



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

VICERRECTORADO ACADÉMICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIRECCIÓN DE POSTGRADO

Postgrado en Ingeniería Estructural

Proyecto de Trabajo Especial de Grado

**“ANÁLISIS DE LA DUCTILIDAD LOCAL EN PÓRTICOS DE CONCRETO
REFORZADO ANTE CARGAS SÍSMICAS”**

Presentado por:

Miguelangel Meza

Para optar por el título de

Especialista en Ingeniería Estructural

Asesor:

Msc. Marinaro Salvatore

Caracas, Febrero 2018

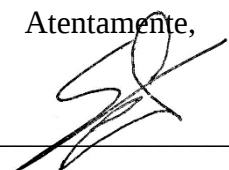
Universidad Católica Andrés Bello
Facultad de Ingeniería
Postgrado en Ingeniería Estructural
Presentes. -

CARTA DE ACEPTACIÓN DEL ASESOR

Por la presente hago constar que he leído Y el Proyecto de Trabajo Especial de Grado, presentado por **Miguelangel Meza**, cédula de identidad N° 16.269.916, cuyo título tentativo es: “**ANÁLISIS DE LA DUCTILIDAD LOCAL EN PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO ANTE CARGAS SÍSMICAS**” y que acepto asesorar al estudiante, durante la etapa de desarrollo del trabajo hasta su presentación y evaluación.

En la ciudad de Caracas a los 16 días del mes Febrero del 2018

Atentamente,



Ing. Msc. Marinaro Salvatore
V- 11.978.014

INDICE

RESUMEN.....	ix
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	3
EL PROBLEMA	3
Planteamiento del Problema.....	3
Objetivos de la Investigación	5
Objetivo General	5
Objetivos Específicos.....	5
Justificación de la Investigación	6
Limitaciones y Alcances	6
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
Antecedentes	8
Bases Teóricas.....	10
Concreto	11
Relación con la resistencia a la Compresión del Concreto	11
Acero	11
Revisión de Columna fuerte y Viga Débil	12
Factores γ para estructuras de concreto y casos de cargas requeridos.	12
Rigidez	14
Factores que influyen en la rigidez	15
Rigidez y Control del Daño no Estructural	18
Resistencia o Capacidad Estructural	19
Control de Daño Estructural.....	20
Ductilidad.....	21
Prevención del colapso estructural.....	23
Curva de Capacidad	24
Análisis Estático No Lineal.....	25

Mecanismo de rotulación ideal de vigas	26
Comportamiento de Sistemas Estructurales.....	28
Glosario de Términos.....	30
Bases Legales	33
Normativa Nacional	33
Normativa Internacional.....	34
CAPITULO III.....	35
MARCO METODOLÓGICO	35
Tipo de la Investigación	35
Diseño de la Investigación	35
Diseño de las Fases Metodológicas.....	36
Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información.....	37
Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos.....	37
Operacionalización de Objetivos	38
CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES.....	41
CAITULO IV.....	42
RESULTADOS.....	42
4.1 Crear modelos analíticos de pórticos entre dos y varios niveles en concreto reforzado, donde se varíen las características geométricas de las secciones de las vigas. 42	
4.1.1 Pre- dimensionado de las secciones de columnas	43
4.1.2 Método de Fargier & Fargier para determinar el área de las columnas.	44
4.1.3 Geometría de los modelos en elevación.	46
4.2 Revisar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de viga débil y columna fuerte contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06.....	49
4.3 Determinar la demanda de ductilidad local en la sección de viga, considerando una demanda de ductilidad global del nivel para cada modelo analítico.....	55
4.3.1 Vigas seleccionadas para el análisis de la ductilidad local en los distintos modelos.	57

