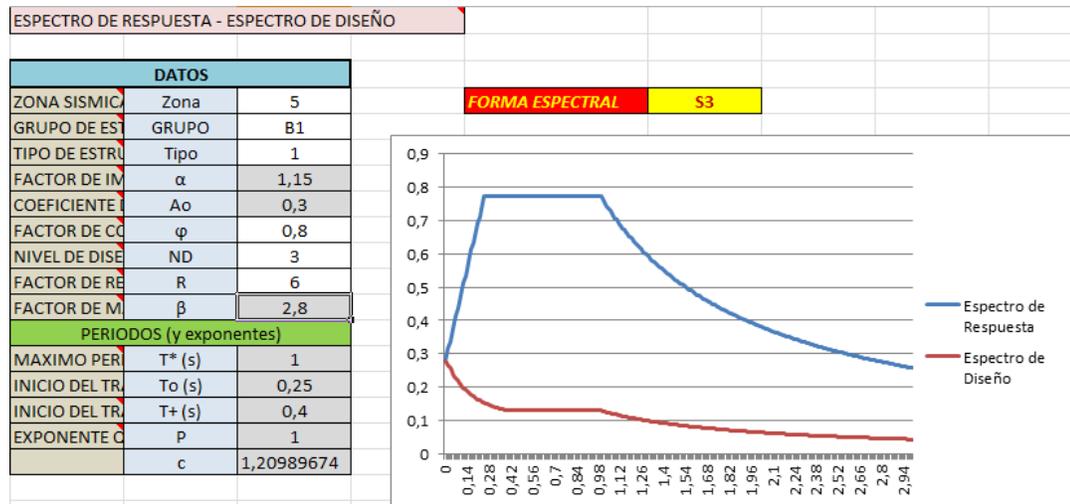


Figura 4.5.1 Espectro de Respuesta R=6

4.6 Chequeos Normativos

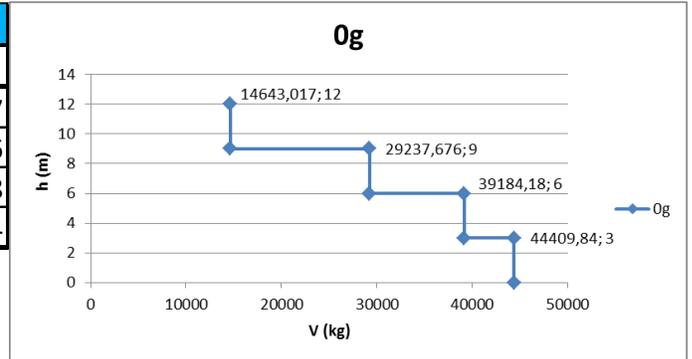
Luego de haber ejecutado el respectivo análisis modal en dos dimensiones a los pórticos modelos para determinar las dimensiones necesarias que resistan las solicitaciones, es importante realizar una serie de chequeos establecidos por la normativa venezolana para garantizar el buen comportamiento de la estructura.

A continuación se presentarán los chequeos realizados, los cuales deben cumplir para poder continuar con la implementación del análisis estático no lineal (PUSHOVER).

4.6.1 Representación de Cortantes por Piso

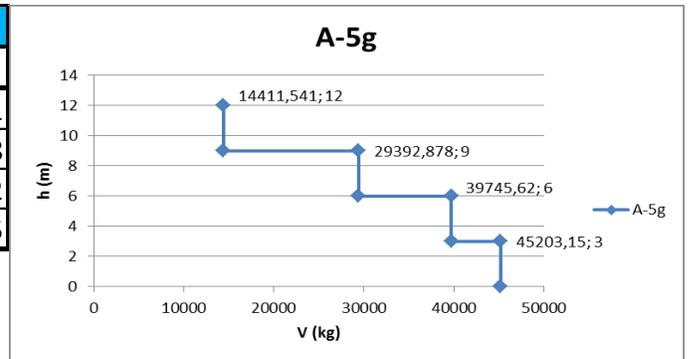
0g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14643,017
P3	9	29237,676
P2	6	39184,18
P1	3	44409,84

Tabla 4.6.1



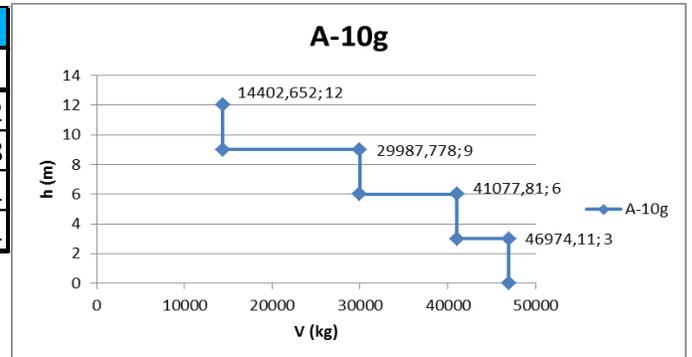
A-5g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14411,541
P3	9	29392,878
P2	6	39745,62
P1	3	45203,15

Tabla 4.6.2



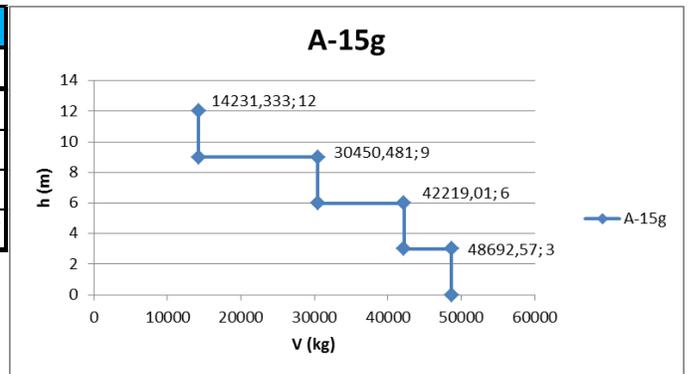
A-10g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14402,652
P3	9	29987,778
P2	6	41077,81
P1	3	46974,11

Tabla 4.6.3



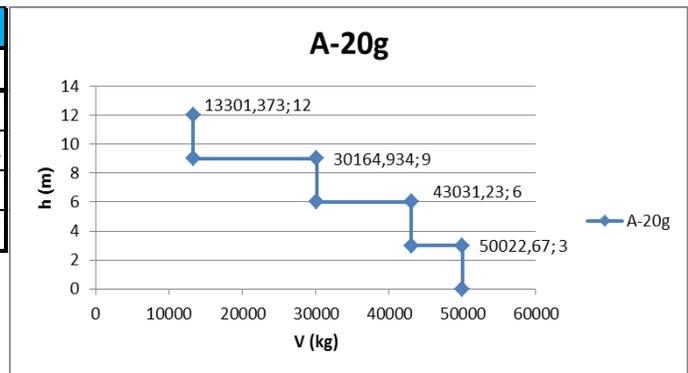
A-15g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14231,333
P3	9	30450,481
P2	6	42219,01
P1	3	48692,57

Tabla 4.6.4



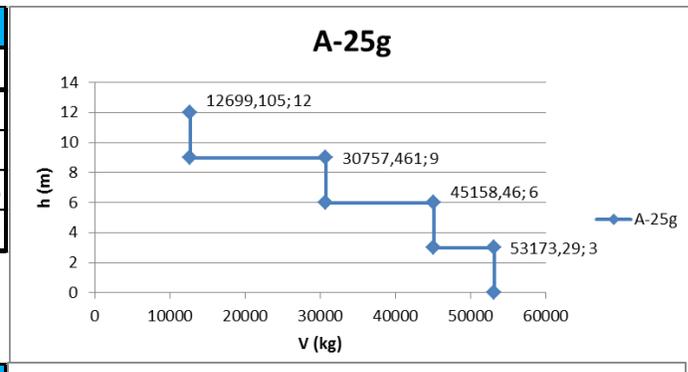
A-20g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	13301,373
P3	9	30164,934
P2	6	43031,23
P1	3	50022,67

Tabla 4.6.5



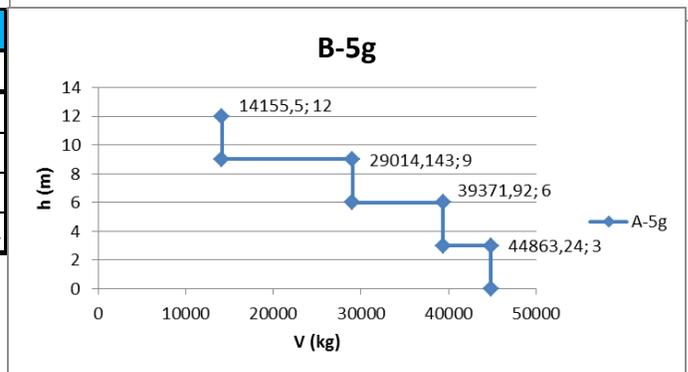
A-25g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	12699,105
P3	9	30757,461
P2	6	45158,46
P1	3	53173,29

Tabla 4.6.6



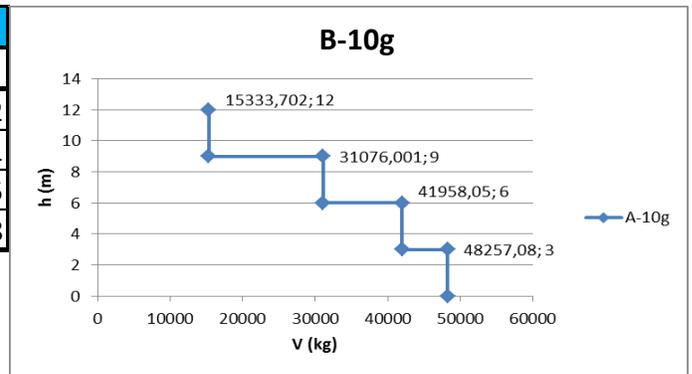
B-5g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14155,5
P3	9	29014,143
P2	6	39371,92
P1	3	44863,24

Tabla 4.6.7



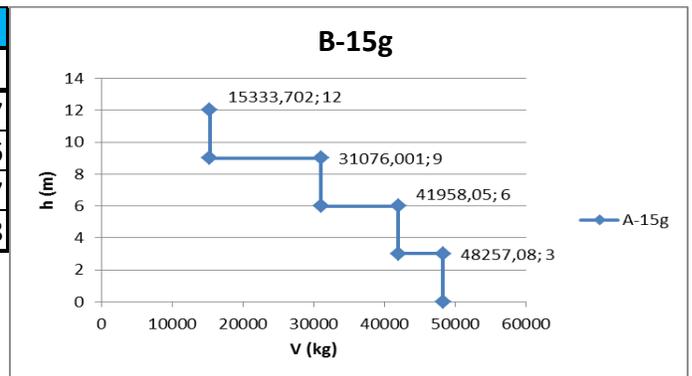
B-10g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	15333,702
P3	9	31076,001
P2	6	41958,05
P1	3	48257,08

Tabla 4.6.8



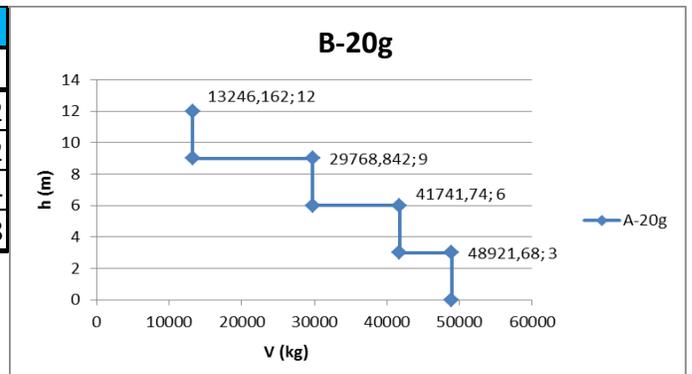
B-15g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	14356,747
P3	9	30403,106
P2	6	41648,57
P1	3	48295,08

Tabla 4.6.9



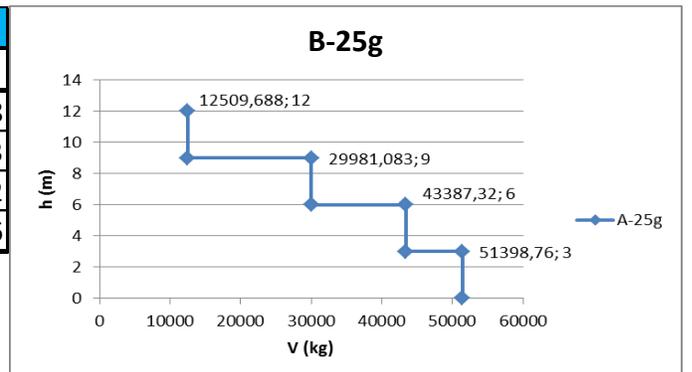
A-20g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	13246,162
P3	9	29768,842
P2	6	41741,74
P1	3	48921,68

Tabla 4.6.10



A-25g		
Pisos	h (m)	V (kg)
P4	12	12509,688
P3	9	29981,083
P2	6	43387,32
P1	3	51398,76

Tabla 4.6.11



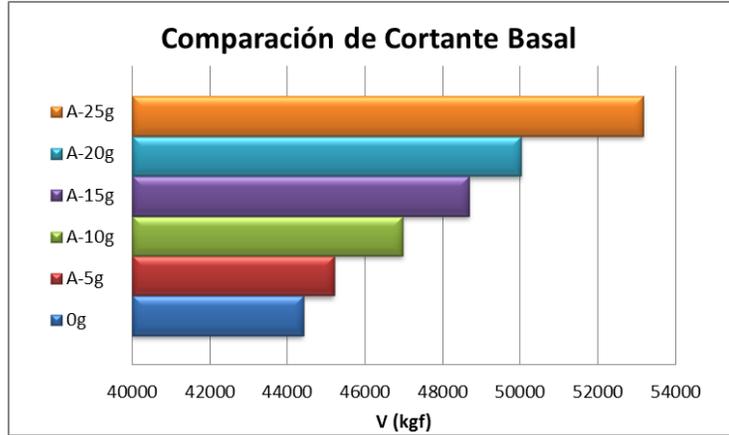


Figura 4.6.1.1 Comparación de cortante basal en el Modelo A

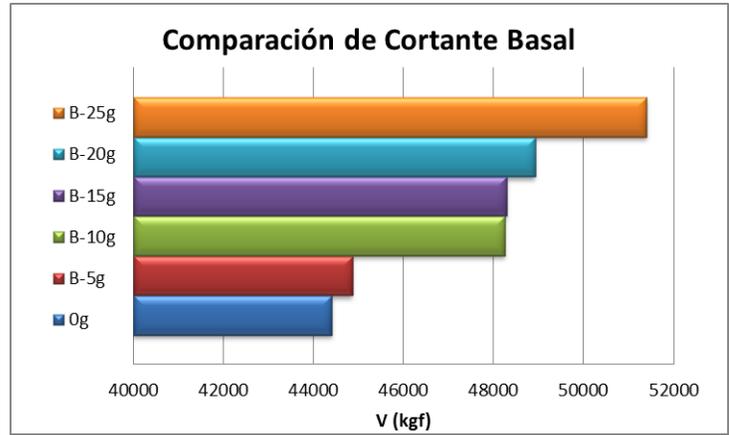


Figura 4.6.1.2 Comparación de cortante basal en el Modelo B

4.6.1.1 Control de Cortante Basal

Es de suma importancia verificar que los valores del cortante basal superen aquellos valores mínimos establecidos en norma COVENIN 1756-2001 que garantizan el uso adecuado de los esfuerzos cortantes establecidos, de no cumplir este chequeo de valores límite, se debe modificar las sollicitaciones establecidas previamente.

$$V_o \geq V_o^*$$

Recordando que:

$$\alpha = 1.15 \quad \varphi = 0.8$$

$$A_0 = 0.30 \quad \beta = 2.8$$

$$R = 6 \quad A_d = 0,1288$$

4.6.1.1.1 Modelo Patrón

CORTANTE BASAL 0g		
W	130914,82	kg
Vo	44409,84	kg
μ	0,91	
Vo*	15344,26	kg
Vo>Vo*	CUMPLE	

Tabla 4.6.13

4.6.1.1.2 Modelo A

CORTANTE BASAL A5g			CORTANTE BASAL A10g		
W	130637,87	kg	W	143148,43	kg
Vo	45203,15	kg	Vo	46974,11	kg
μ	0,91		μ	0,91	
Vo*	15311,80	kg	Vo*	16778,14	kg
Vo>Vo*	CUMPLE		Vo>Vo*	CUMPLE	

CORTANTE BASAL A15g			CORTANTE BASAL A20g		
W	151579,01	kg	W	152585,46	kg
Vo	48692,57	kg	Vo	50022,67	kg
μ	0,91		μ	0,91	
Vo*	17766,27	kg	Vo*	17884,24	kg
Vo>Vo*	CUMPLE		Vo>Vo*	CUMPLE	

CORTANTE BASAL A25g		
W	161269,69	kg
Vo	53173,29	kg
μ	0,91	
Vo*	18902,10	kg
Vo>Vo*	CUMPLE	

Tabla 4.6.14

4.6.1.1.3 Modelo B

CORTANTE BASAL B5g			CORTANTE BASAL B10g		
W	130780,95	kg	W	161613,52	kg
Vo	44863,24	kg	Vo	48257,08	kg
μ	0,91		μ	0,91	
Vo*	15328,57	kg	Vo*	18942,40	kg
Vo>Vo*	CUMPLE		Vo>Vo*	CUMPLE	

CORTANTE BASAL B15g			CORTANTE BASAL B20g		
W	163175,47	kg	W	167735,29	kg
Vo	48295,08	kg	Vo	48921,68	kg
μ	0,91		μ	0,91	
Vo*	19125,47	kg	Vo*	19659,92	kg
Vo>Vo*	CUMPLE		Vo>Vo*	CUMPLE	

CORTANTE BASAL B20g		
W	182110,09	kg
Vo	51398,76	kg
μ	0,91	
Vo*	21344,76	kg
Vo>Vo*	CUMPLE	

Tabla 4.6.15

4.6.1.2 Control del Cociente Sísmico

El coeficiente sísmico (C) es un parámetro que depende directamente del corte basal y el peso total de la estructura sobre el nivel base, dicho valor no debe ser inferior al coeficiente sísmico mínimo:

$$C = \frac{V_o}{W} \geq C_{min} = \frac{\alpha \cdot A_o}{R}$$

Recordando que:

$$\alpha = 1.15$$

$$A_0 = 0.30$$

$$R = 6$$

4.6.1.2.1 Modelo Patrón

CORTANTE BASAL 0g		
W	130914,82	kg
Vo	44409,84	kg
C	0,33922699	
Cmin	0,0575	
C=>Cmin	CUMPLE	

Tabla 4.6.16

4.6.1.2.2 Modelo A

CORTANTE BASAL A5g			CORTANTE BASAL A10g		
W	130637,87	kg	W	143148,43	kg
Vo	45203,15	kg	Vo	46974,11	kg
C	0,34601873		C	0,32814967	
Cmin	0,0575		Cmin	0,0575	
C=>Cmin	CUMPLE		C=>Cmin	CUMPLE	
CORTANTE BASAL A15g			CORTANTE BASAL A20g		
W	151579,01	kg	W	152585,46	kg
Vo	48692,57	kg	Vo	50022,67	kg
C	0,32123557		C	0,32783379	
Cmin	0,0575		Cmin	0,0575	
C=>Cmin	CUMPLE		C=>Cmin	CUMPLE	
CORTANTE BASAL A25g					
W	161269,69	kg			
Vo	53173,29	kg			
C	0,32971658				
Cmin	0,0575				
C=>Cmin	CUMPLE				

Tabla 4.6.17

4.6.1.2.3 Modelo B

CORTANTE BASAL B5g			CORTANTE BASAL B10g		
W	130780,95	kg	W	161613,52	kg
Vo	44863,24	kg	Vo	48257,08	kg
C	0,34304109		C	0,29859556	
Cmin	0,0575		Cmin	0,0575	
C=>Cmin	CUMPLE		C=>Cmin	CUMPLE	
CORTANTE BASAL B15g			CORTANTE BASAL B20g		
W	163175,47	kg	W	167735,29	kg
Vo	48295,08	kg	Vo	48921,68	kg
C	0,29597022		C	0,29166003	
Cmin	0,0575		Cmin	0,0575	
C=>Cmin	CUMPLE		C=>Cmin	CUMPLE	
CORTANTE BASAL B25g					
W	182110,09	kg			
Vo	51398,76	kg			
C	0,28224005				
Cmin	0,0575				
C=>Cmin	CUMPLE				

Tabla 4.6.18

4.6.2 Representación de Derivas por Piso

0g			A-5g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,128	P4	12	0,109
P3	9	0,165	P3	9	0,151
P2	6	0,182	P2	6	0,173
P1	3	0,108	P1	3	0,104

Tabla 4.6.19

Tabla 4.6.20

A-10g			A-15g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,092	P4	12	0,07
P3	9	0,13	P3	9	0,111
P2	6	0,15226	P2	6	0,1321
P1	3	0,08874	P1	3	0,0779

Tabla 4.6.21

Tabla 4.6.22

A-20g			A-25g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,043	P4	12	0,015
P3	9	0,089	P3	9	0,066
P2	6	0,1208	P2	6	0,09654
P1	3	0,0742	P1	3	0,06046

Tabla 4.6.23

Tabla 4.6.24

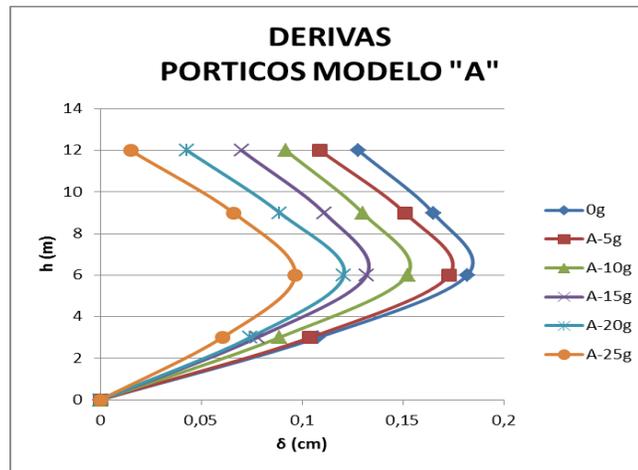


Figura 4.6.2.1 Comparación gráfica del comportamiento de las derivas para cada inclinación.

0g			B-5g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,128	P4	12	0,108
P3	9	0,165	P3	9	0,1486
P2	6	0,182	P2	6	0,1721
P1	3	0,108	P1	3	0,1035

Tabla 4.6.19

Tabla 4.6.25

B-10g			B-15g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,0975	P4	12	0,0745
P3	9	0,1259	P3	9	0,1087
P2	6	0,1345	P2	6	0,1244
P1	3	0,0747	P1	3	0,0713

Tabla 4.6.26

Tabla 4.6.27

B-20g			B-20g		
Pisos	h (m)	δ (cm)	Pisos	h (m)	δ (cm)
P4	12	0,047	P4	12	0,02
P3	9	0,0879	P3	9	0,064
P2	6	0,1119	P2	6	0,088
P1	3	0,0667	P1	3	0,0532

Tabla 4.6.28

Tabla 4.6.29

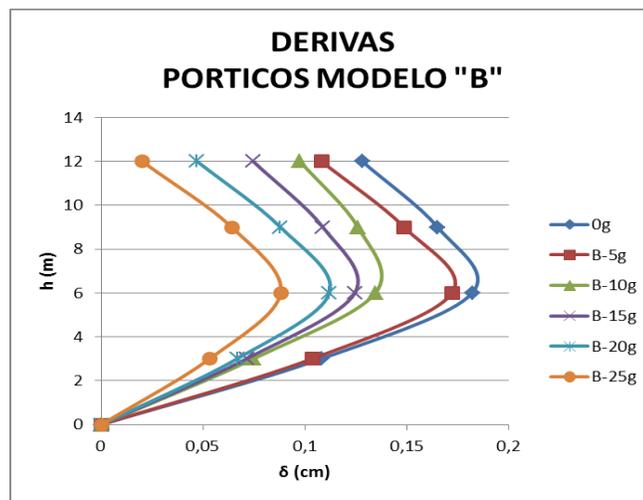


Figura 4.6.2.2 Comparación gráfica del comportamiento de las derivas para cada inclinación.

4.6.2.1 Control de los Desplazamientos

El chequeo a continuación es uno de los más importantes, puesto que restringe los desplazamientos laterales generados por la acción de las solicitaciones en la estructura, debido a que los mismos pueden producir daños a estructuras vecinas o a sí misma. Para el chequeo de los desplazamientos se utilizará la tabla 10.1 de la norma COVENIN 1756-2001 para comparar con el valor dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{0.8 * R * (\Delta_{ei} - \Delta_{e(i-1)})}{(h_i - h_{i-1})}$$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Figura 4.6.2 Control de los desplazamientos Tabla 10.1 (COVENIN 1756-2001)

4.6.2.1.1 Modelo Patrón

PORTICO 0g			h =	3 m		
			R =	6		
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ei} - \Delta_{e(i-1)})}{(h_i - h_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo	
4 (25)	0,583	0,128	0,002048	0,015	OK	
3 (24)	0,455	0,165	0,00264	0,015	OK	
2 (23)	0,29	0,182	0,002912	0,015	OK	
1 (22)	0,108	0,108	0,001728	0,015	OK	

Tabla 4.6.4

4.6.2.1.2 Modelo A

PORTICO A5g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0,8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(b_i - b_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (20)	0,537	0,109	0,001744	0,015	OK
3 (15)	0,428	0,151	0,002416	0,015	OK
2 (10)	0,277	0,173	0,002768	0,015	OK
1 (5)	0,104	0,104	0,001664	0,015	OK
PORTICO A10g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0,8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(b_i - b_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (11)	0,463	0,092	0,001472	0,015	OK
3 (10)	0,371	0,13	0,00208	0,015	OK
2 (8)	0,241	0,15226	0,00243616	0,015	OK
1 (7)	0,08874	0,08874	0,00141984	0,015	OK
PORTICO A15g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0,8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(b_i - b_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,391	0,07	0,00112	0,015	OK
3 (24)	0,321	0,111	0,001776	0,015	OK
2 (23)	0,21	0,1321	0,0021136	0,015	OK
1 (22)	0,0779	0,0779	0,0012464	0,015	OK
PORTICO A20g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0,8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(b_i - b_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,327	0,043	0,000688	0,015	OK
3 (24)	0,284	0,089	0,001424	0,015	OK
2 (23)	0,195	0,1208	0,0019328	0,015	OK
1 (22)	0,0742	0,0742	0,0011872	0,015	OK
PORTICO A25g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0,8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(b_i - b_{i-1})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (23)	0,238	0,015	0,00024	0,015	OK
3 (16)	0,223	0,066	0,001056	0,015	OK
2 (11)	0,157	0,09654	0,00154464	0,015	OK
1 (6)	0,06046	0,06046	0,00096736	0,015	OK

Tabla 4.6.5

4.6.2.1.3 Modelo B

PORTICO B5g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(D_{ex} - D_{ex(i-1)})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,5322	0,108	0,001728	0,015	OK
3 (24)	0,4242	0,1486	0,0023776	0,015	OK
2 (23)	0,2756	0,1721	0,0027536	0,015	OK
1 (22)	0,1035	0,1035	0,001656	0,015	OK
PORTICO B10g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(D_{ex} - D_{ex(i-1)})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (20)	0,4326	0,0975	0,00156	0,015	OK
3 (15)	0,3351	0,1259	0,0020144	0,015	OK
2 (10)	0,2092	0,1345	0,002152	0,015	OK
1 (5)	0,0747	0,0747	0,0011952	0,015	OK
PORTICO B15g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(D_{ex} - D_{ex(i-1)})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,3789	0,0745	0,001192	0,015	OK
3 (24)	0,3044	0,1087	0,0017392	0,015	OK
2 (23)	0,1957	0,1244	0,0019904	0,015	OK
1 (22)	0,0713	0,0713	0,0011408	0,015	OK
PORTICO B20g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(D_{ex} - D_{ex(i-1)})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,3135	0,047	0,000752	0,015	OK
3 (24)	0,2665	0,0879	0,0014064	0,015	OK
2 (23)	0,1786	0,1119	0,0017904	0,015	OK
1 (22)	0,0667	0,0667	0,0010672	0,015	OK
PORTICO B25g			h =	3 m	
			R =	6	
NIVEL (junta)	Δ_{ex} (cm)	$\Delta_{exi} - \Delta_{exi-1}$	$\frac{0.8R(\Delta_{ex} - \Delta_{ex(i-1)})}{(D_{ex} - D_{ex(i-1)})}$	Deriva Limite	Chequeo
4 (25)	0,2252	0,02	0,00032	0,015	OK
3 (24)	0,2052	0,064	0,001024	0,015	OK
2 (23)	0,1412	0,088	0,001408	0,015	OK
1 (22)	0,0532	0,0532	0,0008512	0,015	OK

Tabla 4.6.6

4.6.3 Relación Columna Fuerte – Viga Débil

El criterio llamado columna fuerte – viga débil es un requisito a cumplir en cualquier proyecto sismoresistente de estructuras de concreto armado o reforzado con la finalidad de evitar fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de

adherencia y corte son las responsables de la falla catastrófica o ruina de las estructuras.

Fondonorma 1753:2006 establece en el capítulo 18, subsección 18.4.3.1, que se satisfaga la ecuación (18-3a):

$$\Sigma \mathbf{M}_c \geq 1,20 \Sigma \mathbf{M}_v \text{ (18- 3a)}$$

Dónde:

$\Sigma \mathbf{M}_c$: Suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas.

$\Sigma \mathbf{M}_v$: Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas se conectan en las caras del nodo.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo columnas 0° de inclinación.

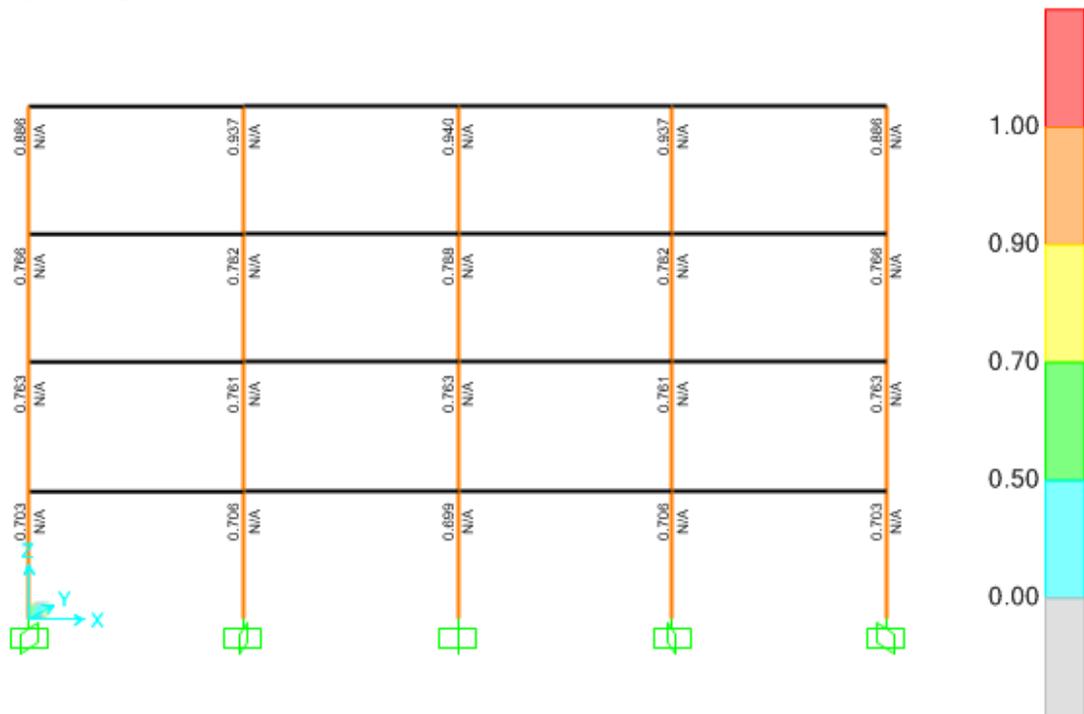


Figura 4.6.3.1.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo A columnas 5° de inclinación.

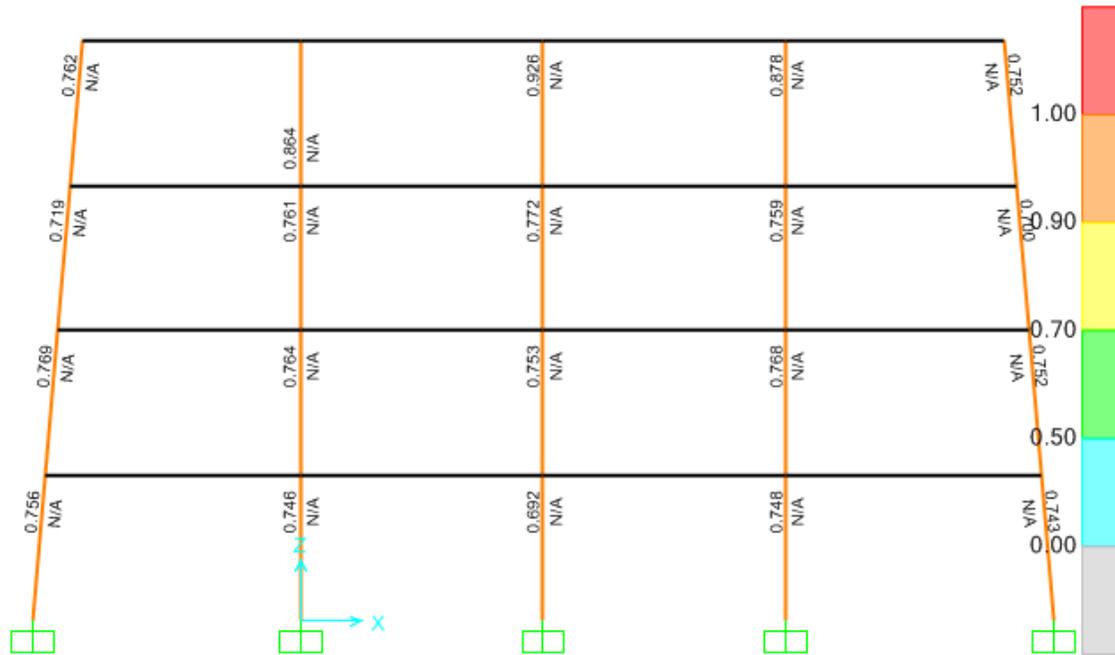


Figura 4.6.3.2.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo A columnas 10° de inclinación.

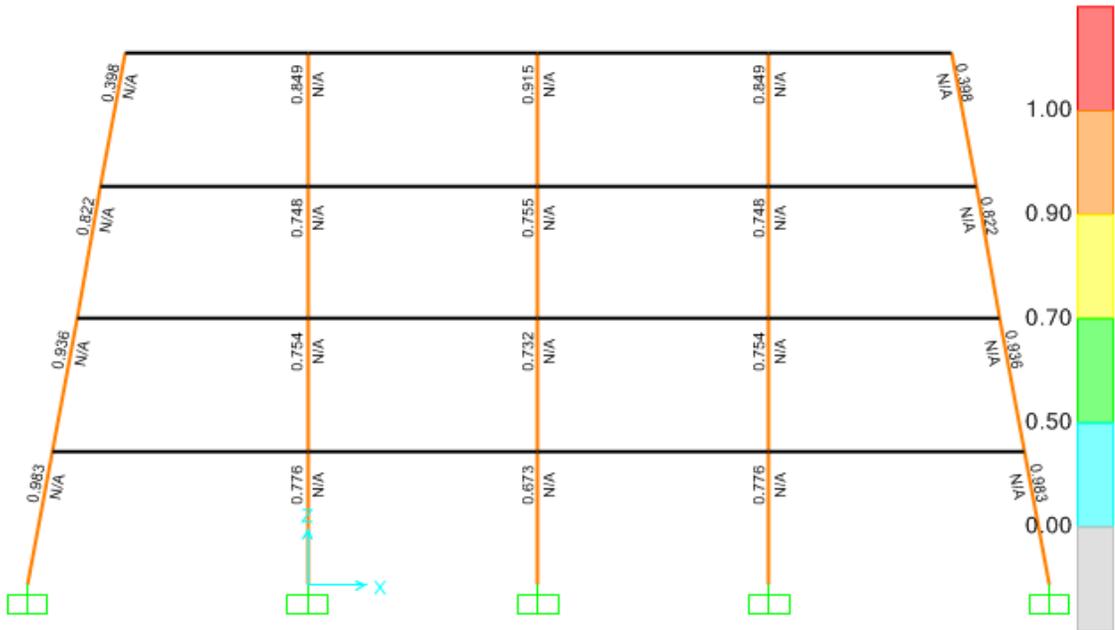


Figura 4.6.3.3.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo A columnas 15° de inclinación.

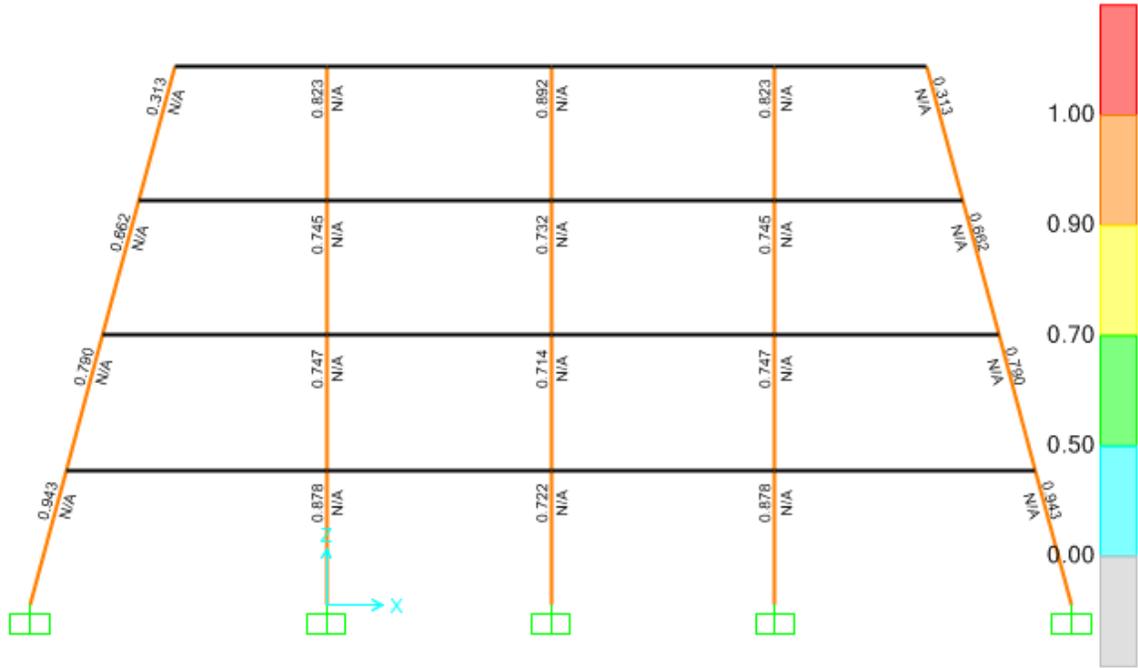


Figura 4.6.3.4.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo A columnas 20° de inclinación.

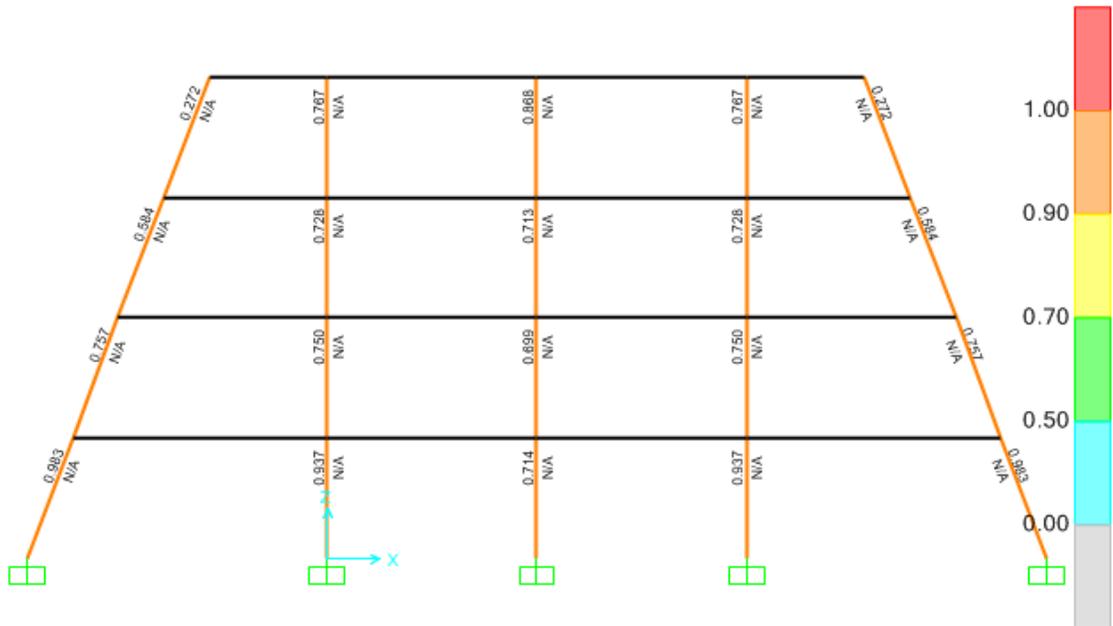


Figura 4.6.3.5.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo A columnas 25° de inclinación.

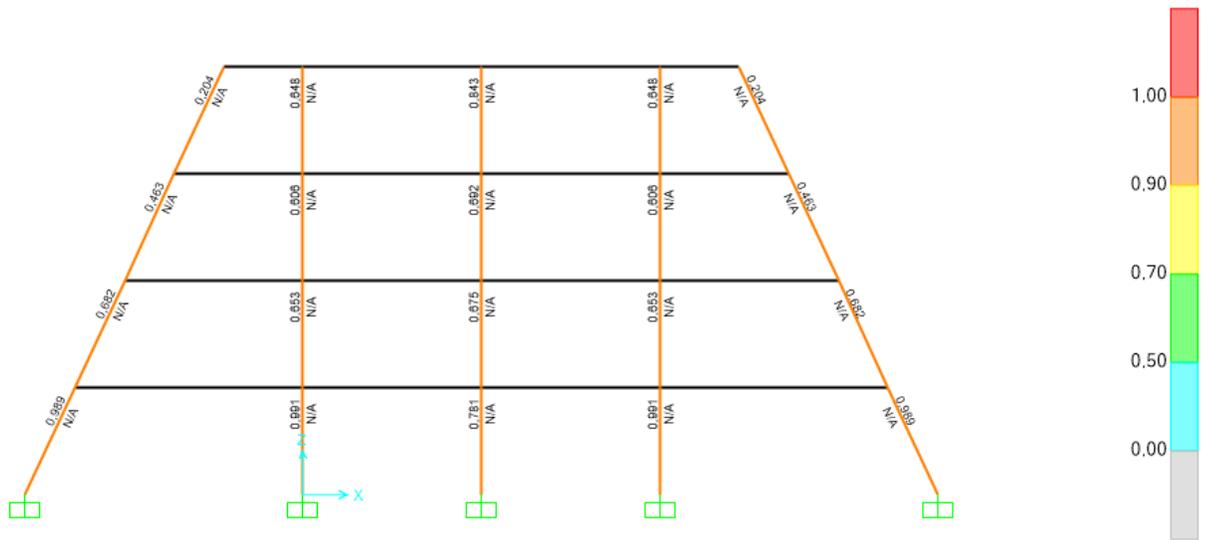


Figura 4.6.3.6.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo B columnas 5° de inclinación.

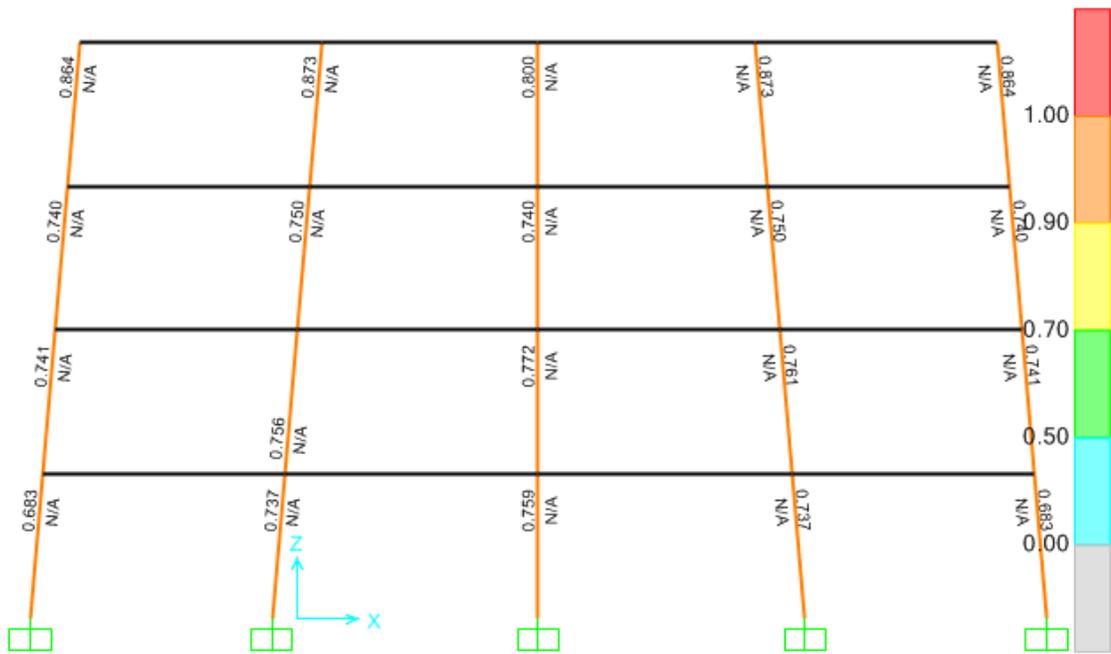


Figura 4.6.3.7.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo B columnas 10° de inclinación.

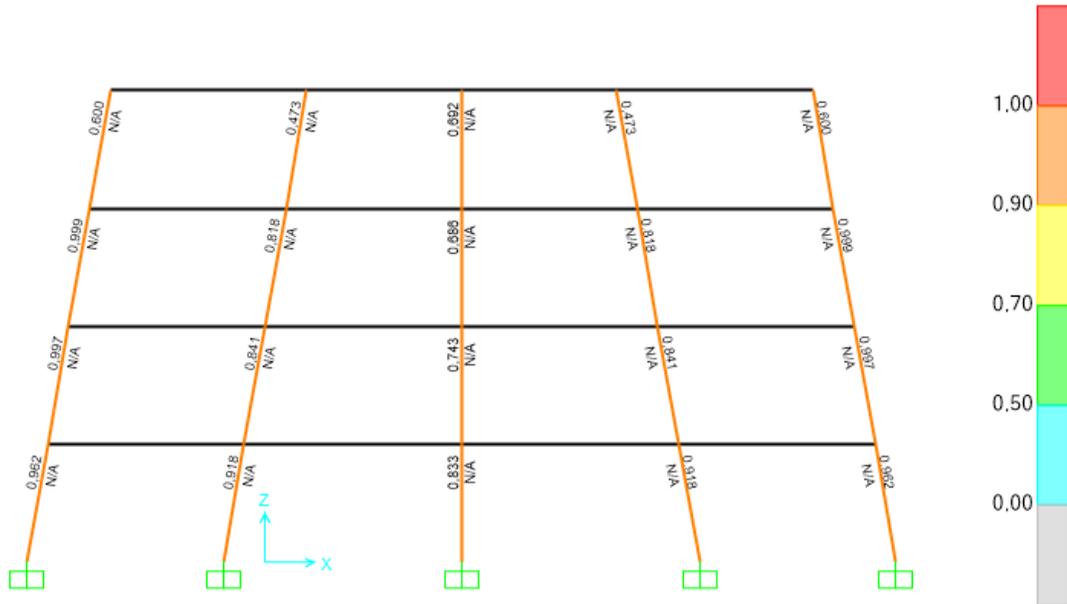


Figura 4.6.3.8.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo B columnas 15° de inclinación.

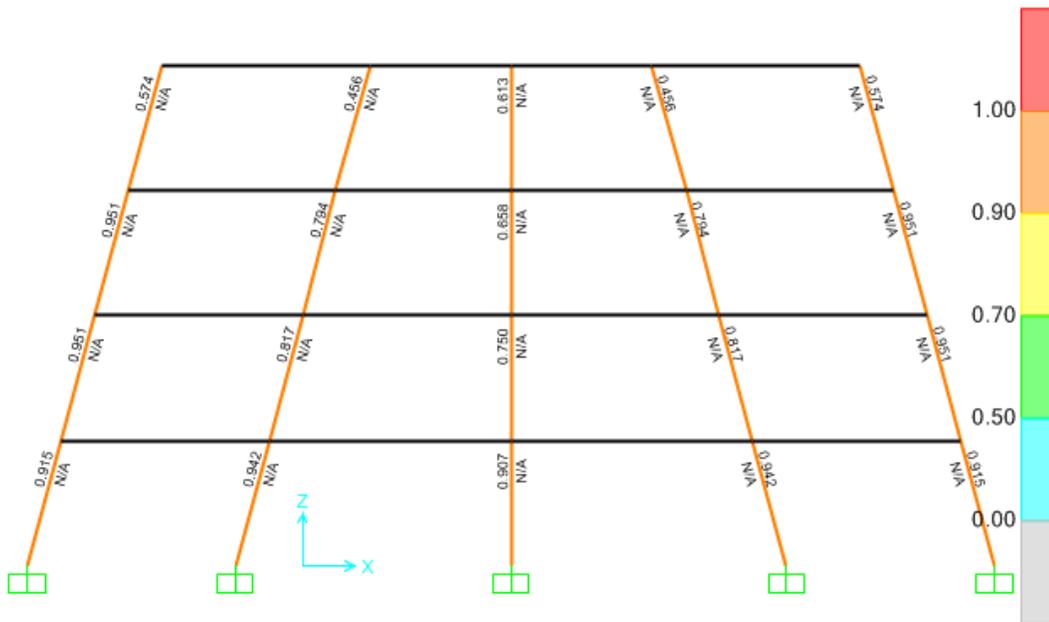


Figura 4.6.3.9.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo B columnas 20° de inclinación.

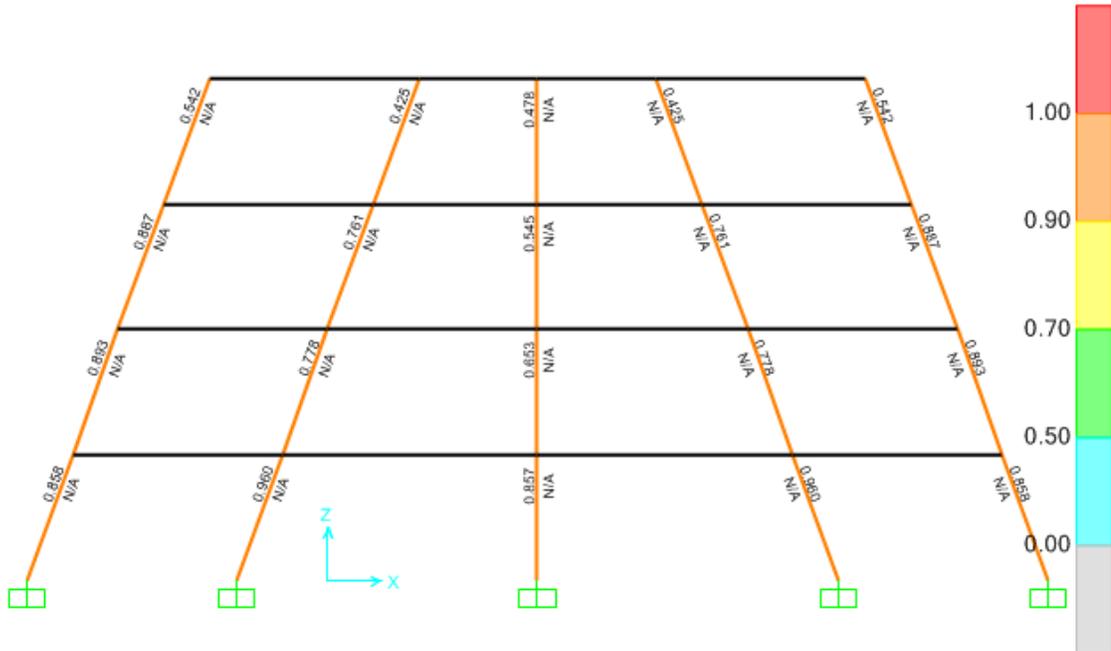


Figura 4.6.3.10.

Chequeo viga débil-columna fuerte Modelo B columnas 25° de inclinación.