4.4 Comparar los resultados obtenidos de las capacidades de ductilidad locales de la sección de la viga contra la demanda de ductilidad global en cada modelo analítico.	69
4.5 Establecer recomendaciones prácticas para el diseño de estructuras en concreto reforzado ante cargas sísmicas.	70
CONCLUSIONES.....	72
RECOMENDACIONES.....	73
REFERENCIAS CONSULTADAS.....	74
ANEXO A	77
Curriculum Vitae.....	77
ANEXO B.....	82
Método Estático Equivalente Modelo 3.....	82
ANEXO C	86
Pushover Estático SAP2000 V20.....	86
ANEXO D	92
Demanda Capacidad (Ductilidad).....	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva Típica de Respuesta Estructural para Sistemas sujetos a Cargas Horizontales. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008	14
Figura 2 Variaciones de área A y momento de inercia I para viga (Izquierda) y columna (derecha) Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008	17
Figura 3 Definición de resistencia o capacidad estructural. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008	19
Figura 4 Definición de ductilidad estructural. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008 ...	21
Figura 5 Representación típica de la curva de capacidad. Fuente: Moreno, 2006.....	24
Figura 6 Esquema de mecanismo de rotulación en un pórtico. Fuente: Diseño Sismo-resistente en Concreto Armado 2013	26
Figura 7 Mecanismo de Rotulación. Fuente: Adaptado de SEAOC 1999.....	27
Figura 8 Desplazamiento Relativo de Entrepiso. Fuente: Diseño Sísmico de Edificio. (2000)	29
Figura 9 Desplazamiento Total de un Marco en su Etapa Elástica. Fuente: Diseño Sísmico de Edificios.....	30
Figura 10 Plano de planta Tipo	43
Figura 11 Plano de planta para ubicación de columnas y sentido de las mismas.	44
Figura 12 Modelo 1 en Sap2000 V20	46
Figura 13 Modelo 2 en Sap2000 V20	47
Figura 14 Modelo 2 en Sap2000 V20	48
Figura 15 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000.....	49
Figura 16 Porcentaje de acero requerido por el ND3.....	50
Figura 17 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000.....	51
Figura 18 Porcentaje de acero requerido por el ND3.....	52
Figura 19 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000.....	53

Figura 20 Porcentaje de acero requerido por el ND3.....	55
Figura 21 Espectro de Diseño utilizado en los distintos modelos.....	57
Figura 22 Sección de viga del modelo 1	58
Figura 23 Sección de viga del modelo 2	58
Figura 24 Sección de viga del modelo 3	59
Figura 25 Diagrama de deformaciones Fuente: Buenaño y Melendez	64
Figura 26 Diagrama de deformaciones con acero superior Fuente: Buenaño y Melendez	65

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1	Definición de columnas por área tributaria.....	43
Cuadro 2	Carga Ultima por Nivel en Columnas.....	44
Cuadro 3	Carga Acumulada en Columnas y Área requerida.....	45
Cuadro 4	Área requerida por nivel y tipo de columna.....	45
Cuadro 5	Área requerida por nivel y tipo de columna.....	45
Cuadro 6	Caracterización sísmica utilizada en los modelos.....	56
Cuadro 7	Resumen de Ductilidad Local para las distintas secciones en estudio.....	68
Cuadro 8	Tabla comparativa del comportamiento en la viga.	69



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
FACULTA DE INGENIERIA
DIRECCIÓN DE POSTGRADO
Postgrado en Ingeniería Estructural

ANÁLISIS DE LA DUCTILIDAD LOCAL EN PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO ANTE CARGAS SÍSMICAS

Autor: Ing. Miguelangel Meza
Asesor: Ing. Msc. Marinaro Salvatore
Fecha: Febrero, 2018

RESUMEN

La presente investigación desarrollara un estudio de los pórticos en concreto reforzado sometidos a distintas cargas tanto laterales como gravitacionales, para determinar qué zonas de estos pórticos trabajan en el rango inelástico. Se estudiará la respuesta lineal de los pórticos de dos niveles y revisara el criterio de viga débil y columna fuerte conforme al nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06, para así determinar las zonas donde se forman las articulaciones plásticas y el rango de trabajo de las mismas debido a la influencia del segundo modo de vibración de la estructura.

Palabras Claves: Estructura, Pórtico, Concreto Reforzado.