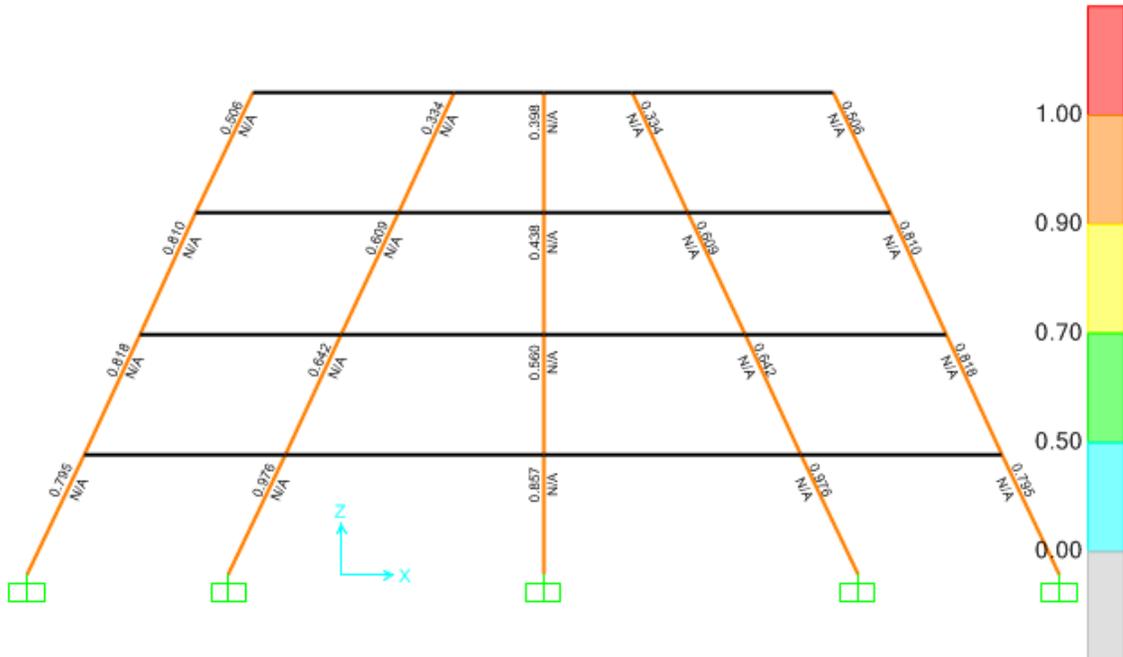


Figura 4.6.3.11.

4.7 Diagramas de Momento – Curvatura

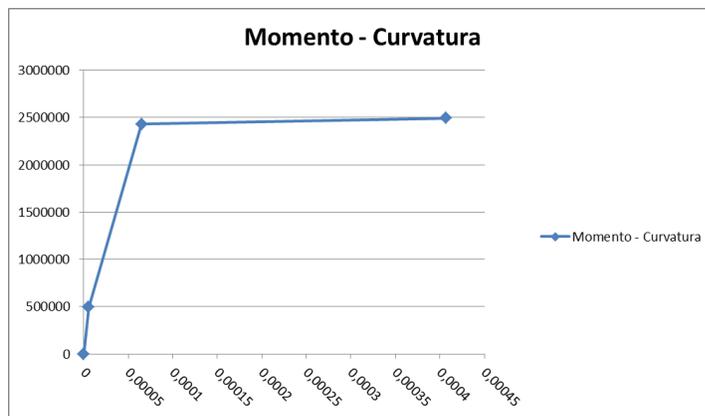
Tras haber obtenido las dimensiones y el área de acero necesaria para que el pórtico resista las solicitaciones planteadas, se procede a la evaluar de la ductilidad de las secciones de vigas a través de la gráfica momento – curvatura.

4.7.1 Modelo Patrón 0g

- Piso 4:

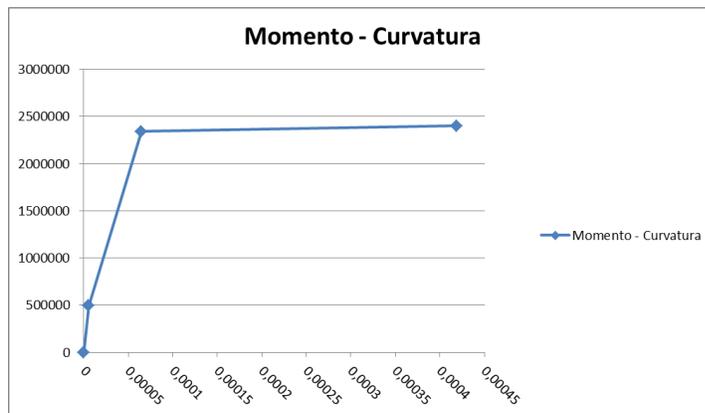
Tabla 4.7.1

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	10,398
As	14,398
As total	24,796
D	6,25



DATOS: MOMENTO - CURVATURA			
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)	
INICIO	0	0	
AGRIETAMIENTO	495389,158	5,521E-06	
FLUENCIA	2430640,12	6,5048E-05	
ULTIMA	2493404,93	0,00040665	

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	10,49
As	13,844
As total	24,334
D	6,49



DATOS: MOMENTO - CURVATURA			
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)	
INICIO	0	0	
AGRIETAMIENTO	493212,811	5,5335E-06	
FLUENCIA	2340800,59	6,4531E-05	
ULTIMA	2401725,81	0,00041905	

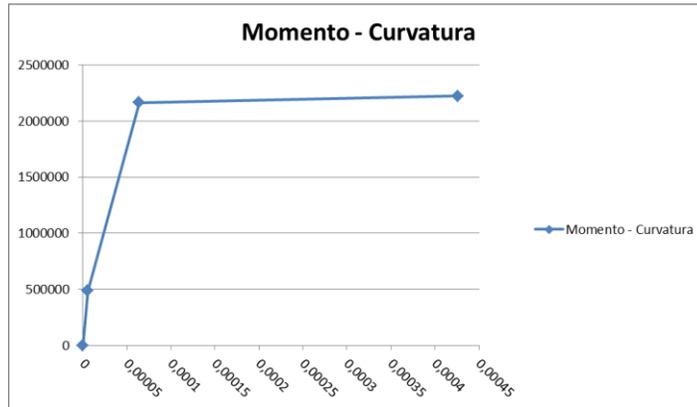
4.7.2 Modelo A

4.7.2.1 A-5g

- Piso 4:

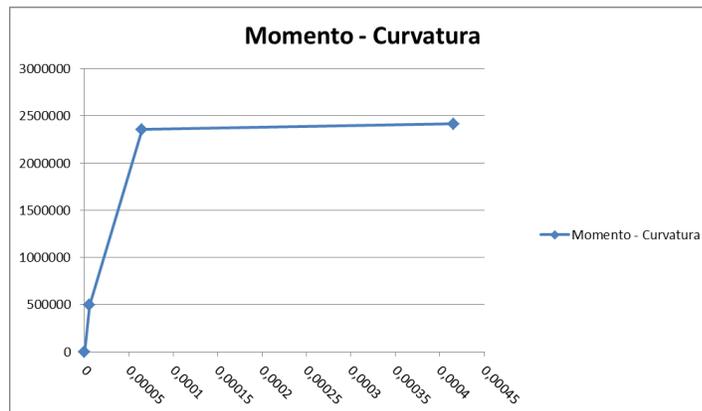
Tabla 4.7.2

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	8,776
As	12,784
As total	21,56
D	6,66



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	484410,817	5,5197E-06
FLUENCIA	2165720,25	6,4009E-05
ULTIMA	2224318,6	0,0004262

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	10,305
As	13,938
As total	24,243
D	6,42



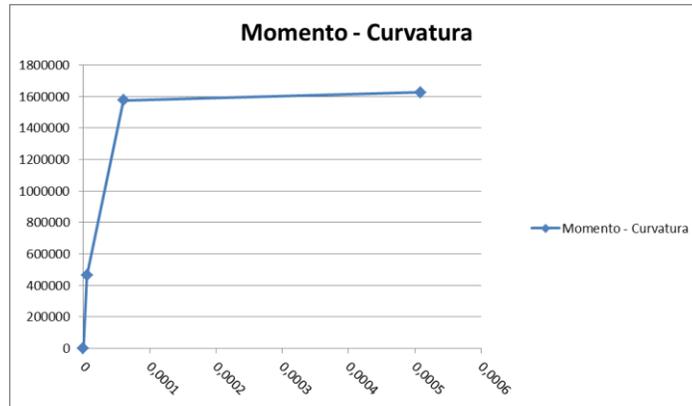
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	493167,205	5,528E-06
FLUENCIA	2355789,71	6,4663E-05
ULTIMA	2417132,47	0,00041534

4.7.2.3 A-15g

- **Piso 4:**

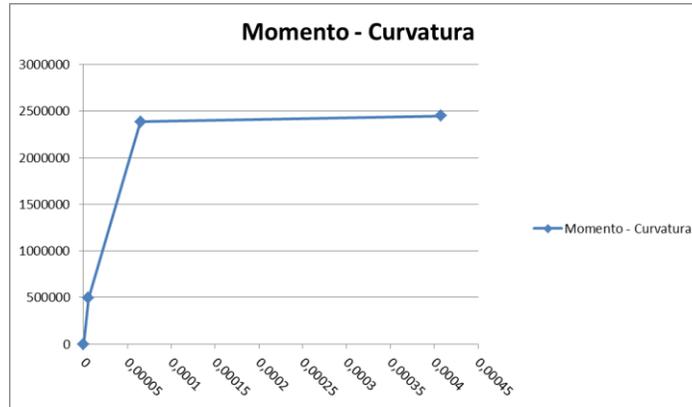
Tabla 4.7.3

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	7,151
As	9,204
As total	16,355
D	8,35



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	464757,594	5,5576E-06
FLUENCIA	1576893,51	6,0866E-05
ULTIMA	1625958,69	0,00050837

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,96
As	14,136
As total	24,096
D	6,28



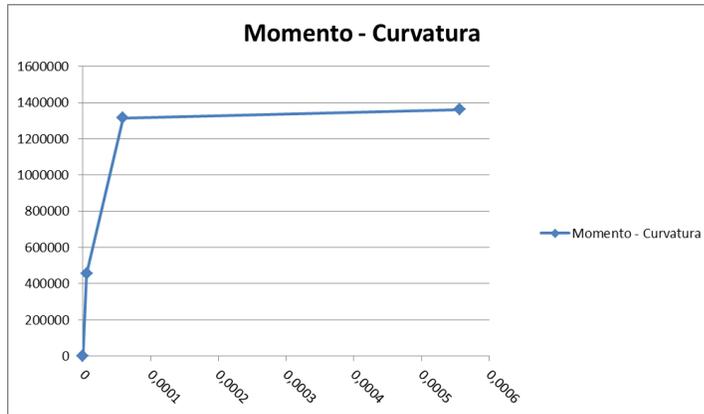
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	493176,727	5,5174E-06
FLUENCIA	2387373,6	6,4932E-05
ULTIMA	2449535,8	0,00040784

4.7.2.4 A-20g

- Piso 4:

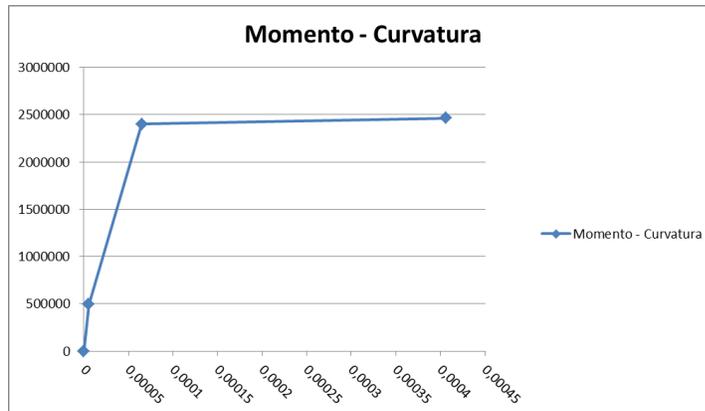
Tabla 4.7.4

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	6,342
As	7,634
As total	13,976
D	9,37



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	455835,876	5,5729E-06
FLUENCIA	1316001,59	5,9332E-05
ULTIMA	1361650,34	0,00055617

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,987
As	14,22
As total	24,207
D	6,25



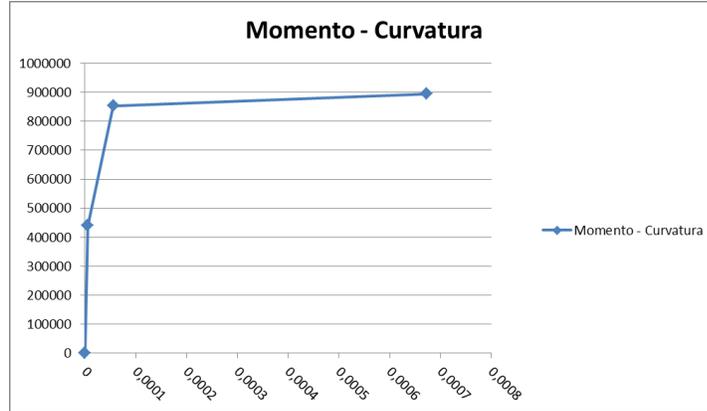
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	493606,451	5,5163E-06
FLUENCIA	2401049,97	6,5E-05
ULTIMA	2463461,8	0,00040634

4.7.2.5 A-25g

- **Piso 4:**

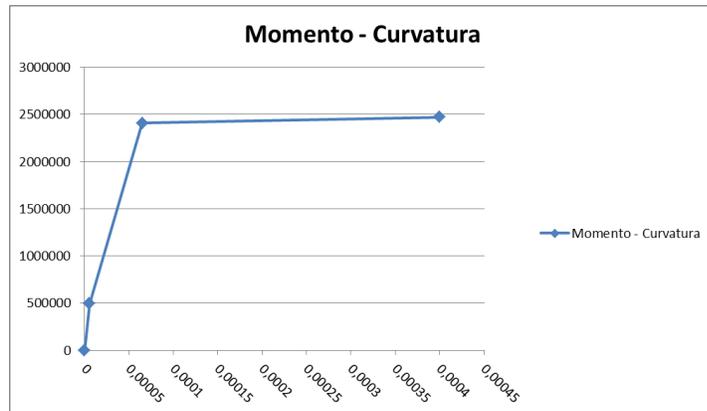
Tabla 4.7.5

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	4,884
As	4,885
As total	9,769
D	11,97



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	440015,369	5,6E-06
FLUENCIA	853948,827	5,6245E-05
ULTIMA	895691,447	0,00067304

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,403
As	14,263
As total	23,666
D	6,13



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	492351,411	5,5039E-06
FLUENCIA	2406987,71	6,5196E-05
ULTIMA	2469780,36	0,00039954

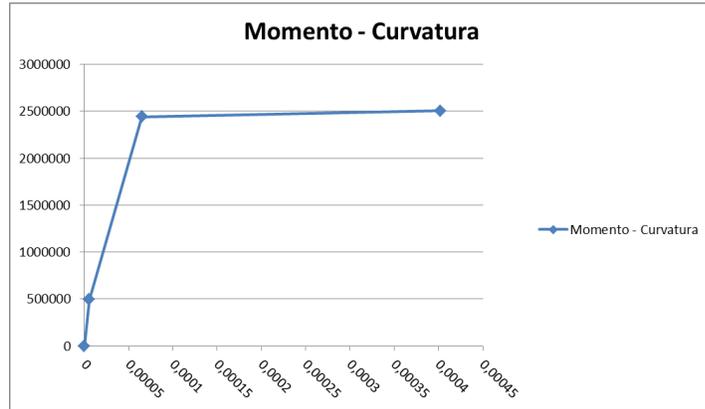
4.7.3 Modelo B

4.7.3.1 B-5g

- Piso 4:

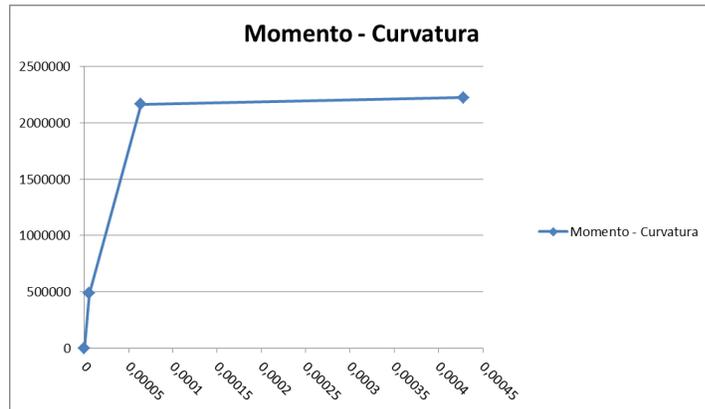
Tabla 4.7.6

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	10,101
As	14,478
As total	24,579
D	6,17



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	495002,02	5,5136E-06
FLUENCIA	2443090,85	6,5199E-05
ULTIMA	2506253,75	0,0004021

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	8,964
As	12,784
As total	21,748
D	6,69



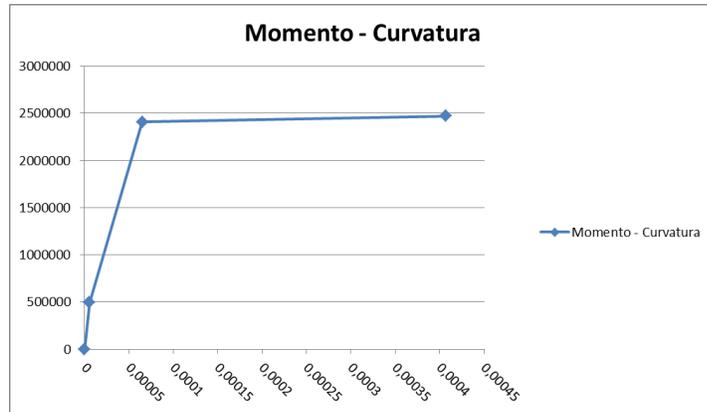
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	484869,425	5,5235E-06
FLUENCIA	2165988,96	6,396E-05
ULTIMA	2224478,16	0,00042804

4.7.3.2 B-10g

- **Piso 4:**

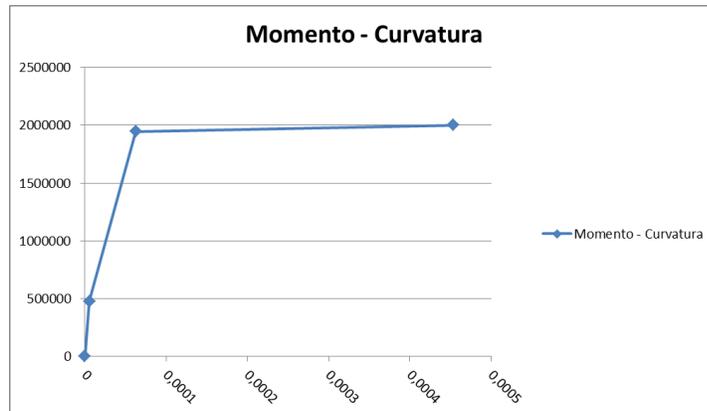
Tabla 4.7.7

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	10,157
As	14,266
As total	24,423
D	6,26



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	494224,249	5,5188E-06
FLUENCIA	2408806,68	6,4995E-05
ULTIMA	2471277,89	0,00040705

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	8,156
As	11,442
As total	19,598
D	7,21



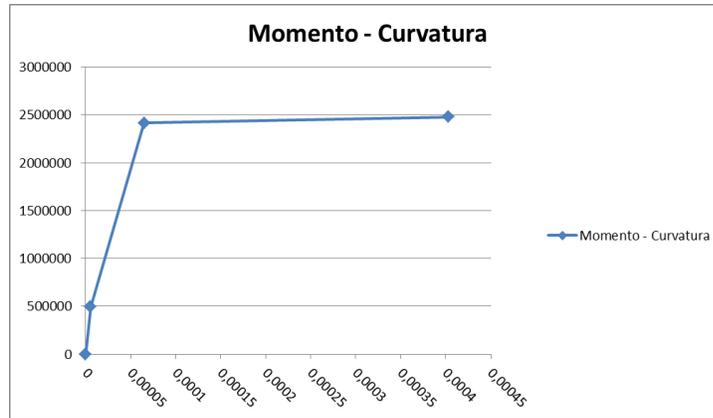
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	477045,635	5,5334E-06
FLUENCIA	1945825,98	6,2888E-05
ULTIMA	2000697,89	0,00045332

4.7.3.3 B-15g

- **Piso 4:**

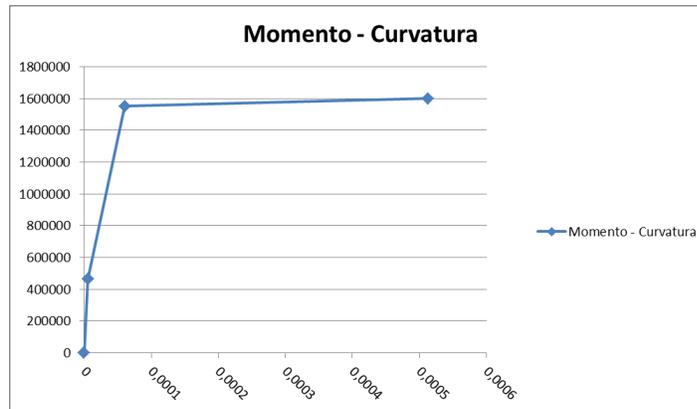
Tabla 4.7.8

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,869
As	14,314
As total	24,183
D	6,19



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	493721,543	5,5121E-06
FLUENCIA	2416089,35	6,5115E-05
ULTIMA	2478848,61	0,0004032

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	7,039
As	9,05
As total	16,089
D	8,44



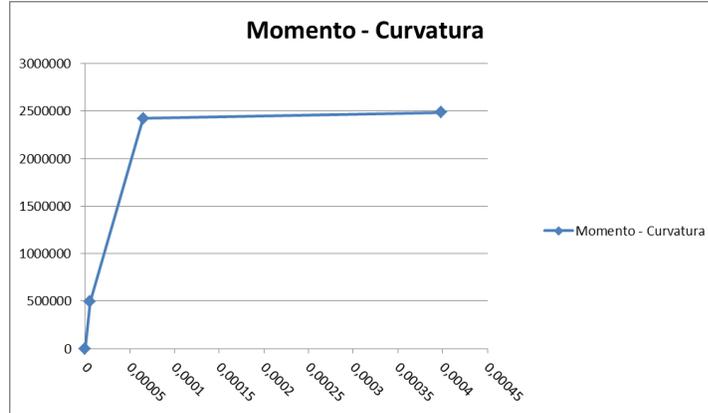
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	463807,099	5,5584E-06
FLUENCIA	1551363,71	6,0729E-05
ULTIMA	1600085,73	0,00051242

4.7.3.4 B-20g

- **Piso 4:**

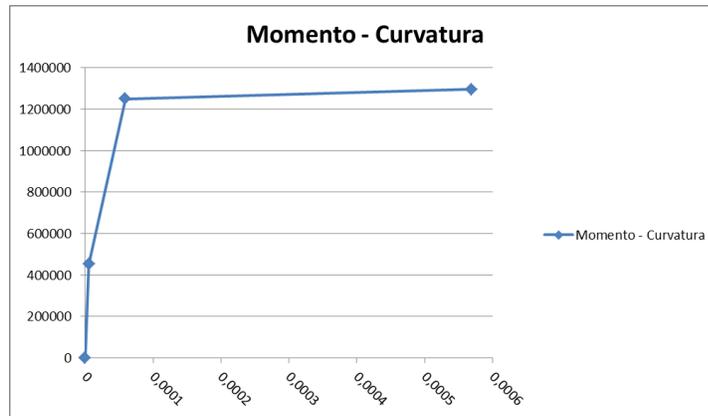
Tabla 4.7.9

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,54
As	14,371
As total	23,911
D	6,11



DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	493155,013	5,5045E-06
FLUENCIA	2424735,24	6,5256E-05
ULTIMA	2487800,85	0,00039867

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	5,807
As	7,24
As total	13,047
D	9,64



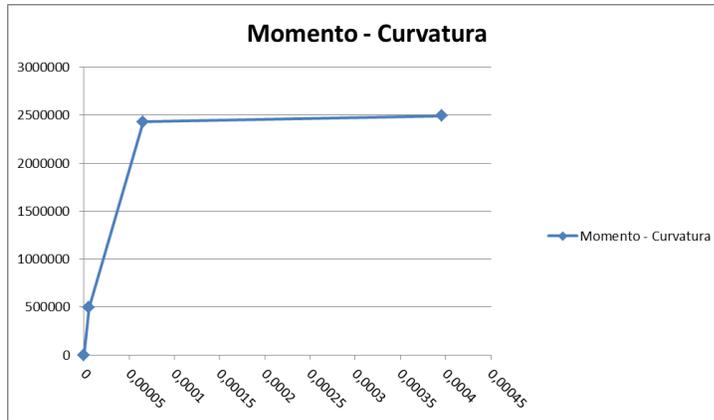
DATOS: MOMENTO - CURVATURA		
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)
INICIO	0	0
AGRIETAMIENTO	452816,39	5,5699E-06
FLUENCIA	1250165,41	5,8993E-05
ULTIMA	1295151,4	0,00056897

4.7.3.5 B-25g

- **Piso 4:**

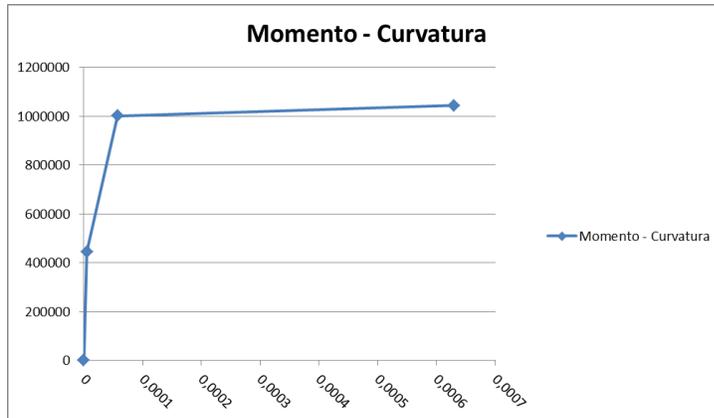
Tabla 4.7.10

Vigas en Tramos Laterales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	9,37
As	14,4
As total	23,77
D	6,07



DATOS: MOMENTO - CURVATURA			
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)	
INICIO	0	0	
AGRIETAMIENTO	492859,65	5,5006E-06	
FLUENCIA	2429118,7	6,5328E-05	
ULTIMA	2492327,33	0,00039629	

Vigas en Tramos Centrales	
MATERIALES	
f'c	250
fr	31,623
Ec	238751,963
e	0,00014
Fy	4200
Es	2039000
DIMENSIONES	
H	50
Recub.	5
B	30
d	45
d'	5
n	8,54
AREA DE ACERO	
A's	5,331
As	5,754
As total	11,085
D	11,00



DATOS: MOMENTO - CURVATURA			
ESTADO	Mu (kg/cm)	ϕ (rad/cm)	
INICIO	0	0	
AGRIETAMIENTO	444998,653	5,591E-06	
FLUENCIA	1000861,02	5,7294E-05	
ULTIMA	1043465,77	0,00063007	

4.8 Análisis Estático No – Lineal (PUSHOVER) en SAP2000

A continuación se presenta el procedimiento para la realización del análisis estático no lineal en el software de cálculo estructural SAP2000®.

El procedimiento presentado será implementado en cada uno de los modelos evaluados.

4.8.1 Definición de Espectro de Diseño

Previo a la realización del análisis pushover es necesario cargar en el modelo el espectro de diseño $R=1$ con el cual el software puede determinar el punto de desempeño real de la estructura.

Se define el espectro de diseño “Z5S3B1R1” de igual manera que fue definido el espectro de diseño para el análisis de la estructura.

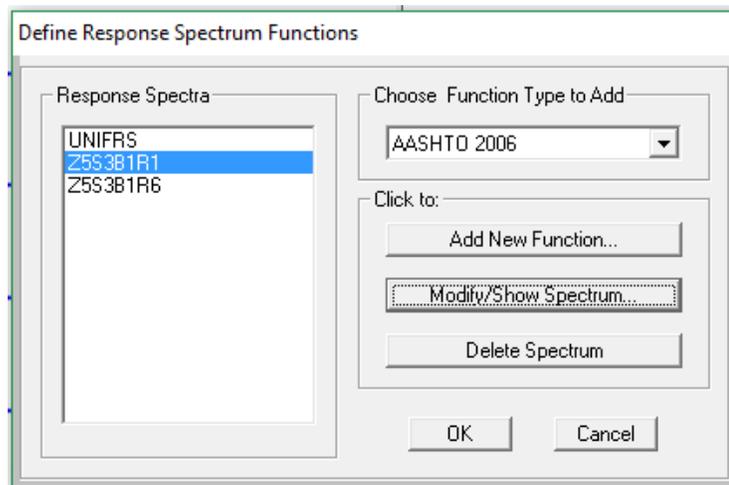


Figura 4.8.1 Definición del espectro de diseño R1

4.8.2 Definición de los Patrones de Carga CGNL y PUSHOVER

Se definen dos patrones de carga necesarios para el análisis estático no lineal. El primero será “CGNL” de tipo “Other” (Otro) donde se asignan las cargas gravitacionales que afectan a la estructura en este análisis. El segundo será “Pushover” de tipo “Other” (Otro) en el cual se asignan las cargas laterales que afectan a la estructura para el análisis no lineal.

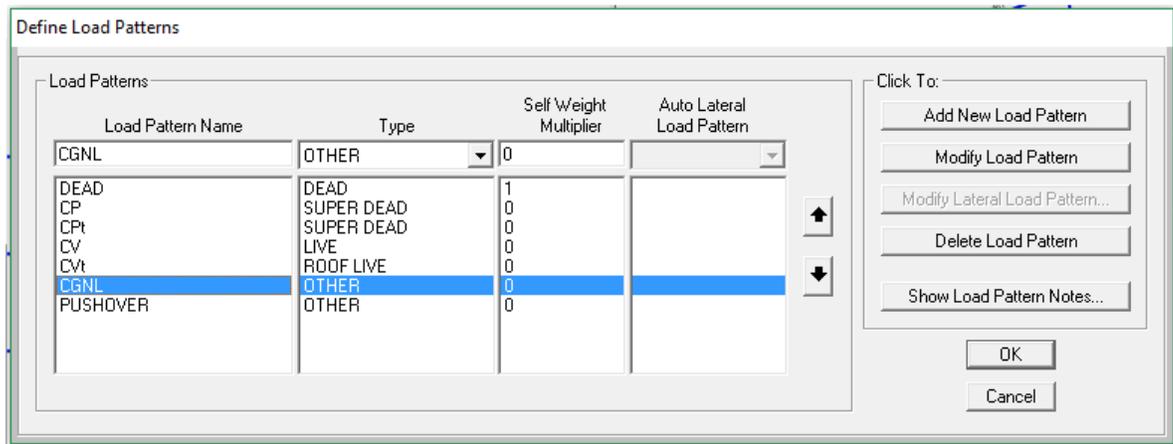


Figura 4.8.2 Definición de patrones de carga “CGNL” y PUSHOVER”

4.8.3 Definición de los Casos de Carga CGNL y PUSHOVER

Se definen las características específicas de los patrones de carga “CGNL” y “PUSHOVER” de la siguiente manera:

- CGNL: caso de carga estática no lineal, definida por cargas gravitacionales aplicadas, debido al tipo de edificación, tal como se muestra en la figura 4.8.3.1

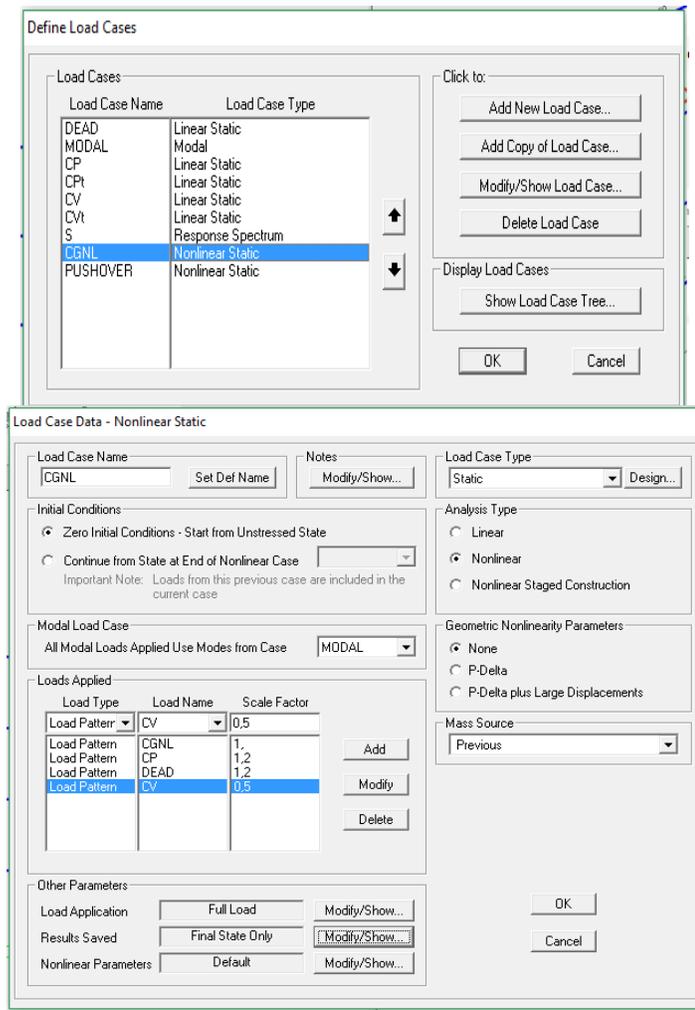


Figura 4.8.3.1 Definición de caso de carga CGNL

- PUSHOVER: caso de carga estática no lineal, definida por cargas laterales con control de aplicación de carga por desplazamiento, el cual iniciara a partir de las condiciones finales del caso de carga “CGNL”. Los parámetros restantes se definen tal como se muestran en la figura 4.8.3.2, figura 4.8.3.3, figura 4.8.3.4 y figura 4.8.3.5

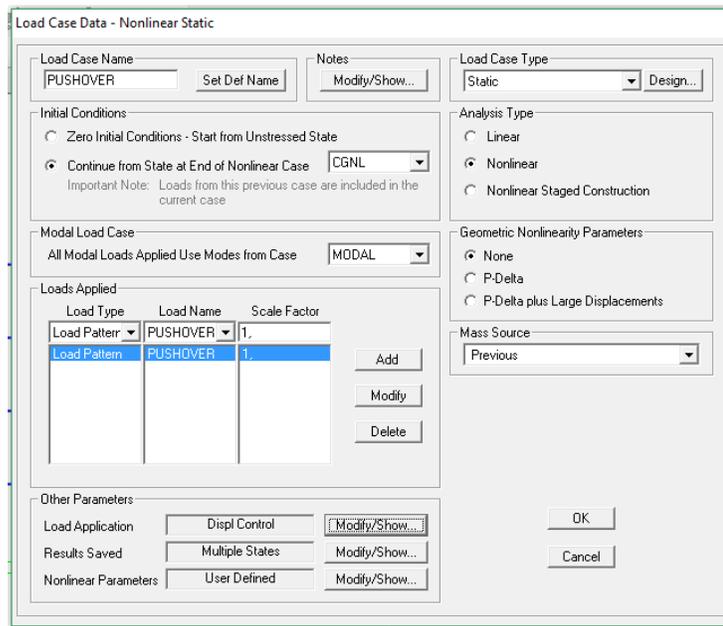


Figura 4.8.3.2 Definición de caso de carga Pushover

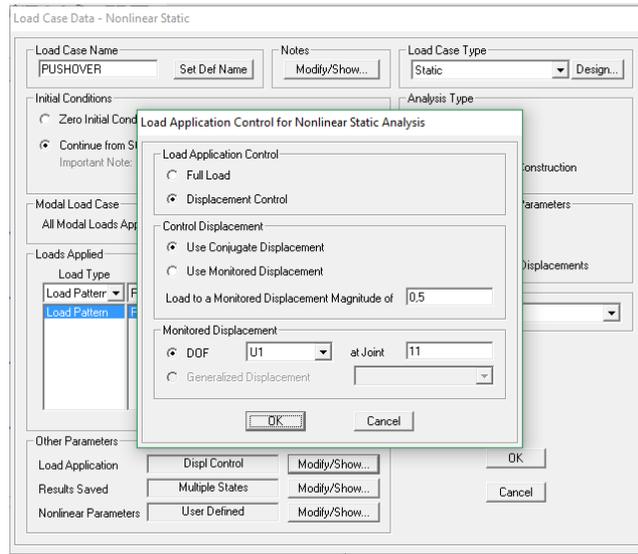


Figura 4.8.3.3 Definición de caso de carga Pushover

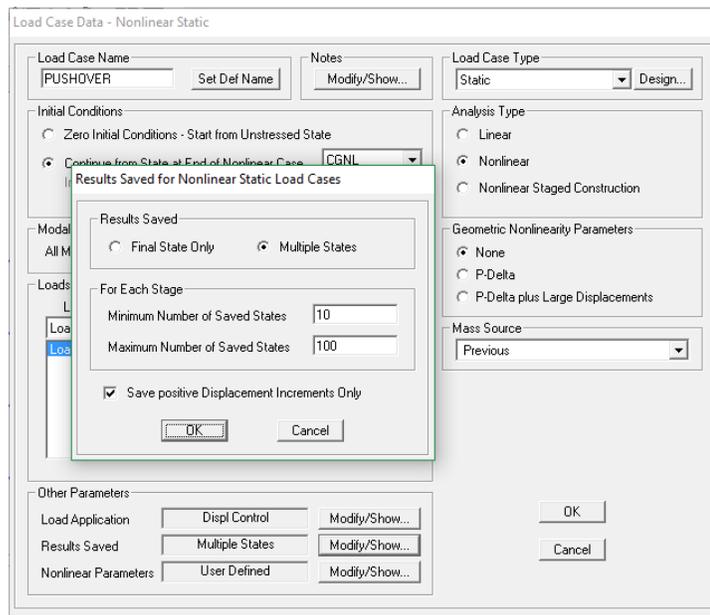


Figura 4.8.3.4 Definición de caso de carga Pushover

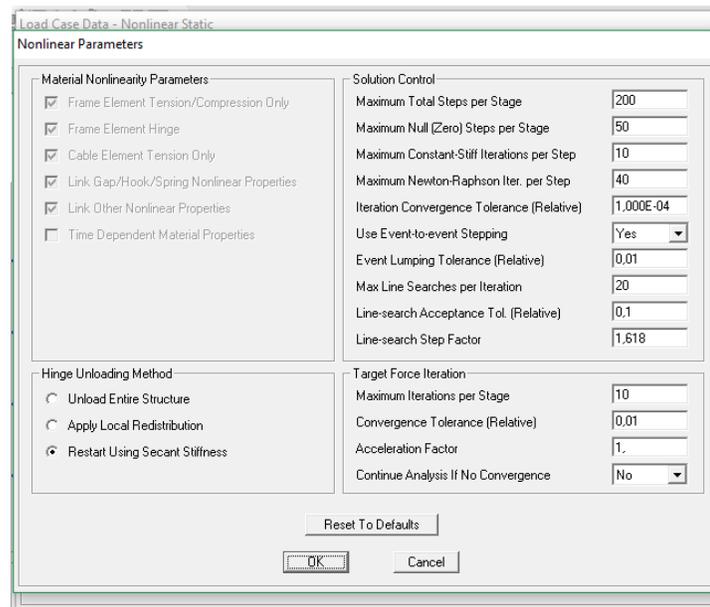


Figura 4.8.3.5 Definición de caso de carga Pushover

4.8.4 Asignación de las Cargas de Pushover

Para asignar las cargas laterales correspondiente al patrón de carga PUSHOVER se requiere determinar primeramente la magnitud de dichas cargas, las cuales varían por piso.

Para la determinación de las cargas laterales se tomó como criterio asignar magnitudes proporcionales a los valores de fuerza cortante por cada piso, en donde se normalizo tomando como fuerza unitaria la del primer piso y los pisos superiores con valores proporcionales dependientes de la magnitud normalizada del primer piso.

Una vez determinada la magnitud de las cargas laterales se procede a asignarlas a las juntas correspondientes por piso en dirección del eje global “X” como se muestra en la figura 4.8.4.1 y figura4.8.4.2.

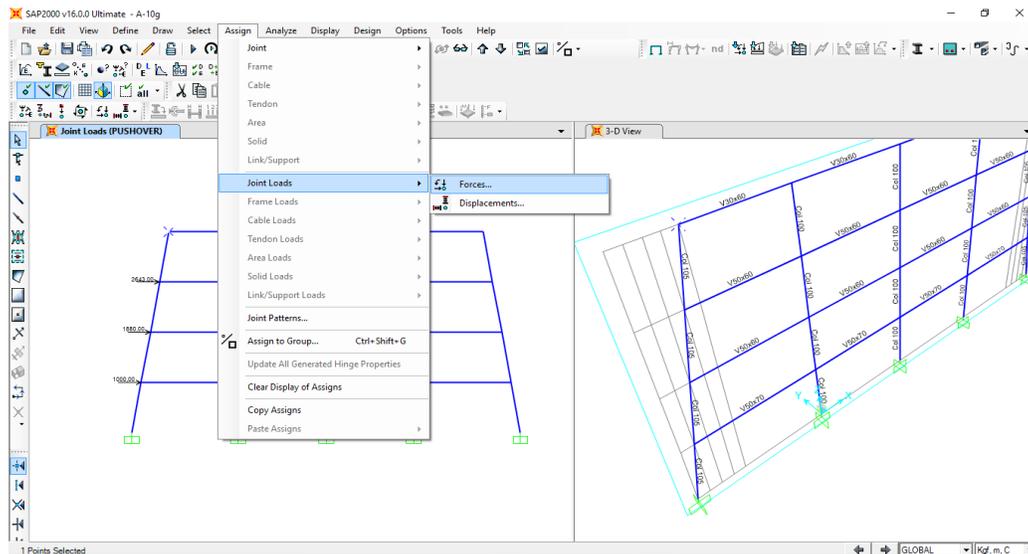


Figura 4.8.4.1 Asignación cargas laterales en juntas.

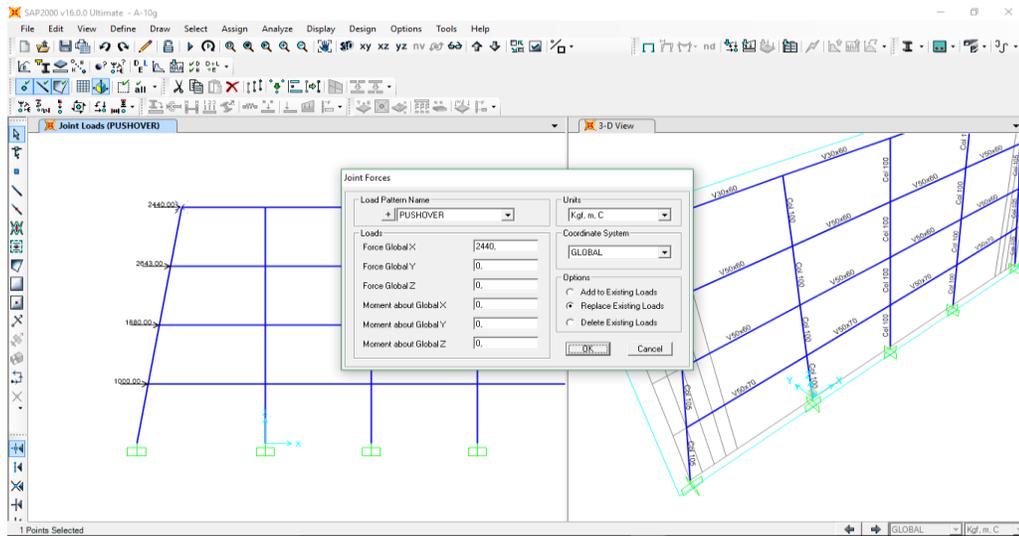


Figura 4.8.4.2 Asignación de cargas laterales de Pushover

4.8.5 Asignación de Rotulas Plásticas.

4.8.5.1 Rotulas plásticas en Vigas.

Para la asignación de las rotulas plásticas en vigas, según la forma de trabajo del software SAP2000®, se debe determinar la ubicación de dichas rotulas calculando la distancia relativa que responde a la siguiente ecuación:

$$c = \frac{a}{L_v} \times 100$$

Donde “c” es la distancia relativa de las rotulas plásticas; “a” corresponde a la distancia entre el eje y cara de columna; “L_v” representa la luz libre de la viga.

Una vez determinada la distancia relativa de las rotulas plásticas de las vigas del pórtico se procede a asignarlas. Se seleccionan todas las vigas del pórtico, se le asignan dos rotulas a cada extremo de la viga, tomando en cuenta la distancia relativa, y se definen los parámetros que rigen el comportamiento de la misma.

Las rotulas plásticas se rigen bajo la norma FEMA 356, tabla 6-7 (Vigas de concreto-Flexión) ítem i, tipo de componente “primario”, grado de libertad M3,

tomando valores de “V” del caso de carga “CGNL” como se muestra en la figura 4.8.5.1.2

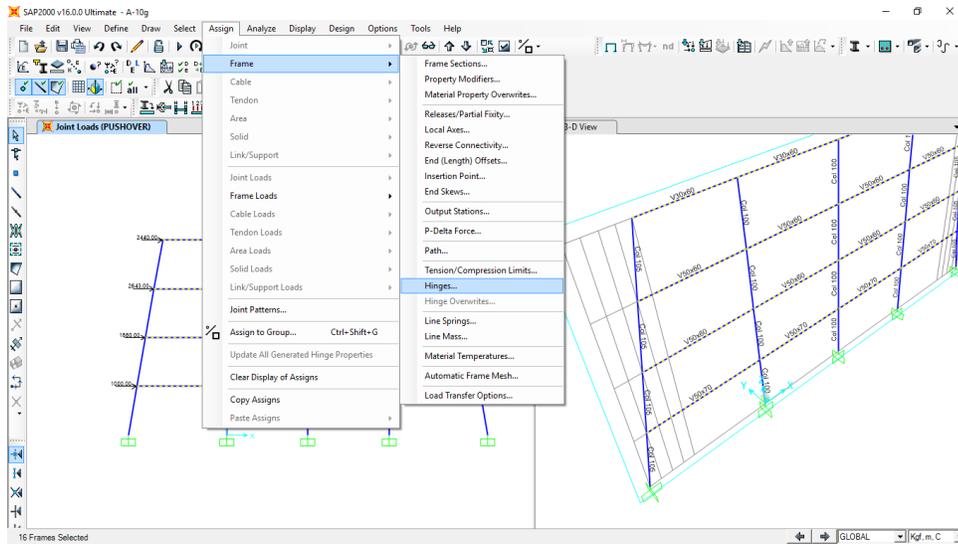


Figura 4.8.5.1.1 Listado de asignación de rotulas en vigas.

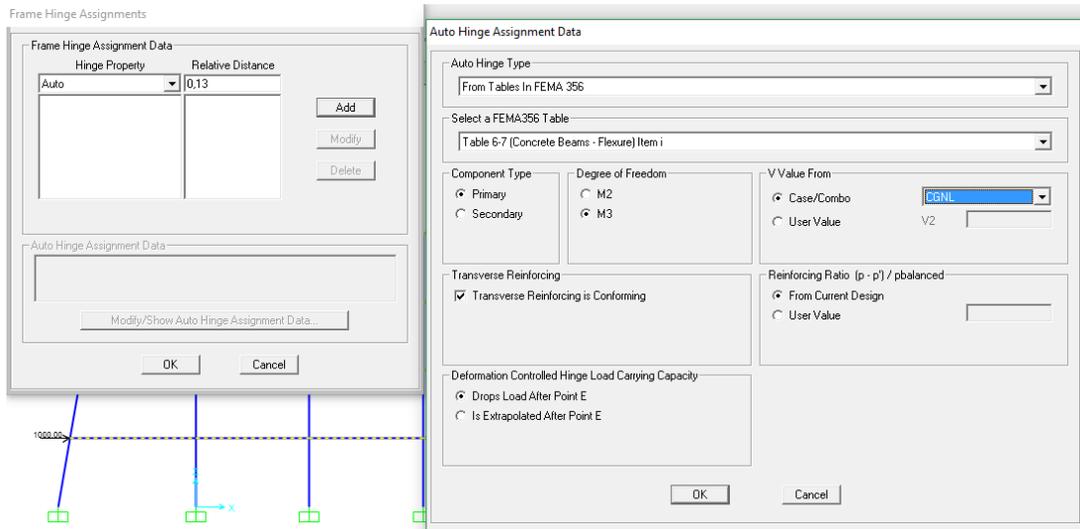


Figura 4.8.5.1.2 Definición de rotulas plásticas en vigas.

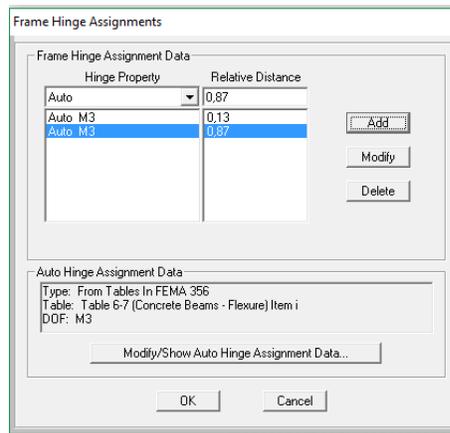


Figura 4.8.5.1.3 Asignación de rotulas en vigas

4.8.5.2 Rotulas Plásticas en Columnas.

Para la asignación de las rotulas plásticas en columnas, se debe determinar la ubicación de dichas rotulas, en este caso se considera alrededor de un 10% de la altura de la columna.

Considerando el criterio anterior expuesto se procede a la asignación de las rotulas plásticas de las columnas del pórtico. Se seleccionan todas las columnas del pórtico, se le asignan dos rotulas a cada extremo de la columnas, tomando en cuenta la distancia relativa, y se definen los parámetros que rigen el comportamiento de la misma.

Las rotulas plásticas se rigen bajo la norma FEMA 356, tabla 6-8 (Columnas de concreto-Flexión) item i, tipo de componente “primario”, grado de libertad P-M3, tomando valores de “P” y “V” del caso de carga “PUSHOVER” como se muestra en la figura 4.8.5.2.1

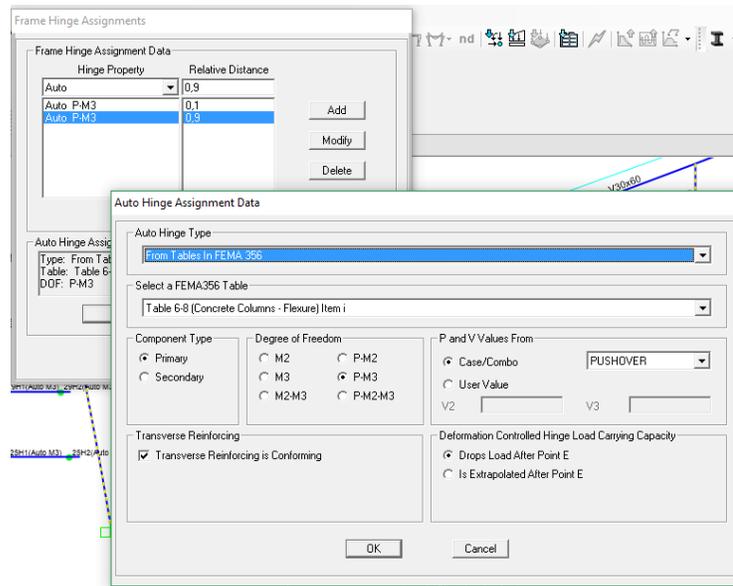


Figura 4.8.5.2.1 Asignación de rotulas plásticas en columnas.

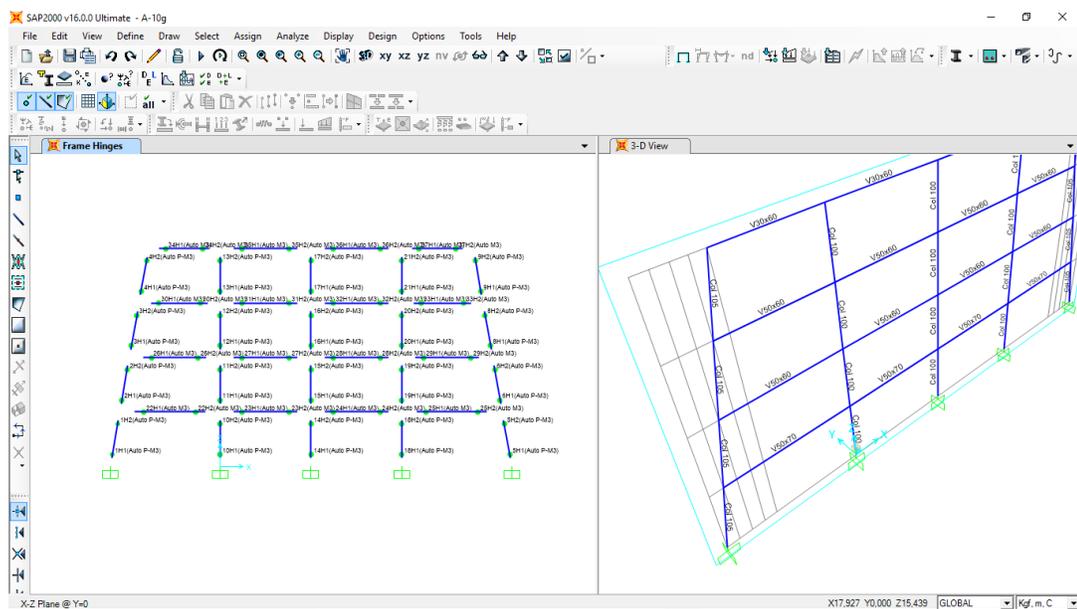


Figura 4.8.5.2.2 Rotulas plásticas asignadas.