Línea de Trabajo: Ingeniería Sismo- resistente

INTRODUCCIÓN

Para estructuras tipo pórticos de concreto reforzado, la norma establece diferentes criterios como tales como: de viga débil y de columna fuerte, el cual fue propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06, establecido según la zona sísmica en la cual se encuentra construida la edificación. Si la estructura se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, todos sus elementos estructurales deben ser diseñados y detallados bajo estrictos parámetros según el nivel de diseño 3 contenido en la norma sísmica 1753-06, en función a lo anteriormente escrito se puede establecer un estudio en el cual se logre verificar si las juntas y los elementos estructurales superiores (vigas) de la estructura, no experimenten grandes deformaciones inelásticas, aun cuando sean sometidas a grandes cargas gravitacionales y sísmicas, dado que los estrictos detalles sísmicos en esas conexiones podrían resultar innecesarios.

El no tener que reforzar estas juntas en edificios que van a ser rehabilitados, o el poder construir edificios nuevos con detalles sísmicos menos estrictos en el área donde se espera menor respuesta inelástica podría resultar en una reducción de costo considerable. Para identificar las conexiones que trabajen en un estado de ductilidad óptimo, se deberá realizar un análisis lineal considerando ciertos parámetros no lineales y establecer modelos matemáticos para el estudio.

En la práctica común de la ingeniería, no es práctico para el ingeniero estructurista realizar estos estudios, por tanto, es necesario realizar el análisis de los patrones de articulaciones plásticas en pórticos de concreto reforzado, para determinar el desarrollo de un procedimiento simple que indique cuáles juntas no requieren de diseño sísmico aun cuando la estructura se encuentre en una zona sísmica de alto riesgo. El presente trabajo se estructura en los siguientes capítulos:

Capítulo I. El Problema: Comprende el planteamiento del problema, las interrogantes de la investigación, los objetivos de la investigación, la justificación que

avala la realización de este proyecto, la justificación, el alcance y las limitaciones presentadas para el desarrollo del mismo.

Capítulo II. Revisión Bibliográfica: Conformado por los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y legales, así como el marco organizacional que sustentan el presente trabajo de final.

Capítulo III. Metodología: Compuesto por el tipo de estudio planteado en el presente trabajo, la metodología para la detección de necesidades y para el desarrollo de la propuesta, así como el cronograma de actividades y presupuesto del proyecto.

Capítulo IV. Desarrollo de Objetivos: Conformado por el desarrollo y análisis de los resultados obtenidos en cada uno de los objetivos establecidos en el presente Trabajo final.

Capítulo V. Conclusiones y Recomendaciones: Presenta las conclusiones y recomendaciones derivadas del desarrollo del presente estudio.

Para concluir, se encuentran las referencias bibliográficas y los anexos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

En este primer capítulo se expondrá las generalidades del Trabajo Especial de Grado (TEG), esto quiere decir, qué problema es el que se pretende resolver, los objetivos que se cumplirán en el desarrollo del TEG, los motivos por los cuales el TEG ha sido elaborado, qué métodos son empleados, en resumen, se dará un panorama general de lo que tratará el TEG

Planteamiento del Problema

Es muy poco el conocimiento que se tiene de los grandes desastres que pueden ocasionar los eventos naturales, como son los terremotos, maremotos, entre otros, sobre los seres vivos, tanto en pérdidas de vida, como daños materiales y pérdidas económicas. Por este y otros motivos adicionales, es que el hombre se ha visto en la necesidad de estudiar a profundidad estos eventos naturales y en función a esto ha venido desarrollando técnicas y conocimientos que se han ido amoldando a los criterios de diseño establecido en la Norma y que le permitan construir obras capaces de disipar estas energías cinemáticas.

En Venezuela, desde mitad del siglo pasado existen normas de diseño que se fundamentan en probabilidades sísmicas a la que se estará expuesta una determinada zona del país, las cuales han sido modificadas con el pasar de los años producto de experiencias en terremotos ocurridos, desarrollando con esto nuevas técnicas de diseño, que se basan no solo en evitar el colapso de la estructura sino que además, minimizar los daños a repararse y mantener operativa la edificación sobre todo aquellas edificaciones de gran importancia.