4.8.6 Definición del Espectro de Capacidad del Conjunto de Parámetros Pushover.

Es importante definir el espectro de capacidad con el cual trabajara el software, debido a que los datos por defecto que se tienen definido no representa las características y condiciones del terreno y edificación tal como lo están definido en la normativa venezolana Norma COVENIN 1756-2001.

Para ello se procede a definir, en el conjunto de parámetros Pushover, el espectro de capacidad ATC 40 como el espectro de diseño bajo condiciones de $R=1$, en este caso en particular se asignara el espectro “Z5S3B1R1” considerando un factor de escala “SF” igual al valor de la gravedad $9,81 \text{ m/s}^2$.

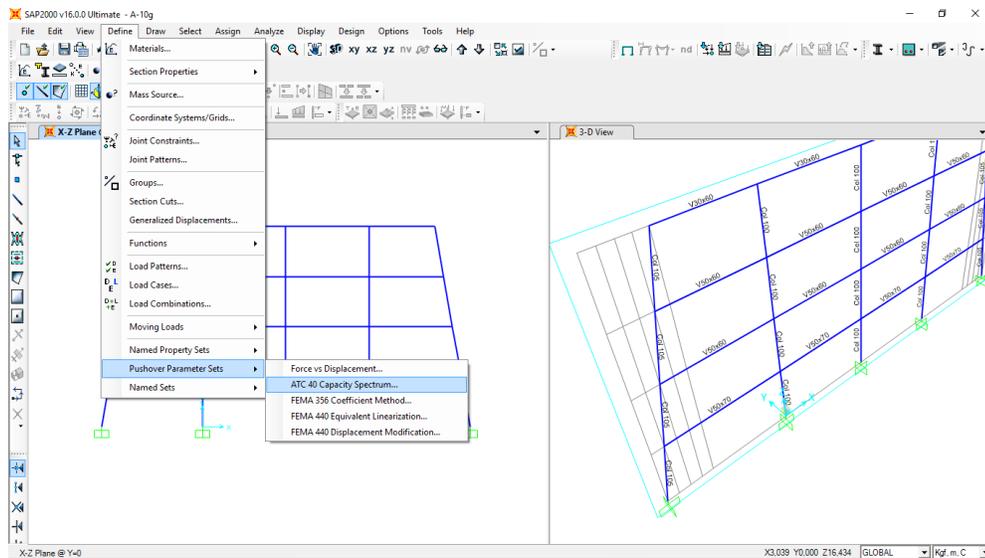


Figura 4.8.6.1 Definición del espectro de capacidad ATC 40

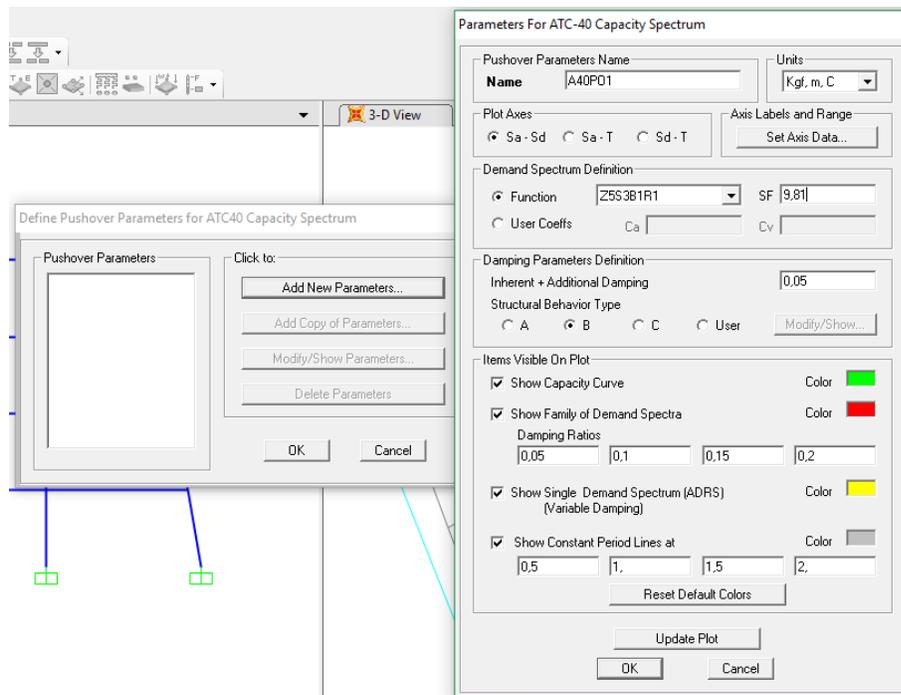


Figura 4.8.6.2 Asignacion del espectro R=1

4.8.7 Correr Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER).

Debido a que el modelo analizado consiste en un pórtico en dos dimensiones, se debe cerciorar que el análisis a realizarse sea en el plano “XY”. Posteriormente se verifica la habilitación de cada caso de carga a estudiar y se procede a ejecutar el análisis estático no lineal.

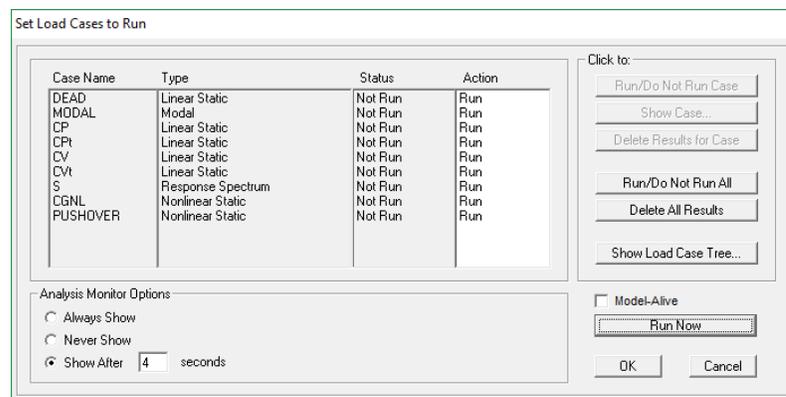


Figura 4.8.7 Ejecutar análisis estático no lineal.

comportamiento de las rotulas plásticas en cada paso del análisis hasta su punto de colapso. A partir de ello se pueden obtener los datos de deformación, derivas, solicitaciones de cada junta o elemento, etc.

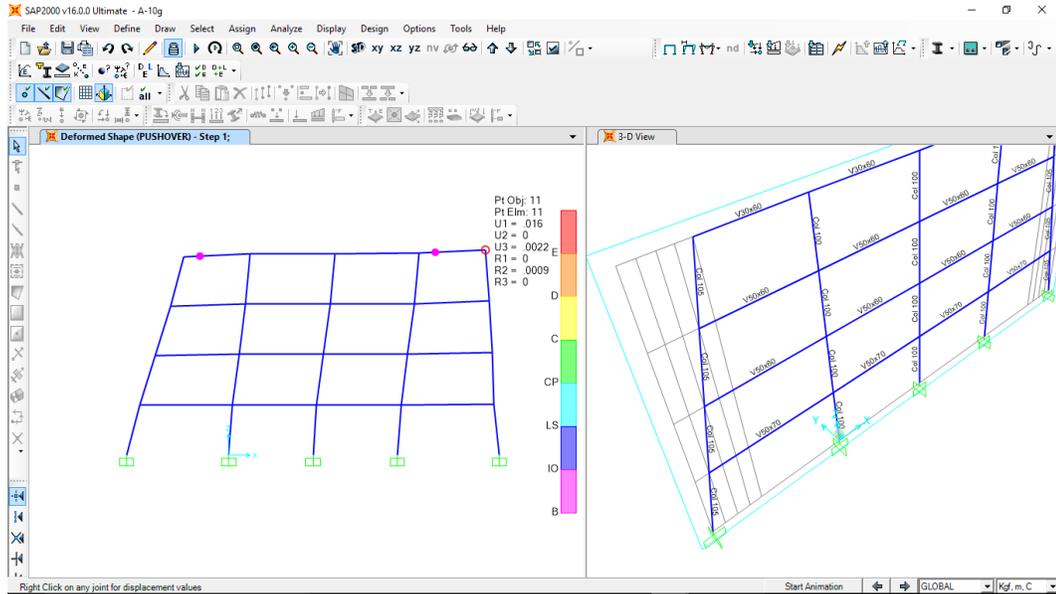


Figura 4.8.8.1.2.1 Deformada del caso de carga PUSHOVER, paso 1.

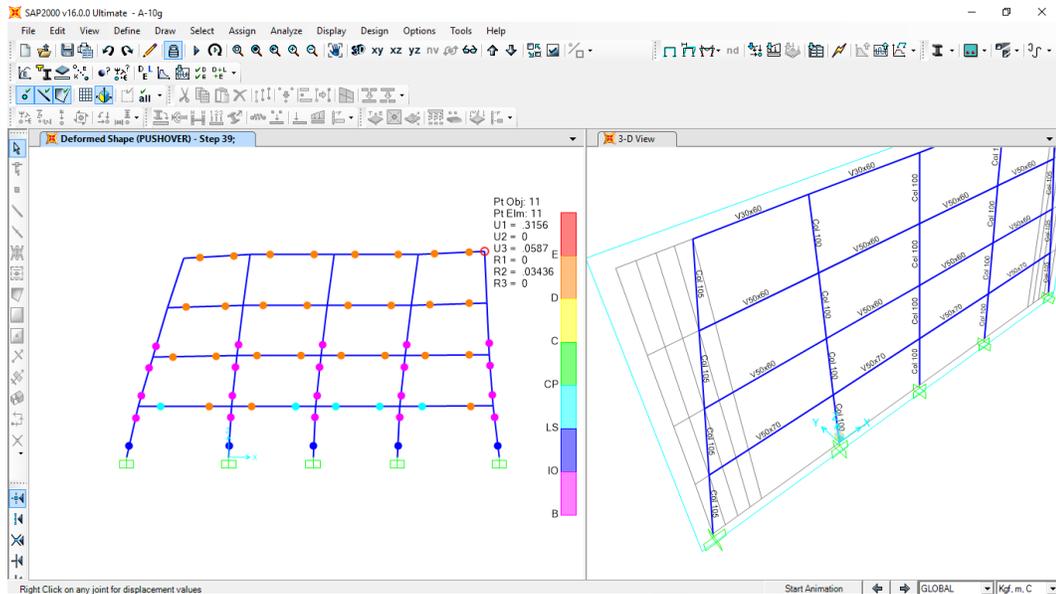


Figura 4.8.8.1.2.2 Deformada del caso de carga PUSHOVER, paso 39.

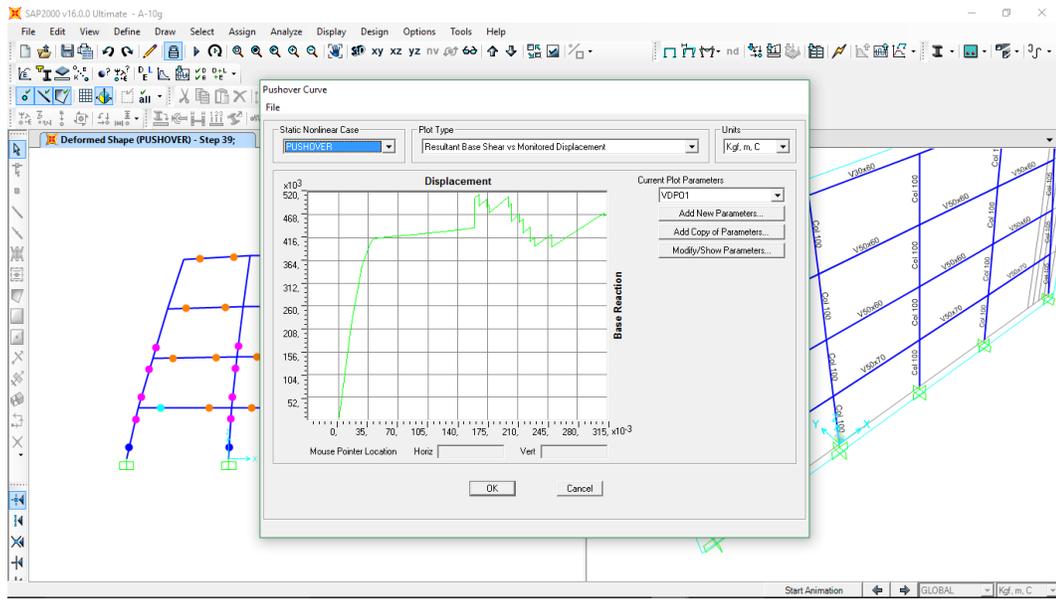


Figura 4.8.8.2.2 Curva esfuerzo vs deformación.

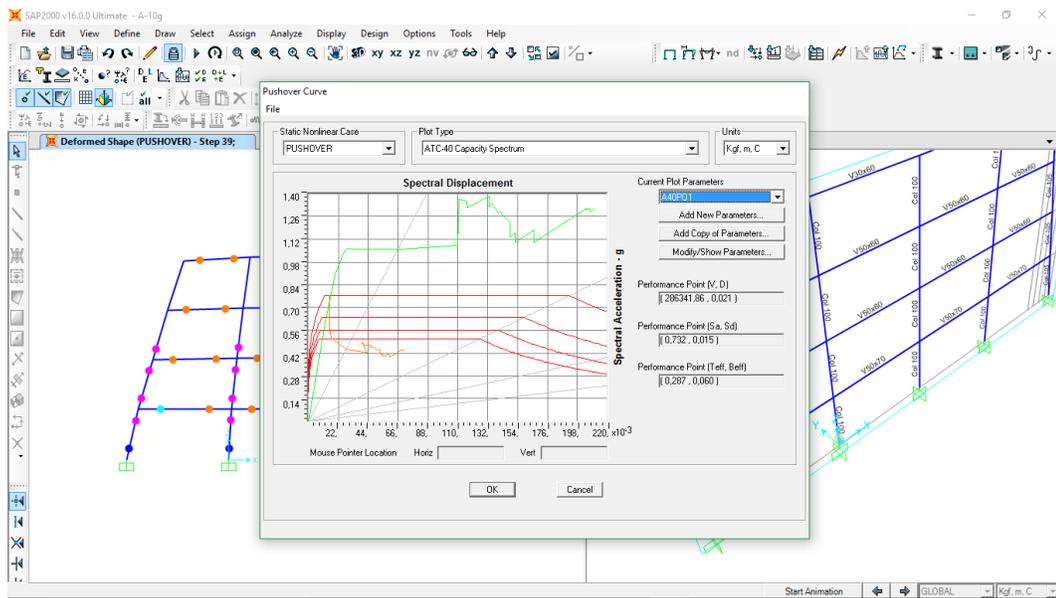


Figura 4.8.8.2.2 Curva “ATC 40 Capacity Spectrum” & punto de desempeño.

4.9 Fuerzas Laterales PUSHOVER

Haciendo uso de la aplicación del procedimiento expuesto en el punto 4.8 de este capítulo, y en la utilización de las ecuaciones:

$$Fuerza\ Lateral = V_i - V_{i+1} \quad \therefore \quad Fuerza_{Normalizado} = \frac{Fuerza\ Lateral_i}{Fuerza\ Lateral_1}$$

A continuación se presentaran las fuerzas PUSHOVER aplicadas por piso de cada pórtico evaluado.

MODELO 0g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	44409,84	5225,66	1000
P2	39184,18	9946,504	1903
P3	29237,676	14594,659	2793
P4	14643,017	14643,017	2802

Tabla 4.9.1

MODELO A-5g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	45203,15	5457,53	1000
P2	39745,62	10352,742	1897
P3	29392,878	14981,337	2745
P4	14411,541	14411,541	2641

Tabla 4.9.2

MODELO A-10g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	46974,11	5896,3	1000
P2	41077,81	11090,032	1881
P3	29987,778	15585,126	2643
P4	14402,652	14402,652	2443

Tabla 4.9.3

MODELO A-15g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	48692,57	6473,56	1000
P2	42219,01	11768,529	1818
P3	30450,481	16219,148	2505
P4	14231,333	14231,333	2198

Tabla 4.9.4

MODELO A-20g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	50022,67	6991,44	1000
P2	43031,23	12866,296	1840
P3	30164,934	16863,561	2412
P4	13301,373	13301,373	1903

Tabla 4.9.5

MODELO A-25g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	53173,29	8014,83	1000
P2	45158,46	14400,999	1797
P3	30757,461	18058,356	2253
P4	12699,105	12699,105	1584

Tabla 4.9.6

MODELO B-5g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	44863,24	5491,32	1000
P2	39371,92	10357,777	1886
P3	29014,143	14858,643	2706
P4	14155,5	14155,5	2578

Tabla 4.9.7

MODELO B-10g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	48257,08	6299,03	1000
P2	41958,05	10882,049	1728
P3	31076,001	15742,299	2499
P4	15333,702	15333,702	2434

Tabla 4.9.8

MODELO B-15g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	48295,08	6646,51	1000
P2	41648,57	11245,464	1692
P3	30403,106	16046,359	2414
P4	14356,747	14356,747	2160

Tabla 4.9.9

MODELO B-20g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	48921,68	7179,94	1000
P2	41741,74	11972,898	1668
P3	29768,842	16522,68	2301
P4	13246,162	13246,162	1845

Tabla 4.9.10

MODELO B-25g			
CORTE POR NIVEL		FUERZAS LATERALES	NORMALIZANDO
P1	51398,76	8011,44	1000
P2	43387,32	13406,237	1673
P3	29981,083	17471,395	2181
P4	12509,688	12509,688	1561

Tabla 4.9.11

4.10 Representación y Formación de Rotulas Plásticas

A través de la aplicación del método estático no lineal (PUSHOVER) se logra visualizar la formación de las rotulas plásticas y el nivel de daño en el que se encuentran a cada paso de la aplicación del método.

Modelo Patrón 0°

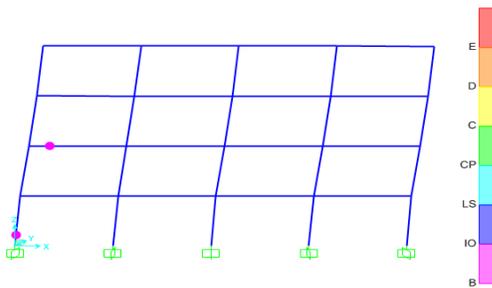


Figura 4.10.1 (Step 1).

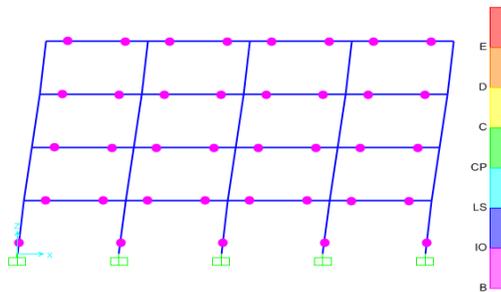


Figura 4.10.2 (Step 5).

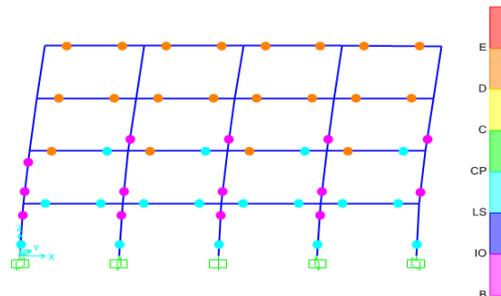


Figura 4.10.3 (Step 10).

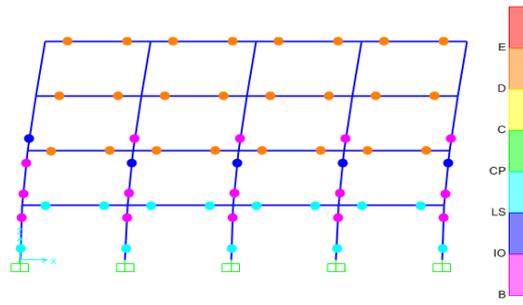


Figura 4.10. 4 (Step 15)

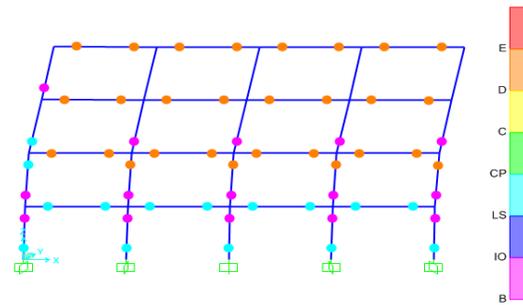


Figura 4.10. 5 (Step 20. Ultimo).

Modelo A-5°

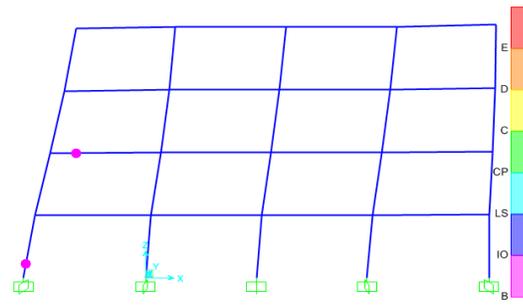


Figura 4.10. 6 (Step 1).

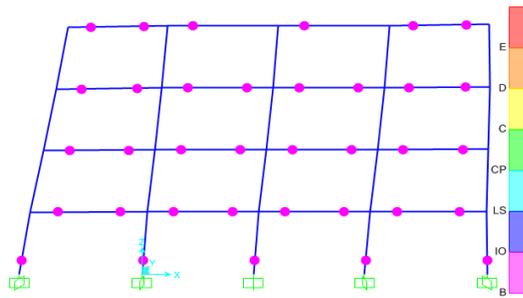


Figura 4.10.7 (Step 5).

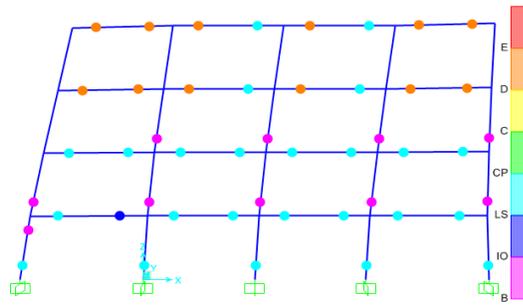


Figura 4.10.8 (Step 10).

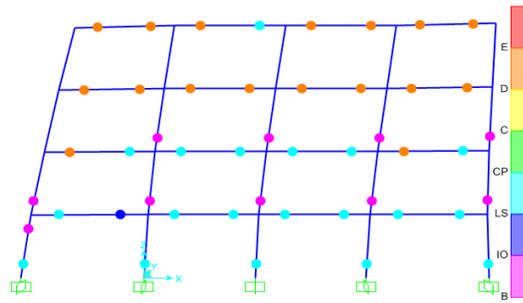


Figura 4.10.9 (Step 15).

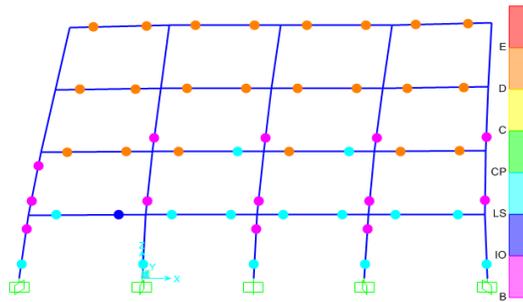


Figura 4.10.10 (Step 20).

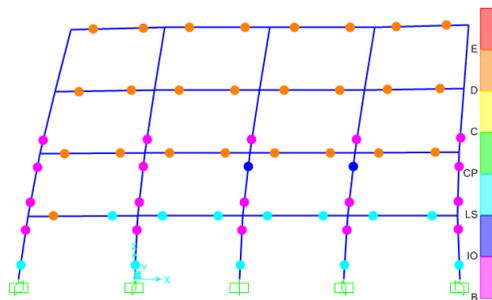


Figura 4.10.11 (Step 25).

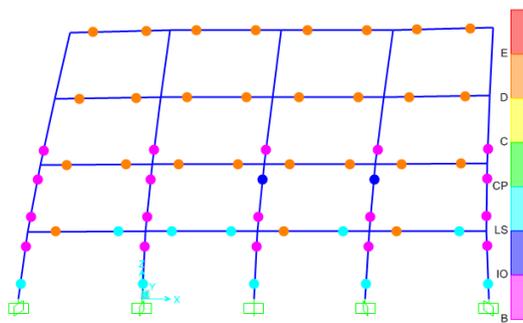


Figura 4.10.12 (Step 26. Ultimo).

Modelo A-10°

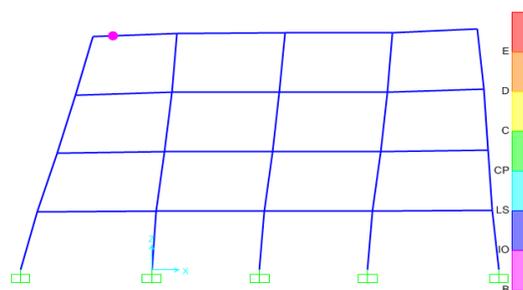


Figura 4.10.13 (Step 1).

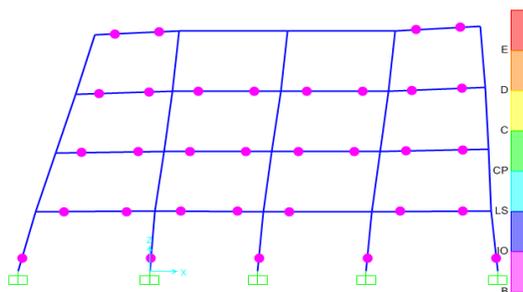


Figura 4.10.14 (Step 5).

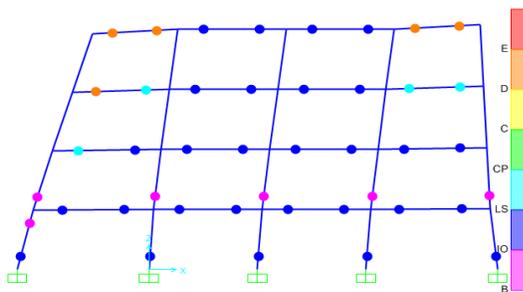


Figura 4.10.15 (Step 10).

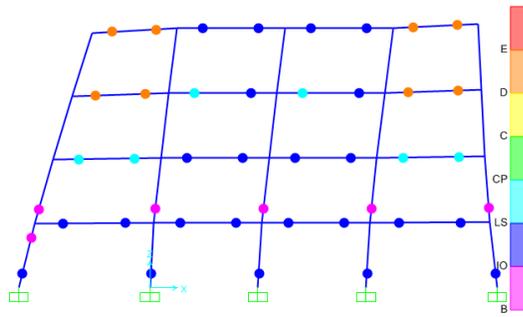


Figura 4.10.16 (Step 15).

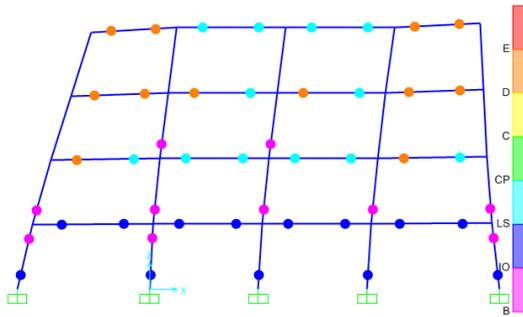


Figura 4.10.17 (Step 20).

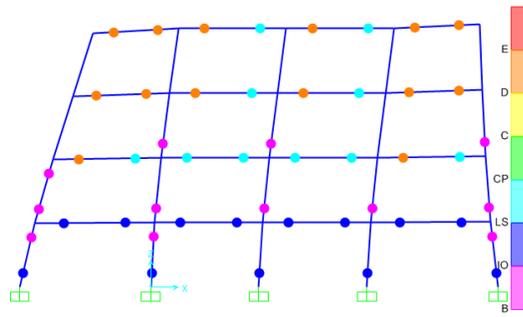


Figura 4.10.18 (Step 25).

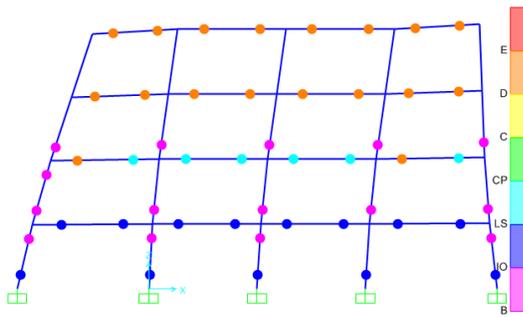


Figura 4.10.19 (Step 30).

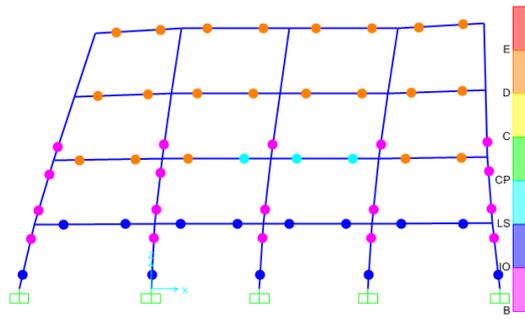


Figura 4.10.20 (Step 35).

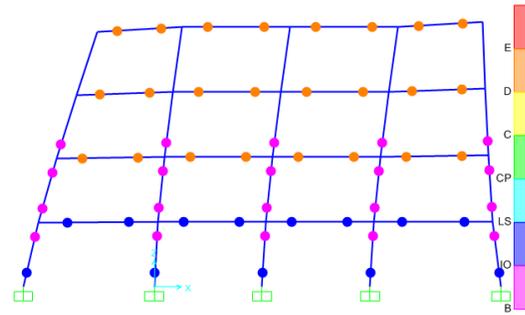


Figura 4.10.21 (Step 40. Ultimo).

Modelo A-15°

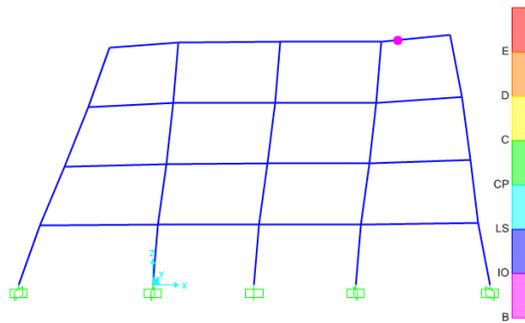


Figura 4.10.22 (Step 1).

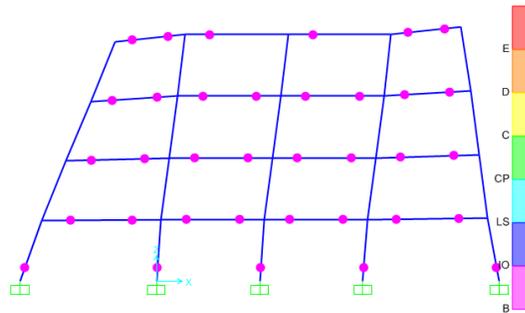


Figura 4.10.23 (Step 5).

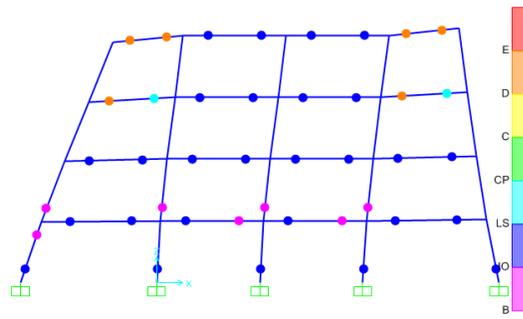


Figura 4.10.24 (Step 10).

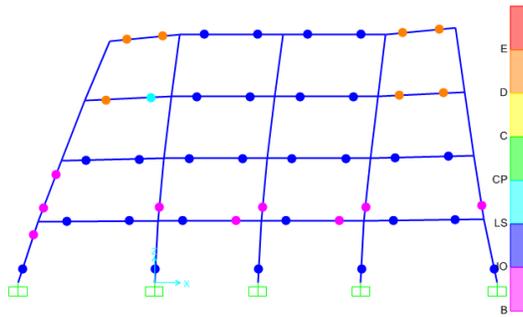


Figura 4.10.25 (Step 15).

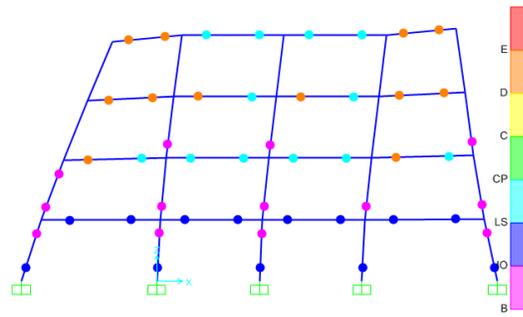


Figura 4.10.26 (Step 20).

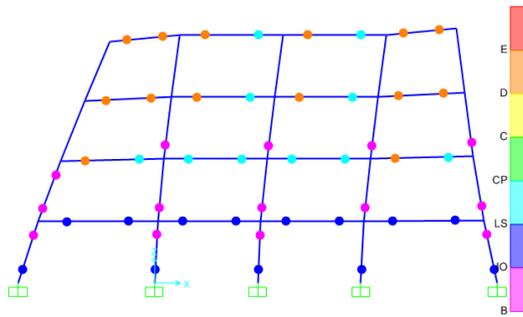


Figura 4.10.27 (Step 25).

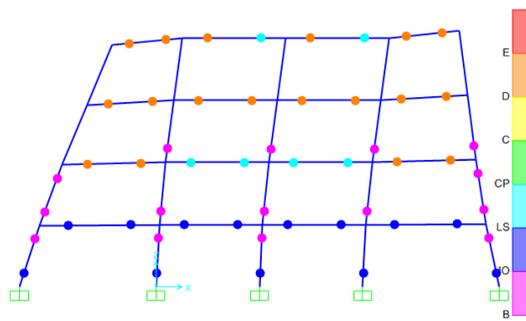


Figura 4.10.28 (Step 30).

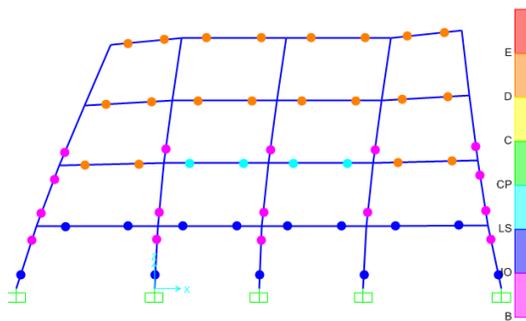


Figura 4.10.29 (Step 35).

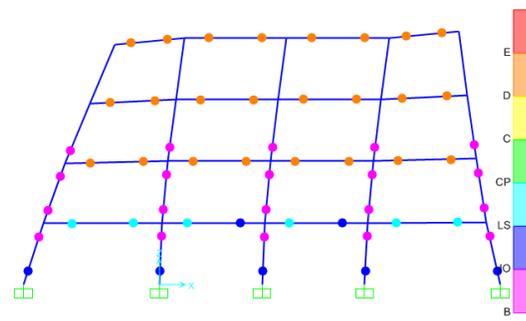


Figura 4.10.30 (Step 40).

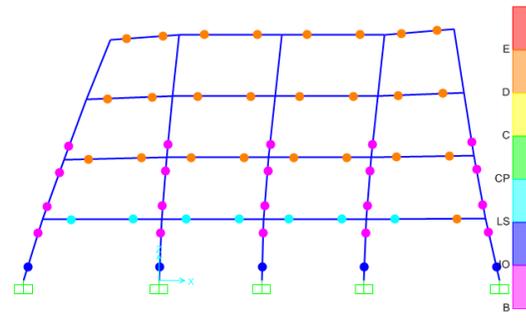


Figura 4.10.31 (Step 42. Ultimo).

Modelo A-20°

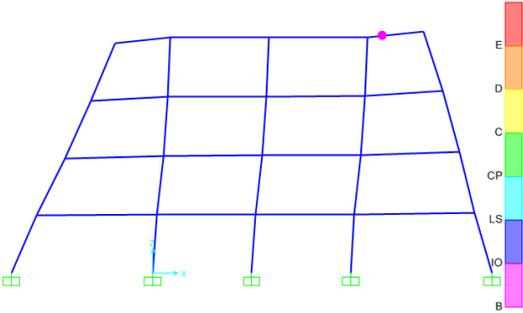


Figura 4.10.32 (Step 1).

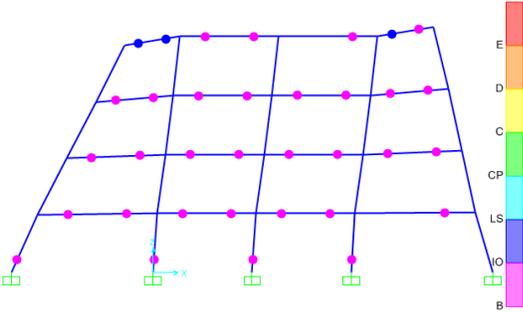


Figura 4.10.33 (Step 5).

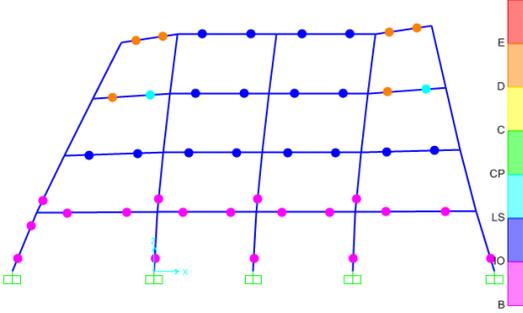


Figura 4.10.34 (Step 10).

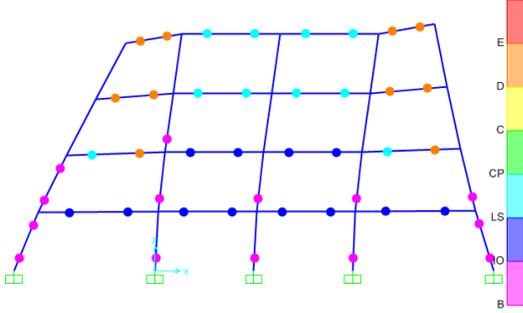


Figura 4.10.35 (Step 15).

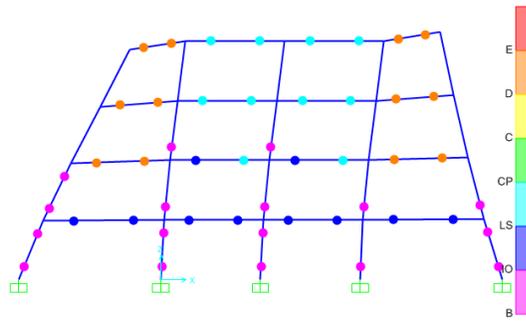


Figura 4.10.36 (Step 20).

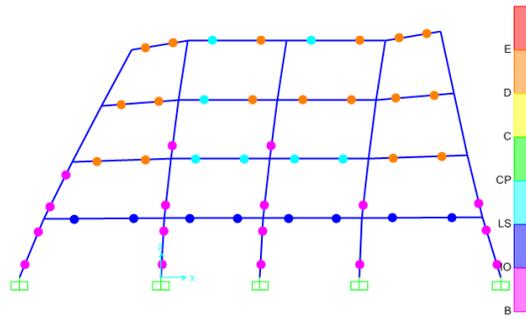


Figura 4.10.37 (Step 25).

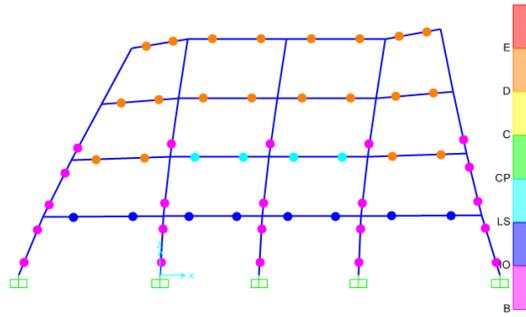


Figura 4.10.38 (Step 30).

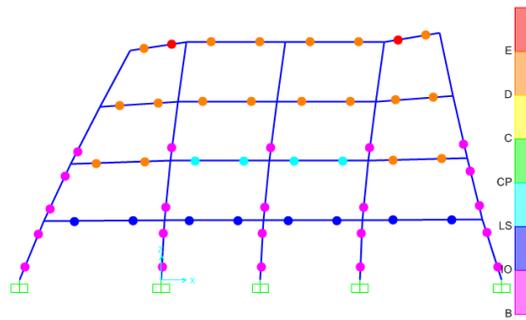


Figura 4.10.39 (Step 35).

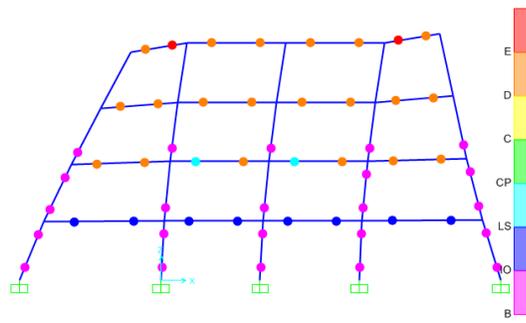


Figura 4.10.40 (Step 40).

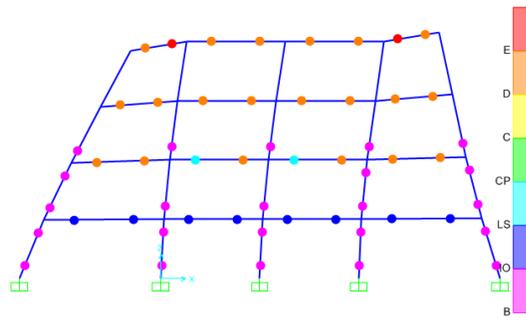


Figura 4.10.41 (Step 41. Ultimo)

Modelo A-25°

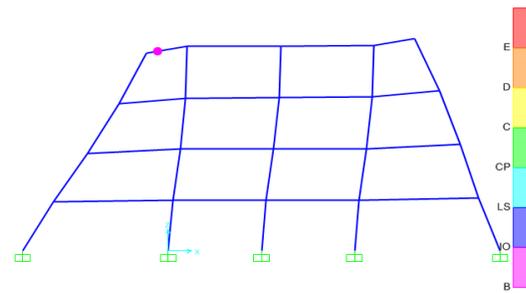


Figura 4.10.42. (Step 1).

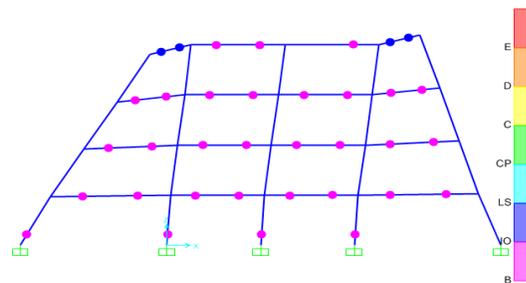


Figura 4.10.43 (Step 5).

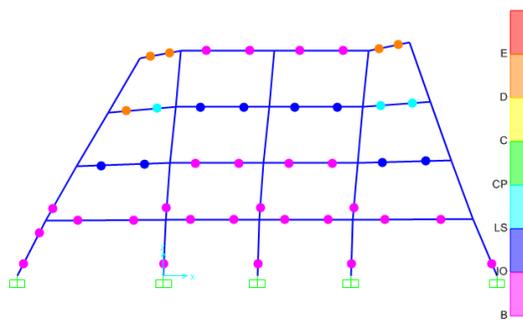


Figura 4.10.44 (Step 10).

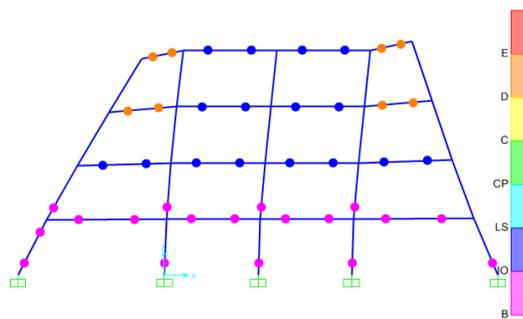


Figura 4.10.45 (Step 15).

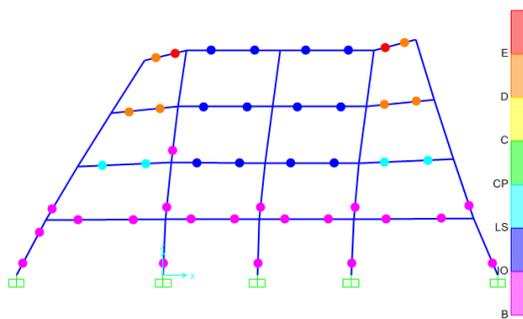


Figura 4.10.46 (Step 20).

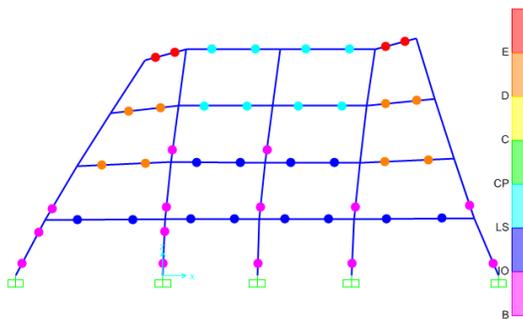


Figura 4.10.47 (Step 25).

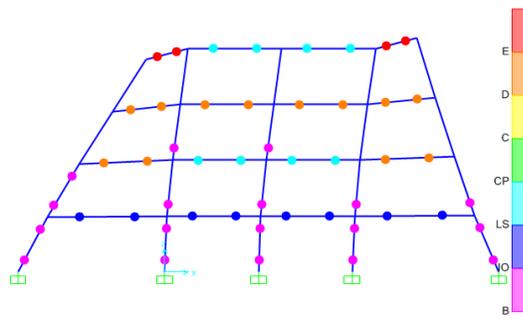


Figura 4.10.48 (Step 30).

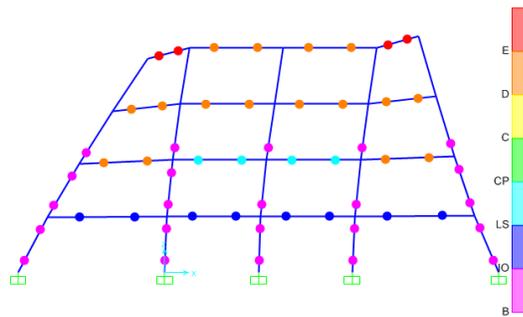


Figura 4.10.49 (Step 35).

Modelo B-5°

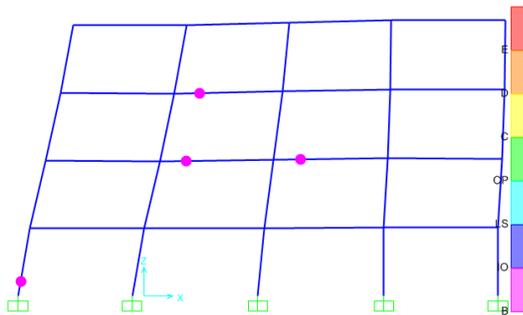


Figura 4.10.50 (Step 1).

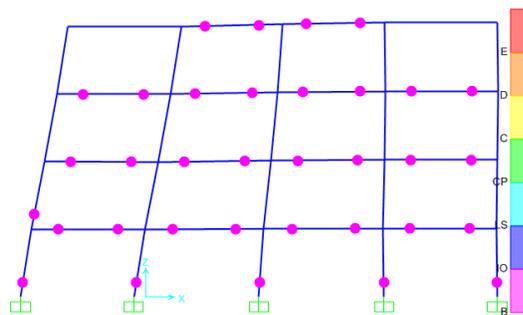


Figura 4.10.51 (Step 5).

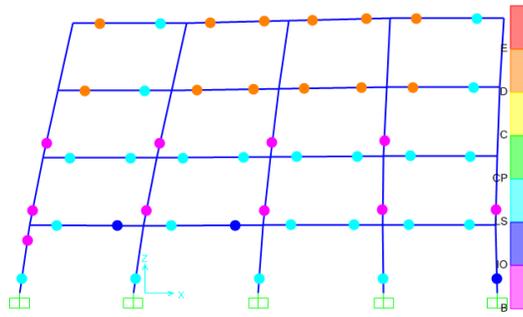


Figura 4.10.52 (Step 10).

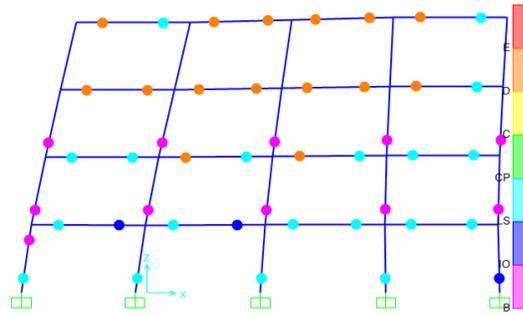


Figura 4.10.53 (Step 15).

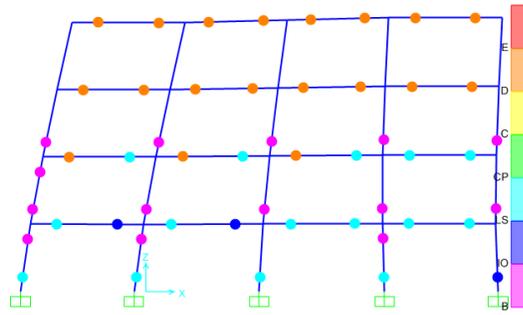


Figura 4.10.54 (Step 20).

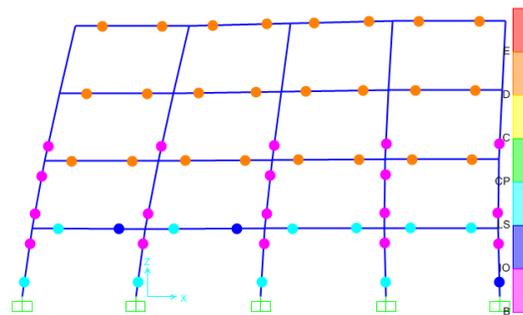


Figura 4.10.55 (Step 25).

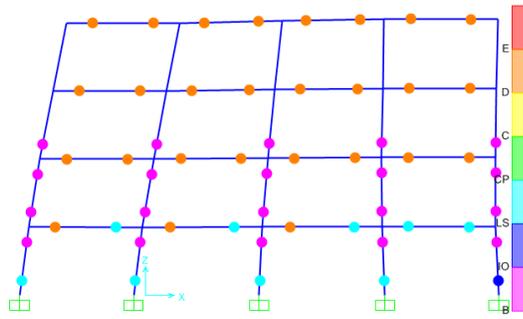


Figura 4.10.56 (Step 29. Ultimo).

Modelo B-10°

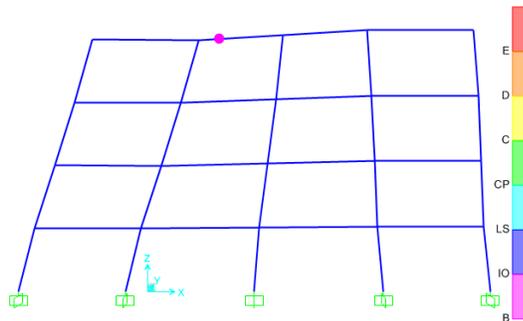


Figura 4.10.57 (Step 1).

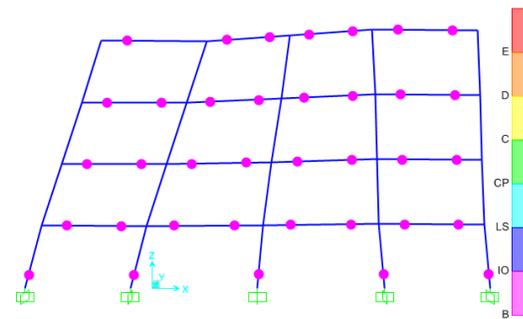


Figura 4.10.58 (Step 5).

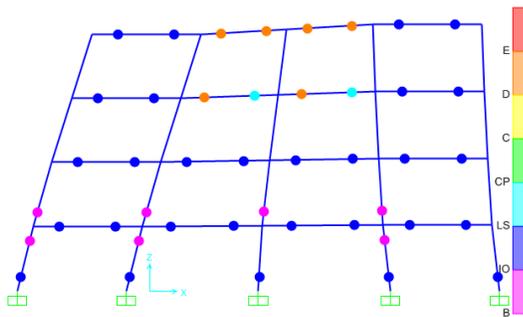


Figura 4.10.59 (Step 10).

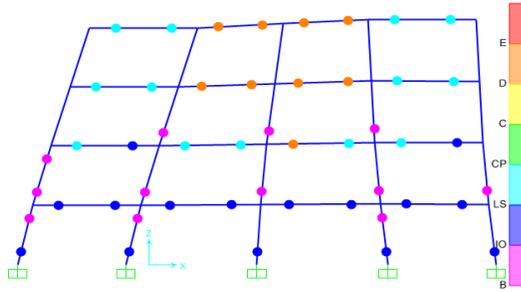


Figura 4.10.60 (Step 15).

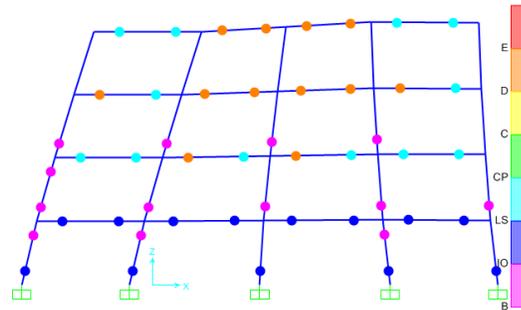


Figura 4.10.61 (Step 20).