Uno de los parámetros para determinar las acciones sísmicas es el factor de reducción de respuesta (R), el cual reduce de manera proporcional las fuerzas de los

espectros elásticos con la finalidad de aceptar que las estructuras tengan incursiones en el rango inelástico bajo las acciones dinámicas del sismo, esto es, las ordenadas de los espectros normativos de diseño las cuales se obtienen a partir de las ordenadas de los espectros de respuesta elástica dividido por R , y se establece para el tipo de estructura el nivel de diseño exigido, con esto las normas de diseño que demanden ductilidades asociadas a factores tanto locales como globales de los pórticos, estos factores proporcionan a la estructura la capacidad de disipar las energías producidas por las acciones dinámicas del sismo.

En concordancia con lo anteriormente mencionado, las normas de diseño son poco explícitas en el desarrollo de los procedimientos de diseño de las ductilidades en los pórticos de concreto reforzado, es por ello que la investigación tendrá la finalidad de estudiar la capacidad de ductilidad local de las secciones de concreto reforzado para que de esta manera se pueda obtener valores razonables del valor del factor de reducción de respuesta propuesto por la Norma COVENIN 1756-2001, estando en la oportunidad de minimizar los daños en la estructura ante un evento sísmico fuerte.

Adicionalmente, nos conlleva a diseñar pórticos nuevos con detalles sísmicos menos estrictos en el área donde se espera menor respuesta inelástica podría resultar en una reducción de costos considerables.

Para corroborar lo anteriormente establecido, se desarrollarán modelos analíticos de una estructura en concreto reforzado de mediana altura con un nivel de diseño 3, establecido en la Norma 1756-2001, con diferentes criterios de diseño utilizando modelos matemáticos que se fundamenten en la linealidad del comportamiento de los materiales.

Esta diferencia en los criterios hace que se presenten las siguientes interrogantes:

¿Cuántos modelos analíticos serán necesarios desarrollar para comprobar que los pórticos de concreto reforzado no experimentan grandes deformaciones?, ¿Será necesario establecer todos los requerimientos del nivel de diseño 3?, ¿Será suficiente estudiar las capacidades de ductilidad local de las vigas, asumiendo los valores de factor de reducción de respuesta propuesto por la norma 1756-2001?, ¿Es el valor de

ductilidad esperado dado por la Norma COVENIN 1756-2002 igual al factor de ductilidad real de la estructura?, ¿Los daños obtenidos en pórticos diseñados según COVENIN serán reparables como garantiza la misma que sucederá ante el sismo de diseño?, ¿Qué tipo de recomendaciones podrán ser utilizadas para minorizar los requerimientos exigidos por la norma?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Analizar la ductilidad local en pórticos de concreto reforzado ante cargas sísmicas

Objetivos Específicos

El presente trabajo de investigación estará enmarcado en el análisis de la ductilidad de pórticos en concreto reforzado, mediante el desarrollo de los siguientes objetivos específicos:

- 1- Crear modelos analíticos de pórticos entre dos y varios niveles en concreto reforzado, donde se varíen las características geométricas de las secciones de las vigas.
- 2- Revisar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de viga débil y columna fuerte contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06.
- 3- Determinar la demanda de ductilidad local en la sección de viga, considerando una demanda de ductilidad global del nivel para cada modelo analítico.
- 4- Comparar los resultados obtenidos de las capacidades de ductilidad locales de la sección de la viga contra la demanda de ductilidad global en cada modelo analítico.
- 5- Establecer recomendaciones prácticas para el diseño de estructuras en concreto reforzado ante cargas sísmicas.

Justificación de la Investigación

Venezuela es un país que presenta una problemática sísmica, terremotos como el ocurrido en la ciudad de Caracas en 1967 y el que afectó a la costa oriental en 1998 obligan al gobierno nacional a reglamentar el diseño y construcción de las edificaciones con mayores niveles de seguridad, ya que las víctimas humanas que se presentan durante los sismos, en su gran mayoría están asociadas con problemas en las construcciones. Siendo el propósito de las normas incrementar la seguridad estructural frente a este tipo de eventualidades.

El 70 % de la población vive en zonas de elevado peligro sísmico, como consecuencia de esta situación, debe garantizarse una concepción estructural y un diseño adecuado que permita reducir los daños materiales y humanos ocasionados por este tipo de solicitaciones. Para lograr este propósito es necesario respetar los criterios de diseño propuestos por las Normas en vigencia.

Cuando ocurren sismos severos que producen daños desastrosos se dice que es producto del mal funcionamiento de las obras hechas por el hombre, debido al incumplimiento de aspectos importantes presentes en las Normas de diseño. Esta investigación es un aporte a la ingeniería estructural venezolana, por cuanto se pretende determinar valores de daño asociados a las ductilidades globales y locales de los pórticos en concreto reforzado, al mismo tiempo los resultados de este trabajo, servirán de información referencial, para que, al realizar revisiones futuras de la misma, se ajusten los valores de “R” y se establezcan valores límites del daño, como requerimiento de un diseño adecuado.

Limitaciones y Alcances

No se investigará de manera directa ubicaciones en todas las zonas sísmicas previstas por la norma, pero, se utilizarán sismos asociados al espectro de diseño, permitiendo inferir, que los resultados pueden ser extrapolados a cualquier región,

cuyos pórticos se diseñarían con fuerzas de magnitud diferente, pero también estarían asociados a sismos correspondientes.

Los resultados que se obtendrán están referidos solamente a estructuras tipo pórticos dimensionadas según los procedimientos de diseño prescritos por la norma COVENIN, sin embargo, la mayoría de normas internacionalmente aprobadas, se basan en la misma filosofía y procedimientos de esta Norma, por lo cual las conclusiones pueden ser extendidas a ellas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El Marco Teórico permite aportes teóricos existentes sobre el problema que será objeto de estudio y el análisis de los hechos conocidos, así como, orientar la busca de datos relevantes que de igual manera conforman una parte de la investigación donde se profundizan y reorientan los aspectos esquematizados en el proyecto de investigación, en otro sentido, el cometido que cumple el marco referencial es situar a nuestro problema dentro de un conjunto de conocimientos en lo posible sólido y confiable que permitan orientar nuestra búsqueda y nos ofrezcan una conceptualización adecuada de los términos que se utilizan sobre la base de esta definición, por lo que el manual de Trabajo Especial de Grado del Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño(2015) lo define como:

El Marco referencial implica el procesamiento y análisis de la información teórica recabada a través de la revisión bibliográfica y de otras fuentes documentales, que le permiten al autor construir una sólida perspectiva teórica que explique el problema objeto de estudio. (p.27)

Antecedentes

En este marco se hace una revisión de los trabajos previos con relación al tema en estudio para ubicarlo en la realidad de lo que se presenta y tener bases para desarrollar dicho estudio.

Gascón, J. (2011), en su tesis presentada en la Universidad de Central de Venezuela “Evaluación Sismo-resistente de la Edificación “Escuela Básica Corazón de Jesús” Ubicada en Cumana Estado Sucre” para optar al título de ingeniero civil, concluyo que la mayoría de las edificaciones escolares poseen un alto riesgo sísmico,

a partir de los resultados obtenidos se determinó que la edificación no cumple con la normativa vigente en lo referente a distorsiones de entrepiso máximas y capacidad de resistir fuerza cortante, y de acuerdo a ello se estableció que la edificación se encuentra sometida a un riesgo sísmico elevado, al cual se le suma el efecto de columna corta producido por la influencia de la mampostería en gran cantidad de los elementos estructurales presentes en los distintos niveles de la edificación.