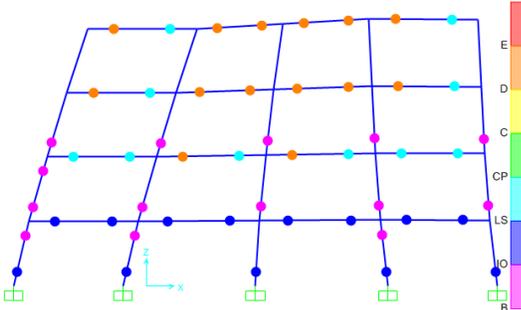


Figura 4.10.62 (Step 25).

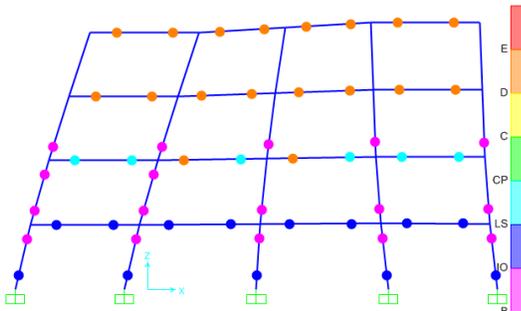


Figura 4.10.63 (Step 30).

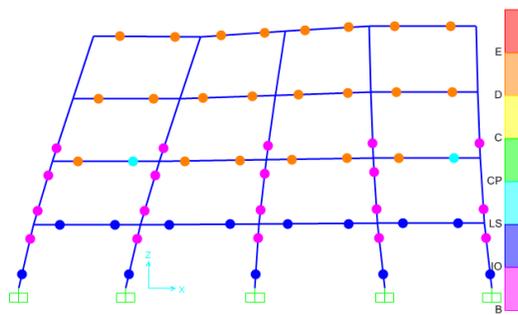


Figura 4.10.64 (Step 35).

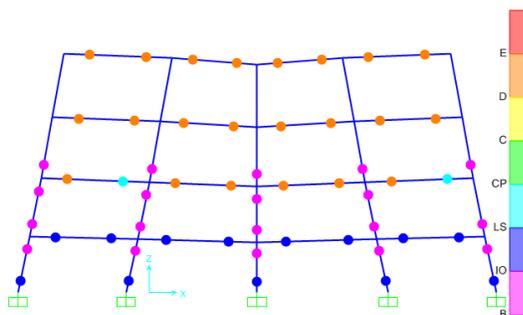


Figura 4.10.65 (Step 36. Ultimo).

Modelo B-15°

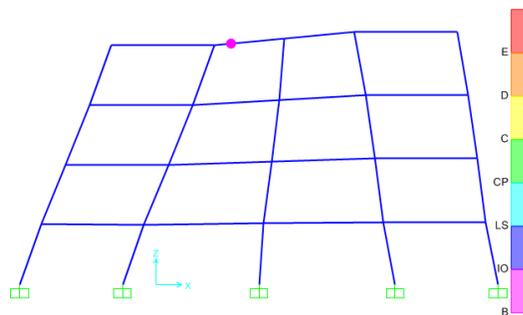


Figura 4.10.66 (Step 1).

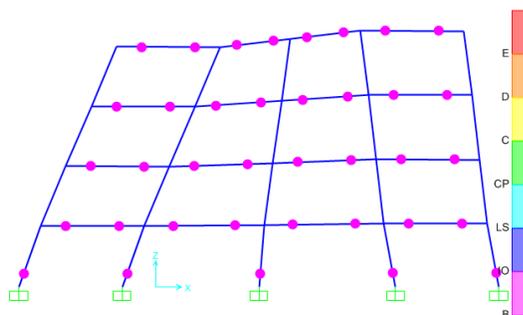


Figura 4.10.67 (Step 5).

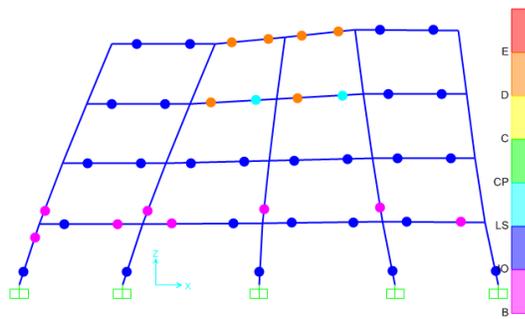


Figura 4.10.68 (Step 10).

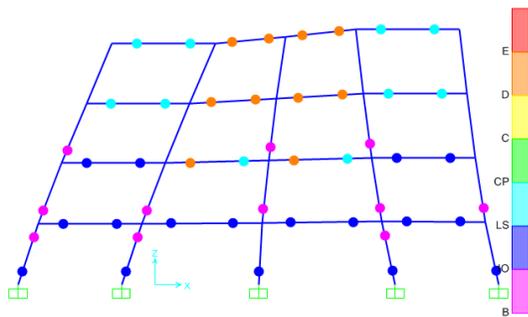


Figura 4.10.69 (Step 15).

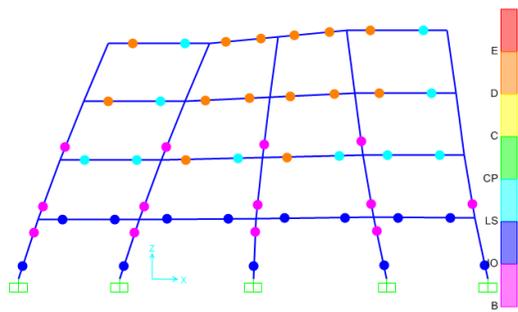


Figura 4.10.70 (Step 20).

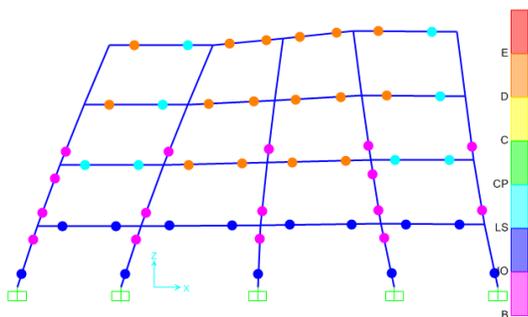


Figura 4.10.71 (Step 25).

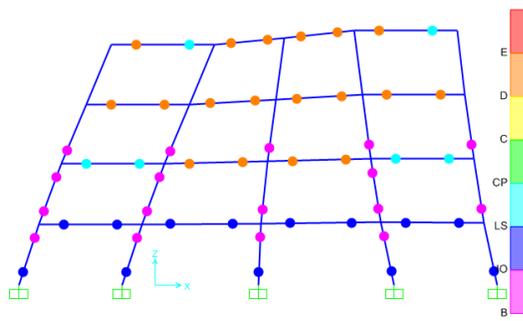


Figura 4.10.72 (Step 30).

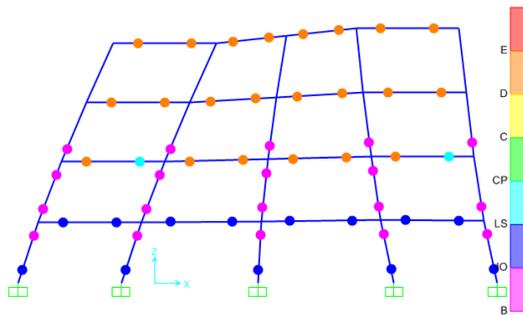


Figura 4.10.73 (Step 35).

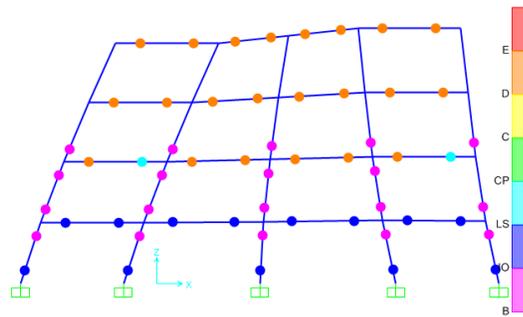


Figura 4.10.74 (Step 36. Ultimo).

Modelo B-20°

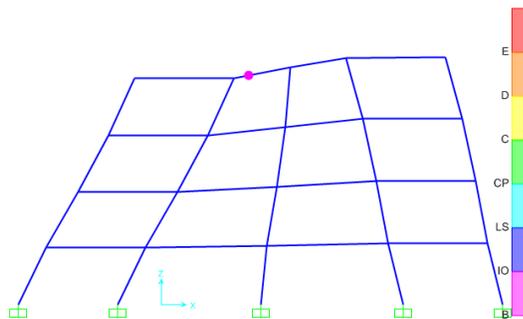


Figura 4.10.75 (Step 1).

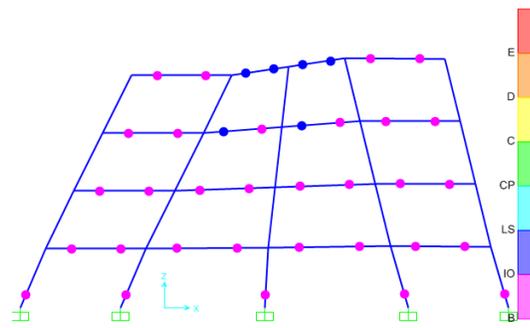


Figura 4.10.76 (Step 5).

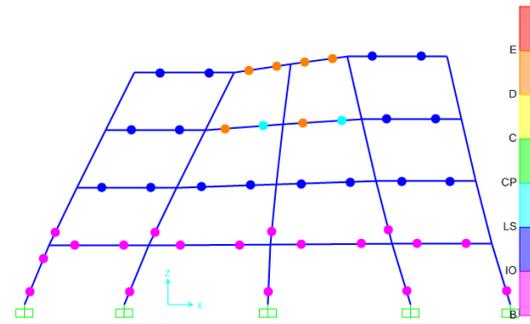


Figura 4.10.77 (Step 10).

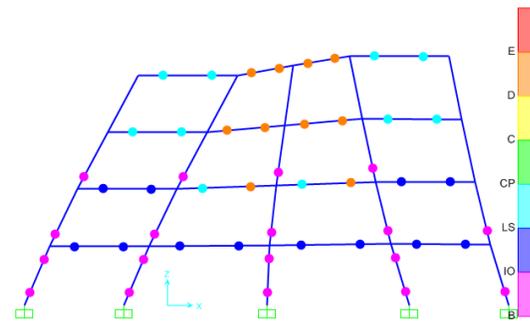


Figura 4.10.78 (Step 15).

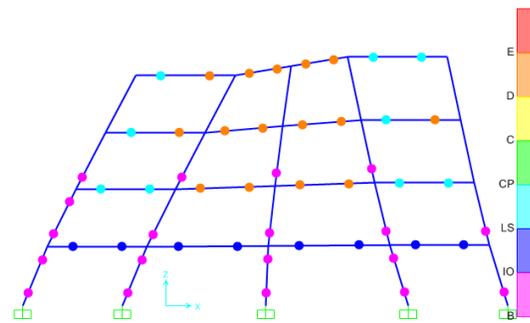


Figura 4.10.79 (Step 20).

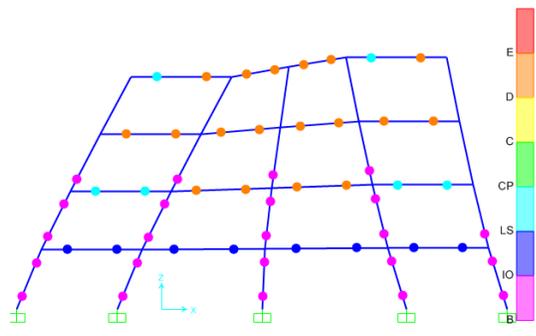


Figura 4.10.80 (Step 25).

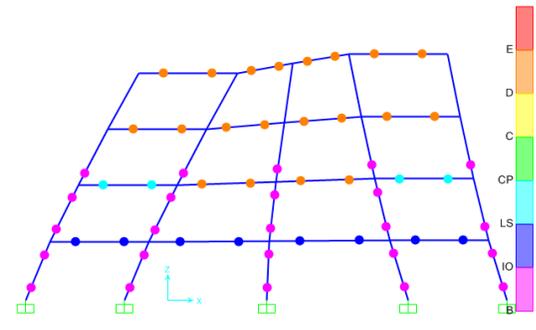


Figura 4.10.81 (Step 30).

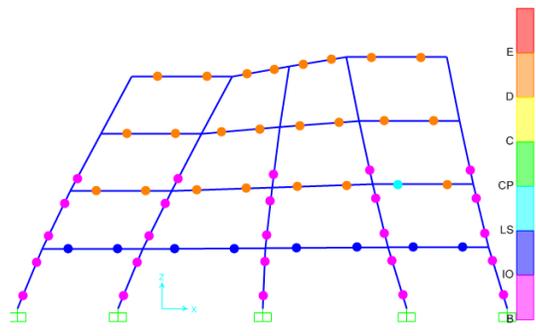


Figura 4.10.82 (Step 35).

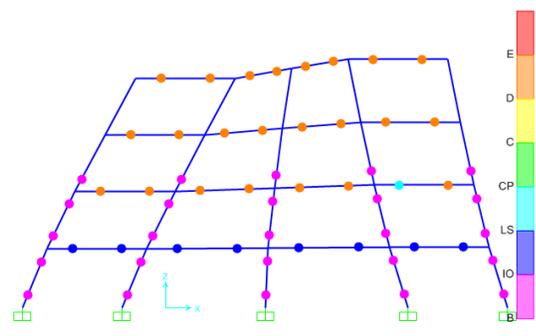


Figura 4.10.83 (Step 36. Ultimo).

Modelo B-25°

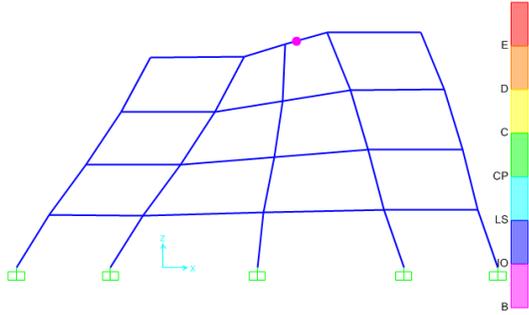


Figura 4.10.84 (Step 1).

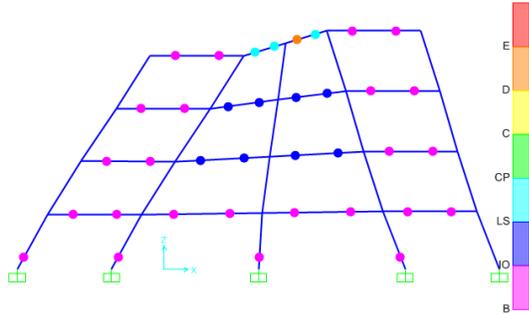


Figura 4.10.85 (Step 5).

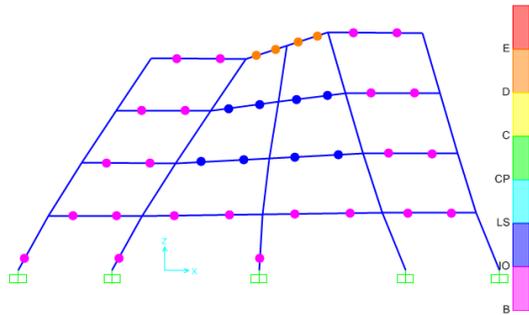


Figura 4.10.86 (Step 10).

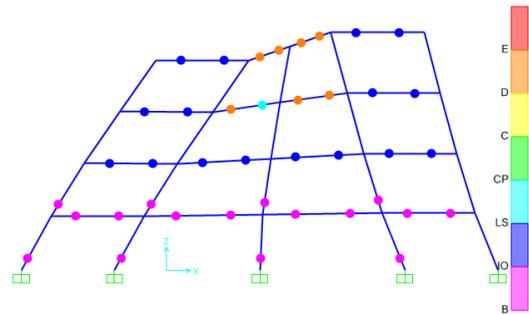


Figura 4.10.87 (Step 15).

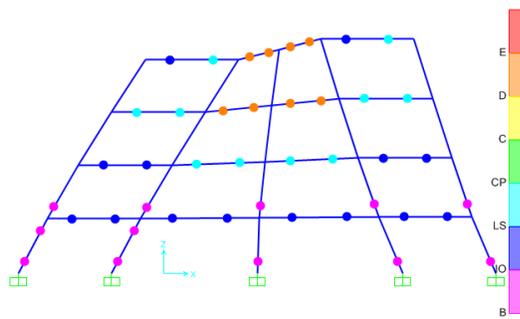


Figura 4.10.88 (Step 20).

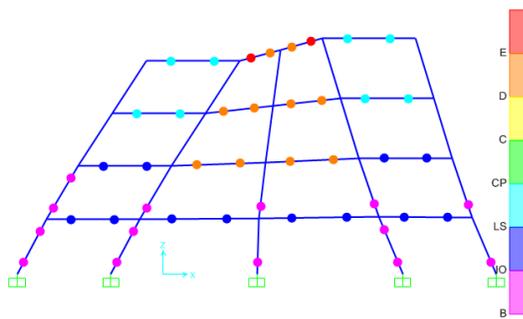


Figura 4.10.89 (Step 25).

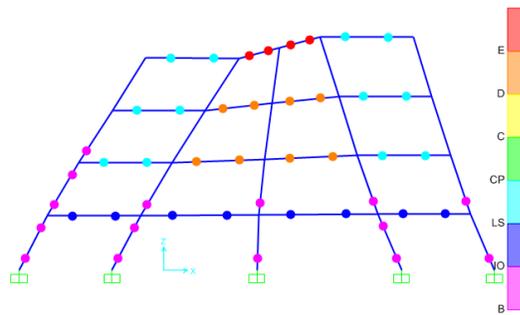


Figura 4.10.90 (Step 30).

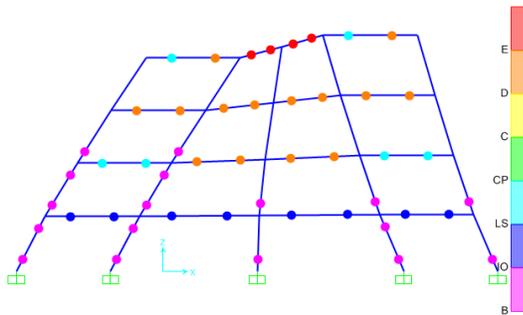


Figura 4.10.91 (Step 35).

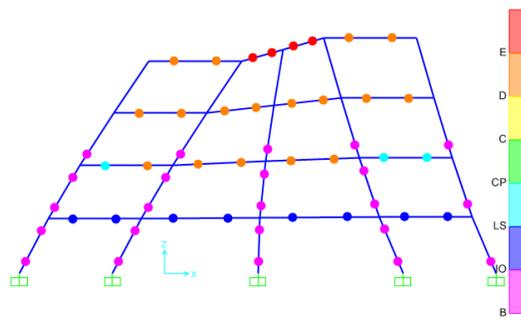


Figura 4.10.92 (Step 40).

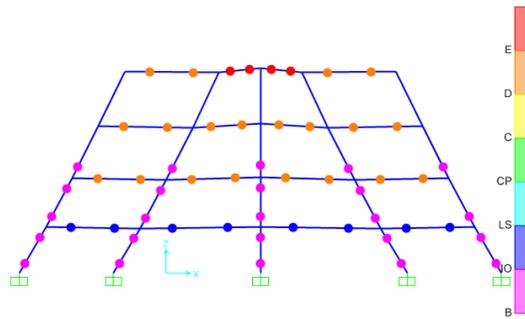


Figura 4.10.93 (Step 45. Ultimo).

4.11 Modelo Bilinealizado

La bilinealización es un método utilizado para parametrizar la curva de capacidad arrojado por el análisis estático no lineal, permitiendo ubicar el punto de cedencia del acero, donde los modelos pasan de comportarse elásticamente a un estado inelástico.

Adicionalmente, se calculará los valores de ductilidad tal como se encuentra expresado en el marco teórico de esta investigación, haciendo uso de la relación

establecida por la NC-1756-2001, la cual indica que
$$D = \frac{\Delta_{ultimo}}{\Delta_{cedente}}$$

Modelo Patrón 0g

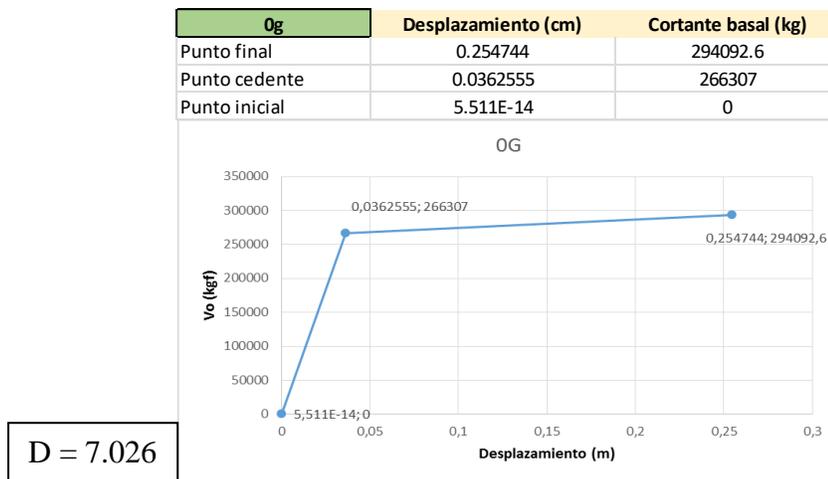
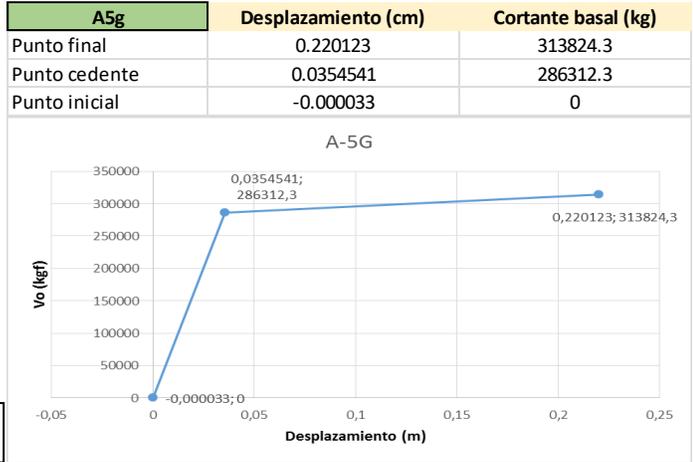


Tabla 4.11.1

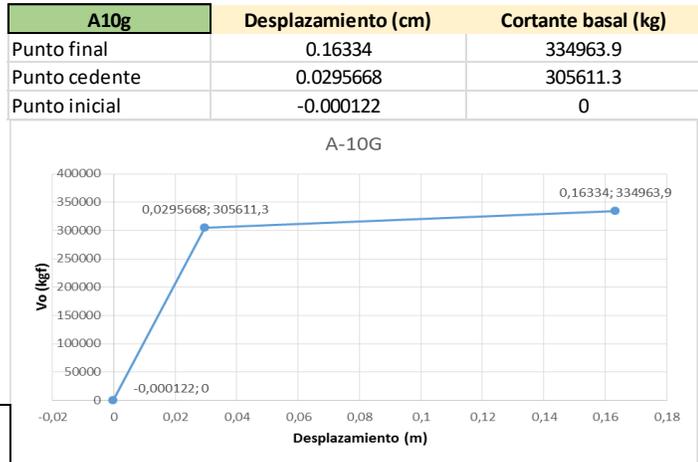
Modelo A-5g



D = 6.209

Tabla 4.11.2

Modelo A-10g

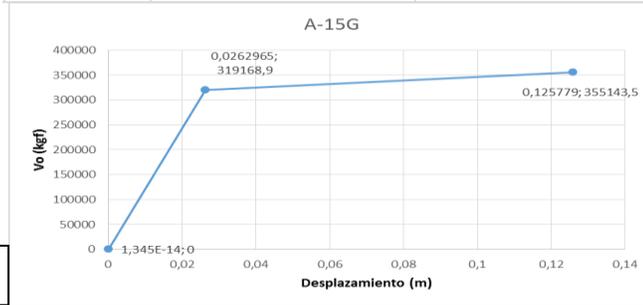


D = 5.524

Tabla 4.11.3

Modelo A-15g

A15g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.125779	355143.5
Punto cedente	0.0262965	319168.9
Punto inicial	1.345E-14	0

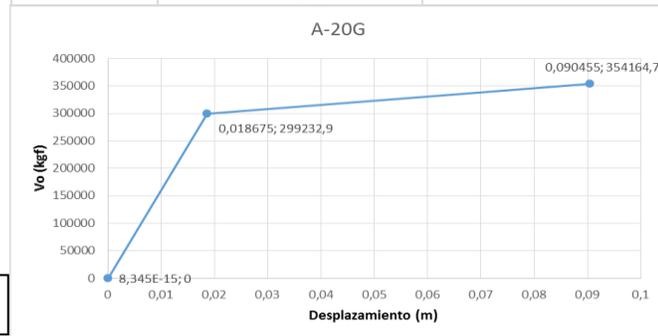


D = 4.783

Tabla 4.11.4

Modelo A-20

A20g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.090455	354164.7
Punto cedente	0.018675	299232.9
Punto inicial	8.345E-15	0

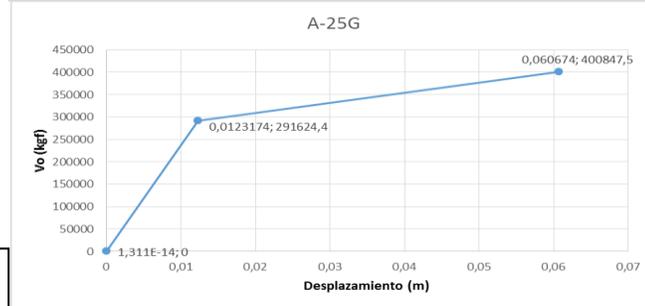


D = 4.844

Tabla 4.11.5

Modelo A-25

A25g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.060674	400847.5
Punto cedente	0.0123174	291624.4
Punto inicial	1.311E-14	0

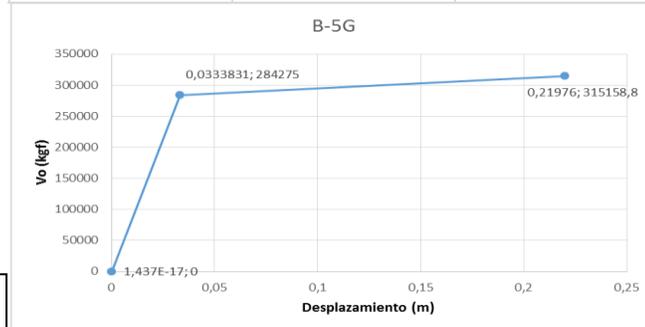


D = 4.926

Tabla 4.11.6

Modelo B-5g

B5g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.21976	315158.8
Punto cedente	0.0333831	284275
Punto inicial	1.437E-17	0