La investigación de Gascón, J. resalto al investigador la importancia de las evaluaciones sísmicas sobre todo en aquellas estructuras de gran importancia y estimar sobre todo la vulnerabilidad que es una medida del grado en el cual un bien está expuesto a ser afectado por un fenómeno perturbador. En el caso de que un bien esté expuesto a la ocurrencia de un sismo, se conoce como vulnerabilidad sísmica.

Moreno, A. (2005), en su Trabajo Especial de Grado presentado en la Universidad del Zulia titulado “Influencia del Factor de Reducción de Respuesta en el Daño Estructural de Pórticos de Concreto Armado Sometidos a Solicitaciones Sísmicas” para optar al título de Magister en Ingeniería Estructural, determino en su investigación que las Normas de diseño sismo-resistente especifican con base probabilística las acciones sísmicas a la que se estará expuesto en determinadas zonas geográficas, uno de los parámetros para la determinación de estas acciones es el factor de reducción de respuesta (R), el cual disminuye las fuerzas de los espectros elásticos con la finalidad que las estructuras tengan incursiones en el dominio inelástico, en el diseño sismo-resistente una consideración importante es la necesidad de que la estructura sea capaz de deformarse de manera dúctil cuando se somete a ciclos de carga laterales que penetran en el rango inelástico. Una manera de evaluar el comportamiento de las estructuras cuando son sometidas a movimientos sismos, es a través de la cuantificación del daño estructural.

La investigación de Moreno, A. proporcionó al investigador los parámetros interactivos estructura-deformación que son importantes para el estudio de la respuesta sísmica, también que el factor de reducción de respuesta sísmica es un determinante en

la evaluación estructural y su determinación depende de factores probabilísticos como lo establece la norma.

Coll, M. (2014), en su artículo titulado “Patrones de Articulaciones Plásticas en Pórticos de Hormigón Reforzado de Mediana Altura Sujetos a Terremotos”, presentado en la Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil; estableció que cuando los pórticos incursionan en un comportamiento altamente inelástico, las articulaciones plásticas ocurren hasta en los niveles altos de la estructura. También se determinó que en edificios que casi no incursionaron en el rango inelástico se formaban articulaciones plásticas en los niveles altos de la estructura. Esto es debido al contenido de altas frecuencias dominantes de los movimientos sísmicos, los que excitan el segundo modo de las estructuras presentadas en este estudio. Se demostró que el segundo y tercer modo de la estructura excitan los niveles superiores de la estructura y por lo tanto causan articulaciones plásticas en estos niveles, aun cuando haya poca incursión del pórtico en el rango inelástico. La magnitud de este efecto depende de cuán cerca estén las frecuencias dominantes del terremoto a la frecuencia del segundo modo del pórtico. El tercer modo de las estructuras analizadas en este estudio contribuye muy poco a la respuesta sísmica de éstas.

Este trabajo aportó al investigador la metodología necesaria para la estimación de los resultados, aportando el camino que se debe transitar para obtener el resultado esperado para el desarrollo de esta investigación.

Bases Teóricas

Según Bavaresco (2006) Las bases teóricas tienen que ver con las teorías que brindan al investigador el apoyo inicial dentro del conocimiento del objetivo de estudio (p.15). Esto significa que cada problema posee algún referente teórico, lo que indica, que el investigador no pueda hacer atracción por el desconocimiento, salvo que sus estudios se soporten en investigaciones puras o exploratorias.

Concreto

Según ACI (2003), define el Concreto como:

El concreto es un material heterogéneo que depende de numerosas variables, como lo es la calidad de cada uno de los materiales componentes de que está formado, de las proporciones en que estos son mezclados entre sí y de las operaciones de mezclado, transporte, colocación y curado. Esto da lugar a que aún para una misma clase y tipo de concreto, este presente una cierta variabilidad en sus propiedades. La forma más eficiente para considerar y manejar la variabilidad del concreto, es mediante procedimientos estadísticos.

Relación con la resistencia a la Compresión del Concreto

Porrero; Ramos; Grases; Velazco (2009) : “Definen la resistencia que de una manera general, experimentalmente se ha obtenido que la resistencia al concreto es proporcional a $\sqrt{F'}$. Para secciones rectangulares, en las normas más modernas la validez de esta relación se limita a concretos de resistencias a la compresión que no excedan unos 650kgf/cm².” (p.256)

Acero

Para Porrero; Ramos; Grases; Velazco (2009) “el acero es una aleación de hierro y carbono, confortable en caliente y que puede tener presente en forma intencional o no, pequeñas cantidades de otros elementos.” (p.423)

El porcentaje de carbono oscila entre el 0.005 y el 1,7%, esto con el fin de darle alta resistencia y flexibilidad. Esta aleación se produce a altas temperaturas que pueden estar entre 1400°C a 1500°C, de esa forma se eliminan las impurezas que tiene el hierro como son el azufre y el fosforo.

El acero de refuerzo aparece en 1856 cuando se realizó la primera aleación en un gran horno llamado el convertidor Bessemer, en la actualidad los sistemas constructivos han requerido una mayor demanda de aceros de alta resistencia, estos se pueden encontrar en diversas presentaciones, aceros de refuerzo y aceros estructurales.

Revisión de Columna fuerte y Viga Débil

Columnas Débiles: Méndez, (1991) Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencias por flexión en ambos extremos de todas las columnas que puede conducir al colapso. Por tal motivo la revisión de columna fuerte viga débil es un requisito indispensable para cualquier edificación de más de dos niveles los cuales deben cumplir a cabalidad los requisitos estipulados para evitar que una estructura colapse de manera repentina.

Los elementos estructurales fundamentales son:

Las vigas de directriz recta, que trabajan fundamentalmente a flexión

Los pilares, que trabajan fundamentalmente a compresión.

Es importante no perder de vista la importancia que tienen otros dos elementos: La cimentación y el terreno, ya que si fallan por algún motivo no se consigue el objetivo final de una estructura que es fundamentalmente: traspasar las cargas de la construcción, de la que forma parte, al terreno.

Una tipología de viga muy frecuente es:

La viga continúa. Consta de unos apoyos intermedios. Los espacios entre pilares los denominamos vanos, que pueden ser: Extremos, Intermedios, Central.

Factores y para estructuras de concreto y casos de cargas requeridos.

Combinaciones de cargas indicadas en el capítulo 9 de la Norma 1753-2006 “Diseño y construcción de Obras en concreto Estructural”:

U: 1,4 (CP + CF).

U: 1,2 (CP + CF+ CT) + 1,6 (CV + CF) + 0,5 CVt.

U: 1,2 CP + 1,6 CVt + (γ CV o $\pm 0,8$ W).

U: 1,2 CP + CV $\pm$ S.

U: 0,9 CP $\pm$ 1,6 W + 1,6 CE.

U: 0,9 CP $\pm$ S + 1,6 CE.

Donde:

CE $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenido en los mismos.

CF $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas al peso y a la presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máxima controlables.

CFU $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas a inundaciones.

CP $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas a las permanentes.

CT $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos eológicos como la fluencia y la retracción de fraguado, y asentamientos diferenciales.

CV $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas a la carga variable.

CVt $\rightarrow$ Acciones o solicitaciones debidas a la carga variable, en techos y cubiertas.

S $\rightarrow$ Acciones debidas al sismo.

W $\rightarrow$ Acciones debidas al viento (COVENIN 1753-2003).

Rigidez

Según Pacheco (2015), “la rigidez es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.” (p.01)

Se define como la capacidad de un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando está sujeto a acciones como se muestra en la figura 1. Este parámetro es expresado como la relación de fuerza y desplazamiento. Este valor no es constante en la estructura. En la figura 1, K_i es la rigidez para un desplazamiento δ requerido y su correspondiente fuerza resistente V_i . La rigidez gráficamente es la pendiente tangente a un punto cualquiera en la curva o lo que es lo mismo la derivada de esa función en un punto dado.