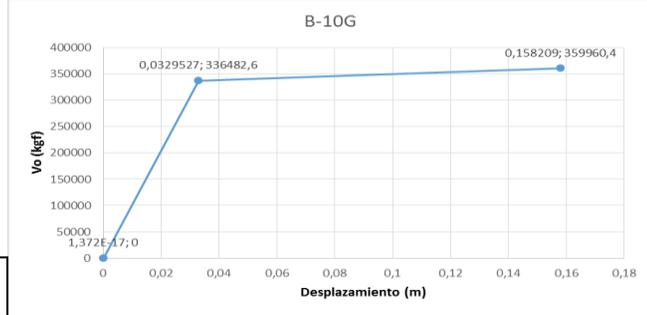


D = 6.583

Tabla 4.11.7

Modelo B-10g

B10g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.158209	359960.4
Punto cedente	0.0329527	336482.6
Punto inicial	1.372E-17	0

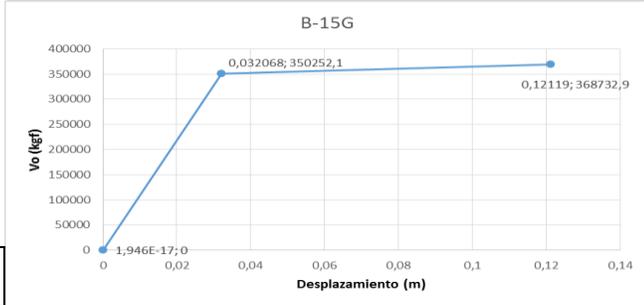


D = 4.801

Tabla 4.11.8

Modelo B-15g

B15g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.12119	368732.9
Punto cedente	0.032068	350252.1
Punto inicial	1.946E-17	0

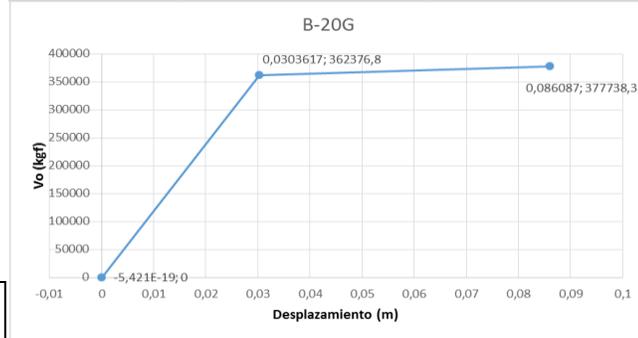


D = 3.779

Tabla 4.11.9

Modelo B-20

B20g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.086087	377738.3
Punto cedente	0.0303617	362376.8
Punto inicial	-5.421E-19	0

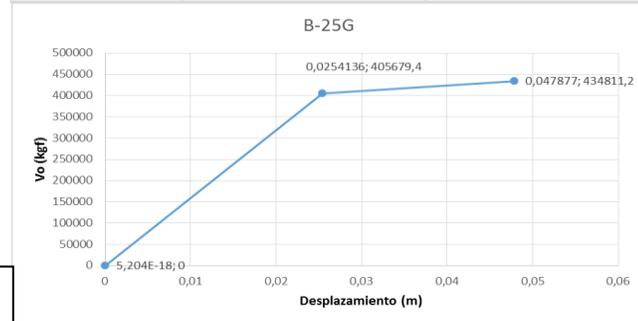


D = 2.835

Tabla 4.11.10

Modelo B-25

B25g	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (kg)
Punto final	0.047877	434811.2
Punto cedente	0.0254136	405679.4
Punto inicial	5.204E-18	0



D = 1.884

Tabla 4.11.11

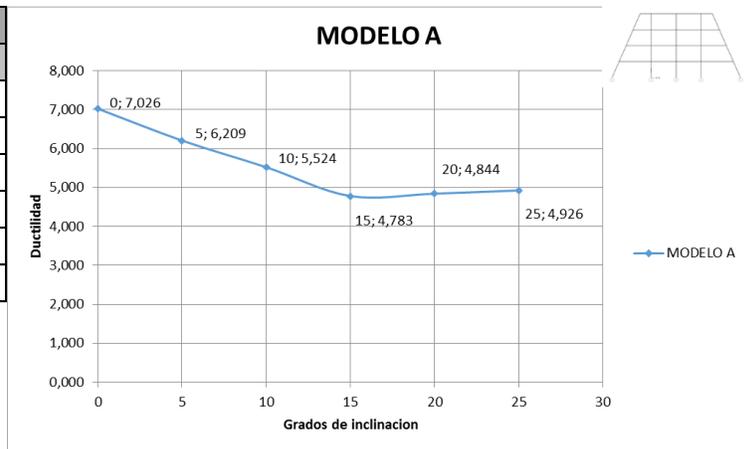
4.12 Ductilidad Vs Inclinación

A lo que respecta a la ductilidad, esta fue calculada a través de la relación entre el punto ultimo y el punto cedente de la gráfica de Fuerza cortante vs Desplazamiento, datos que han sido tomados de cada uno de los modelos y relacionado con la inclinación de las columnas respecto a su eje vertical.

Modelo A

Modelo A	
Inclinación °	Ductilidad
0	7,026
5	6,209
10	5,524
15	4,783
20	4,844
25	4,926

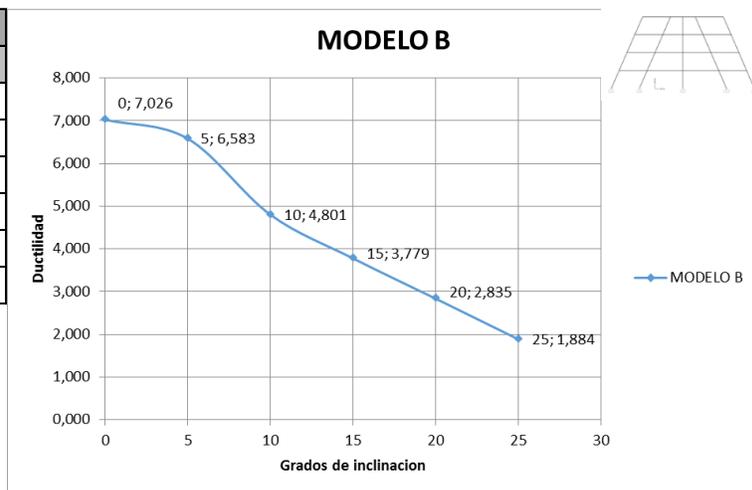
Tabla 4.12.1



Modelo B

Modelo B	
Inclinación °	Ductilidad
0	7,026
5	6,583
10	4,801
15	3,779
20	2,835
25	1,884

Tabla 4.12.2



4.13 Factor de Reducción de Respuesta (R)

4.13.1 Según COVENIN 1756-2001

Una vez obtenido el valor de ductilidad de cada uno de los modelos evaluados, se procederá a determinar el valor real del factor de reducción de respuesta R, a partir de dicha ductilidad bajo el criterio de: $D=R/0.8$.. $R=1.25*D$.

Acto seguido de la obtención del R real de la estructura, se comparará con el valor asumido al inicio del proceso de diseño. Es importante recordar que el factor de reducción de respuesta considerado para el diseño fue de $R=6$

Factor de Reducción de Respuesta R				
Inclinación°	Modelo A	R ≥ 6	Modelo B	R ≥ 6
0	8,8	OK	8,8	OK
5	7,8	OK	8,2	OK
10	6,9	OK	6,0	OK
15	6,0	OK	4,7	NO
20	6,1	OK	3,5	NO
25	6,2	OK	2,4	NO

Tabla 4.13.1

Debido a que se observa que en varios de los pórticos evaluados el factor de reducción de respuesta calculado resulta inferior al valor asumido para el diseño, se procedió a verificar la relación entre el R calculado y el R de diseño bajo el criterio de $R \text{ calculado}/R \text{ diseño}$, en donde, todo valor que se ubique bajo la línea límite en uno (1) deberá ser afectado por un factor de corrección del factor de reducción de respuesta dada por esta misma relación.

Factor de Corrección de R				
Inclinación°	Modelo A	R calc / R dis	Modelo B	R calc / R dis
0	8,8	1,464	8,8	1,464
5	7,8	1,293	8,2	1,371
10	6,9	1,151	6,0	1,000
15	6,0	0,996	4,7	0,787
20	6,1	1,009	3,5	0,591
25	6,2	1,026	2,4	0,392

Tabla 4.13.2

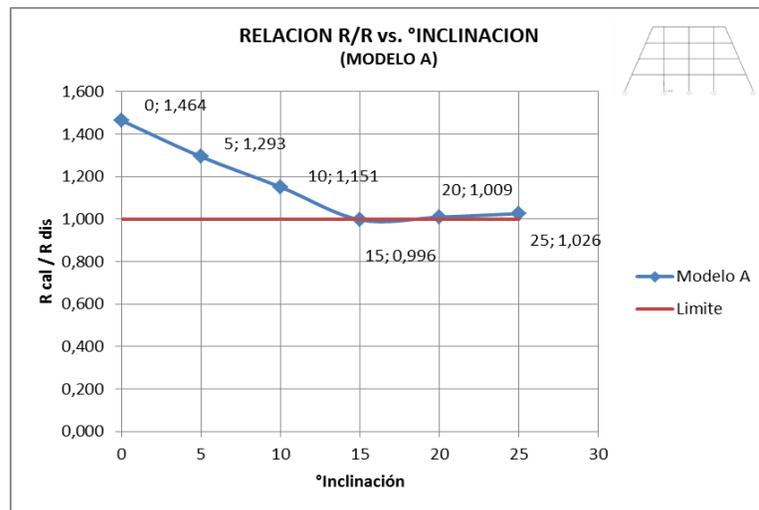


Figura 4.13.1

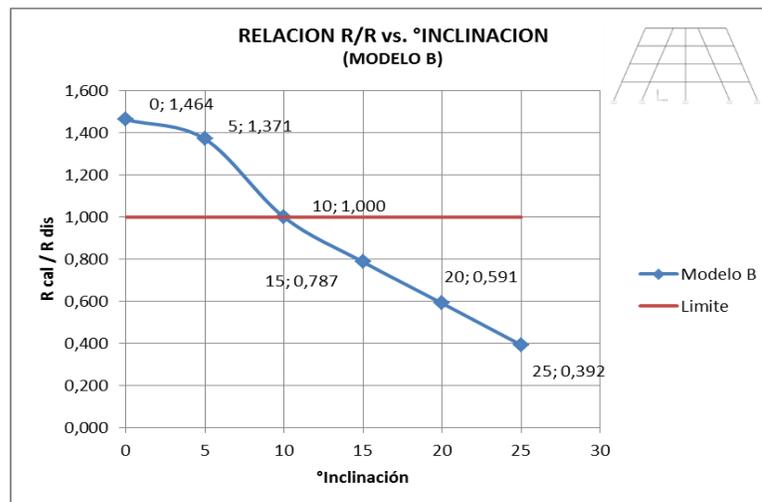


Figura 4.13.2

4.13.2 Según Miranda (2000)

Otro de los métodos utilizados para determinar el valor real del factor de reducción de respuesta R , el cual se calcula a partir de la ductilidad y el periodo de la estructura, es la investigación desarrollada por Miranda, en donde expresa que:

$$C_{\mu} = [1 + [-1 + \frac{1}{D}] \exp(-12TD - 0.8)]^{-1}$$

$$R = \frac{D}{C_{\mu}}$$

Debido a las características de periodo y ductilidad de la estructura el valor resultante a C_{μ} tiende a la unidad, por ende, el resultado final del factor de reducción de respuesta tiende a ser igual al valor de ductilidad obtenido.

Modelo	Inclinacion	Ductilidad	Cu	R
Patrón	0	7,026	1,000	7,026
A	5	6,209	1,000	6,209
	10	5,524	1,000	5,524
	15	4,783	1,000	4,783
	20	4,844	1,000	4,844
	25	4,926	1,000	4,926
B	5	6,583	1,000	6,583
	10	4,801	1,000	4,801
	15	3,779	1,000	3,779
	20	2,835	1,000	2,835
	25	1,884	1,000	1,884

Tabla 4.13.3

Siguiendo el mismo procedimiento del ítem 4.14.1, en donde a varios de los pórticos evaluados el factor de reducción de respuesta calculado resulta inferior al valor asumido para el diseño, se procedió a verificar la relación entre el R calculado y el R de diseño bajo el criterio de R calculado/ R diseño, en donde, todo valor que se ubique bajo la línea limite en uno (1) deberá ser afectado por un factor de corrección del factor de reducción de respuesta dada por esta misma relación.

Relación R cal / R dis				
Inclinación°	Modelo A	R calc / R dis	Modelo B	R calc / R dis
0	7,0	1,171	7,0	1,171
5	6,2	1,035	6,6	1,097
10	5,5	0,921	4,8	0,800
15	4,8	0,797	3,8	0,630
20	4,8	0,807	2,8	0,473
25	4,9	0,821	1,9	0,314

Tabla 4.13.4

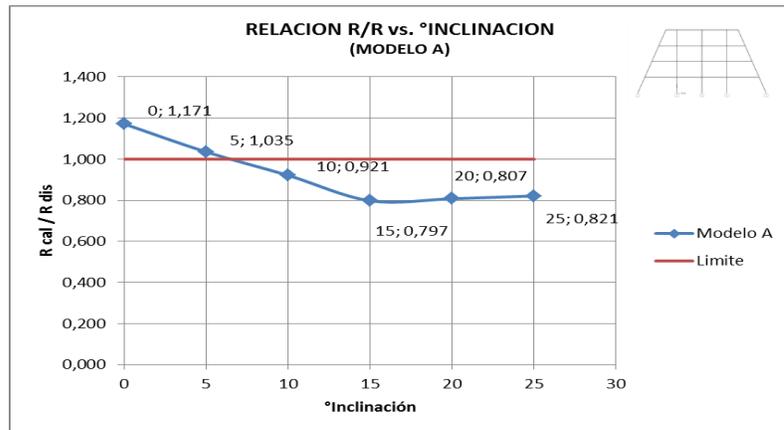


Figura 4.13.3

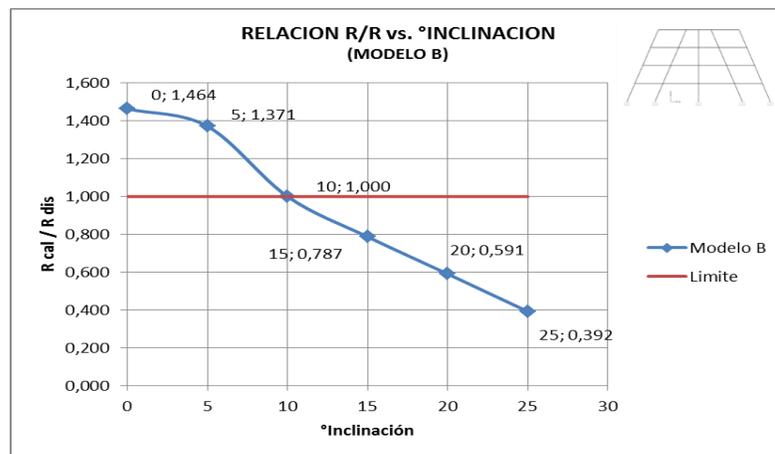


Figura 4.13.4

Es importante reseñar que debido a que el valor de R obtenido según este método resulta igual al valor de ductilidad, se tomará solo como referencia, sin embargo no será considerado para las conclusiones en este trabajo de investigación.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusión

Primeramente, mediante el desarrollo de la metodología para la evaluación del comportamiento de los modelos seleccionados en el estudio, se pudo observar, al analizar las estructuras, que el cortante basal se ve afectado por la inclinación de las columnas en ambos modelos, siendo así que a mayor inclinación se obtienen mayores cortantes basales, esto se debe al aumento de las dimensiones de los elementos producto de dicha inclinación, lo que representa mayores masas que influyen directamente sobre los valores de cortante. Adicionalmente, al verificar los desplazamientos laterales, se obtuvo que a menor grado de inclinación de las columnas respecto al eje vertical, los desplazamientos son menores, esto debido a que mientras menor sea la inclinación, menor serán las dimensiones de columnas requeridas, por lo que la estructura se vuelve menos rígida.

En el desarrollo de la investigación, y tras el análisis estático no lineal, se observó un patrón de formación de rótulas plásticas estable, generándose primero en las vigas antes que en las columnas y sin fallas frágiles o pérdida súbita de la rigidez o resistencia en zonas cercanas al punto de colapso, lo cual es un comportamiento que se considera adecuado para cualquier tipo de estructuras aporticadas, por tanto el uso de columnas inclinadas en los modelos evaluados, no altera el patrón de la formación de rotulas plásticas.

Uno de los datos más importantes que se logró obtener con el análisis estático no lineal, es la curva de capacidad de cada uno de los modelos evaluados, en donde se

pudo identificar los tramos de comportamiento elástico e inelástico de las estructuras, con las cuales se constató que:

En cuanto al “Modelo A”, entre cero grados (0°) y quince grados (15°) de inclinación respecto al eje vertical, los desplazamientos generados del punto cedente y el punto último disminuyen a medida que aumenta la inclinación, sin embargo, las fuerzas que producen dichos desplazamientos aumentan a medida que aumenta la inclinación, es decir, la estructura se rigidiza debido a que a mayor inclinación requiere elementos más robustos para resistir los momentos flexionantes, trayendo como consecuencia un aumento en su capacidad; mientras que entre los ángulos de inclinación de veinte grados (20°) a veinticinco grados (25°), aun cuando los desplazamientos del punto cedente y el punto ultimo disminuyen a medida que aumenta la inclinación, las fuerzas necesarias para generar dichos desplazamientos en el punto cedente se hacen menores al aumentar la inclinación, pero, las fuerzas necesarias para generar los desplazamientos en el punto ultimo aumentan. Considerando lo expuesto se puede concluir que en cuanto al “Modelo A” el rango del comportamiento inelástico de la estructura disminuye a mayor razón entre los ángulos de cero grados (0°) a quince grados (15°) que entre los ángulos de veinte grados (20°) a veinticinco grados (25°), esto debido a la forma en la que incide la carga sobre las columnas inclinadas, generando una componente horizontal (corte) que aumentará a mayor grado de inclinación.

A lo que al “Modelo B” se refiere, entre cero grados (0°) y veinticinco grados (25°) de inclinación respecto al eje vertical, los desplazamientos generados del punto cedente y el punto último disminuyen a medida que aumenta la inclinación, sin embargo, las fuerzas que producen dichos desplazamientos aumentan a medida que aumenta la inclinación, es decir, al igual que en el Modelo A existe un aumento de capacidad del pórtico como consecuencia del aumento de secciones en las columnas para resistir los momentos flexionantes adicionales debidos a la inclinación de las mismas. Considerando lo expuesto se puede concluir que en cuanto al “Modelo B” el rango del comportamiento inelástico de la estructura disminuye siguiendo la misma

tendencia desde los cero grados (0°) hasta los veinticinco grados (25°). Del mismo modo que en el Modelo A, la forma en la que incide la carga sobre las columnas inclinadas, generara una componente horizontal adicional (corte) que aumentara a medida que aumente la inclinación de las columnas, sin embargo, el Modelo B se vio afectado en mayor medida ya que posee mayor

Para cerrar el punto de la comparación de las curvas de capacidad, se puede deducir que los cambios estipulados en la configuración de sus elementos del “Modelo B” respecto al “Modelo A”, interfieren notablemente en el comportamiento de las estructuras bajo los mismos patrones de inclinación de las columnas dispuestas para ello, esto se debe a que el Modelo B posee mayor cantidad de columnas inclinadas que el Modelo A.

En relación con la ductilidad, punto fundamental del trabajo de investigación presentado, se advirtió que:

Al comparar las ductilidades del “Modelo A” respecto a la inclinación de sus columnas, se observa una caída de dicho parámetro, mostrando que a los veinticinco grados (25°) respecto al eje vertical, la magnitud de la ductilidad es alrededor de un 70% de la ductilidad del pórtico con columnas a cero grados (0°) de inclinación, por lo que se concluye que a pesar de que la estructura debe ser más rígida, con elementos más robustos que permitan resistir las solicitaciones actuantes, su capacidad para absorber y disipar energía es menor a la de pórticos con columnas verticales, influyendo sobre ella la posición de la carga en las columnas inclinadas, y generándose a su vez una componente horizontal y vertical que afecta la ductilidad. Adicionalmente, es necesario destacar que entre los ángulos de inclinación quince grados (15°) a veinticinco grados (25°) el valor de ductilidad tiende a mantenerse constante.

Por otra parte, al comparar las ductilidades del “Modelo B” respecto a la inclinación de sus columnas, se observa una abrupta caída de dicho parámetro, cuya pendiente es notoriamente mayor que en el “Modelo A”, representando así que a los

veinticinco grados (25°) respecto al eje vertical la magnitud de la su ductilidad es tan sólo un 26,81% de la ductilidad del pórtico del modelo base con columnas a cero grados (0°) de inclinación, lo que permite concluir no sólo que la inclinación de columnas según la configuración del “Modelo B” provoca que la estructura se rigidice, sino también que castiga a la ductilidad en mayor medida que en el modelo anterior, influyendo sobre ella la posición de la carga en las columnas inclinadas, y generándose a su vez una componente horizontal y vertical que afecta la ductilidad.

A lo que al factor de reducción de respuesta R se refiere, se calculó en cada uno de los pórticos evaluados a partir de sus respectivas ductilidades y finalmente se comparó con el R supuesto al inicio del diseño $R=6$, según los parámetros estipulados en la Norma COVENIN 1756-2001, y los resultados obtenidos arrojaron que, en cuanto al “Modelo A”, a pesar de que a mayor inclinación de las columnas es menor el valor de R, todos los valores son igual o mayor al factor de reducción de respuesta asumido en el diseño, $R=6$, por lo que se puede concluir que la configuración de columnas inclinadas según el “Modelo A” responde adecuadamente ante las solicitaciones del sistema, cumple perfectamente con lo estipulado en la norma anteriormente mencionada.

No obstante el “Modelo B”, conociendo que a mayor inclinación de las columnas es menor el valor de R, a partir de los quince grados (15°) de inclinación respecto al eje vertical en adelante, los valores del factor de reducción de respuesta real de los pórticos son inferiores al límite permitido por la norma, valor asumido en el diseño $R=6$, por lo que se puede concluir que la configuración de columnas inclinadas según el “Modelo B” por encima los quince grados (15°) de inclinación, responde de manera deficiente ante las solicitaciones del sistema, no cumple con lo estipulado en la normativa mencionada con lo que respecta al factor de reducción de respuesta y, por ende, requiere un análisis especializado para el cálculo y diseño de dichos pórticos.

Finalmente, se debe resaltar que tanto la presencia de columnas inclinadas, como su grado de inclinación afectan la respuesta del pórtico ante acciones sísmicas, por lo que requiere el uso de secciones más robustas y observándose como característica común una pérdida de ductilidad, en mayor o menor medida, dependiendo la configuración del modelo.

Recomendaciones

- Evaluar los modelos analizados en el presente trabajo de investigación en 3 dimensiones bajo un método de análisis no lineal, para verificar los resultados obtenidos.
- Llevar a cabo más investigaciones del comportamiento de edificaciones con columnas inclinadas, para evaluar la necesidad de incluirlas en las Normas sísmicas COVENIN 1756-2001 como una irregularidad tipificada.
- Cuando se desee diseñar edificaciones con columnas inclinadas, se recomienda realizar un Análisis No Lineal, para verificar el comportamiento de las mismas.
- Considerar la utilización de los factores de corrección al factor de reducción de respuesta (R) propuestos en el presente trabajo de investigación al momento de diseñar pórticos con columnas inclinadas según las configuraciones analizadas (Modelo A y Modelo B).
- Estudiar la influencia de la variación del periodo en las aceleraciones proveniente del espectro de diseño, para verificar como afecta el comportamiento y la respuesta estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Artur Cassano “*Análisis de Estructuras Bajo Acciones Dinámicas*”

http://www.edutecne.utn.edu.ar/guias_de_estudio/estruc_dinam.pdf.

ATC 40, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”, by Applied Technology Council – California. 1996.

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí “Análisis sísmico de edificios” (pág. 25) Extraído el

8 de Febrero del 2016

<http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/ANALISSISMICODEEDIFICIOS.pdf>.

Eduardo Torrejón “*Rotulas Plásticas*”. Extraído el 10 de Febrero del 2016 (Pág. 3)

http://www.academia.edu/9318372/UNIVERSIDAD_PRIVADA_ANTENOR_ORREG_O_FACULTAD_DE_INGENIERIA_ESCUELA_PROFESIONAL_DE_INGENIERIA_CIVIL_ROTULAS_PL%C3%81STICAS_INDICE.

FEMA 356 “*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building*”. November 2000.

Gustavo Coronel D “*Propuesta de Ordenanza para Edificaciones Sismorresistentes del Municipio Bolivariano Libertador basada en La Microzonificación Sísmica de Caracas*” <http://gustavocoroneld.blogspot.com/>.

“*Ingeniería civil Estructural*”. Extraído el 10 de Febrero del 2016

<http://ingestructural12.blogspot.com/2012/12/ingenieria-estructural.html>.

Jazmín T. Monsalve Dávila. (2005) “*Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales*” Universidad de los Andes.

Marianela Blanco (2012) “*Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente*” Extraído el 8 de Febrero del 2016

http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S079840652012000300008.

Norma Venezolana. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Caracas: Ministerio de Desarrollo Urbano. COVENIN 1756:2001. FUNVISIS, FONDONORMA.

Oscar G. Cuevas “*Aspectos Fundamentales De Concreto Reforzado*” Capitulo 20 (Pág. 710). Cuarta Edición. Editorial LIMUSA, Mexico D.F.

“*Origen de los Sismos*” Extraído el 8 de Febrero del 2016
<http://csudo.sucra.udo.edu.ve/temas-de-interes/origen-de-los-terremotos.html>

Oscar A. López y Gianina Del Re Ruiz (2008). Extraído el 8 de Febrero del 2016 “*Evaluación de los métodos de análisis estático no -lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto*” <http://www.scielo.org.ve/pdf/imme/v46n3/art01.pdf>.

Pedro Cerda (2006) “*Evaluación del factor de respuesta R en estructuras de concreto armado con pisos blandos*” Extraído el 8 de Febrero del 2016.
<http://erevistas.saber.ula.ve/index.php/cienciaeingenieria/article/viewFile/302/321>.

Prof. Arnaldo Gómez “*Metodología del trabajo especial de grado en la escuela de ingeniería civil (2011)*”. Universidad de Carabobo.

Shafiah Binti Dolhakim (2008) “*Analysis and design of inclined column*” .Extraído el 8 de Febrero del 2016.
<http://www.efka.utm.my/thesis/IMAGES/3PSM/2008/JSB/PART4/shafiah040226d08ttp.pdf>.

Yoshiaki Nakano “*Ductilidad y diseño estructural de los edificios de concreto reforzado*” Extraído el 8 de Febrero del 2016 (Pág. 151)
<http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/Diciembre2005/pdf/spa/doc9206/doc9206-d1.pdf>.