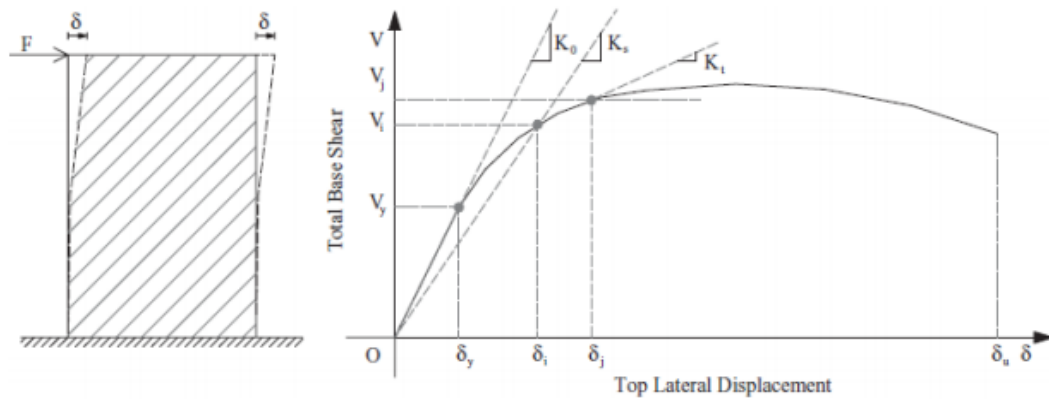


Figura 1 Curva Típica de Respuesta Estructural para Sistemas sujetos a Cargas Horizontales. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

Mientras la rigidez de un elemento es una función de las propiedades de su sección, la longitud y condiciones de contorno, la rigidez de un sistema estructural es una función de los mecanismos de resistencia lateral utilizados (pórticos resistentes a momentos, pórticos arriostrados, muros, entre otros.) En la figura 1, la pendiente inicial

K_0 es la rigidez elástica de la estructura, mientras la rigidez secante es la pendiente K_s de la línea correspondiente a un nivel de carga dado. La rigidez inicial K_0 es más alta que la rigidez secante K_s para materiales convencionales de construcción. Variaciones en rigidez en el rango inelástico son usualmente expresado por la rigidez tangente K_t la cual es la pendiente tangente a la curva de respuesta.

Algunos tipos de rigideces pueden ser definidos, dependiendo de la naturaleza de las cargas aplicadas. Estructuras diseñadas para cargas verticales generalmente poseen suficiente rigidez vertical. Los sismos generan fuerzas de inercia debido a la vibración de masas, por consiguiente, rigidez lateral u horizontal es requerida prioritariamente para estructuras sísmicas. La rigidez de un sistema busca satisfacer la funcionalidad de la estructura bajo cargas dinámicas. Alta deformabilidad (y por consiguiente baja rigidez) reduce la funcionalidad de la estructura.

En el diseño sísmico, la rigidez lateral es esencial para:

- 1.- El control de las deformaciones.
- 2.- Prevenir inestabilidad tanto local como global.
- 3.- Prevenir daño estructural.
- 4.- Asegurar el confort de la gente durante terremotos de nivel bajo o medio.

Factores que influyen en la rigidez

a) Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales que influyen son: el módulo de Young (E) y el módulo de cortante (G). En el rango inelástico, la rigidez lateral depende todavía del módulo E y G , no en la etapa inicial, sino más bien de valores tangentes.

b) Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección que afectan a la rigidez son: el área transversal, el momento de inercia I y el momento torsional J . El área transversal y el momento de inercia influyen la rigidez axial, de momento y cortante del sistema.

Cuando se hacen modificaciones de la geometría de los elementos estructurales, también se aumenta notoriamente la rigidez. La figura 2.2 muestra la variación adimensional que sufre el área y el momento de inercia alrededor del eje fuerte debido al incremento del tamaño de la viga y columna. En la figura el subíndice 1 se refiere a la sección original y el subíndice 2 es para la nueva sección. Se ve claramente que el incremento de inercia es mucho mayor que de área. Los resultados ponen de manifiesto que, en los elementos encamisados, el equilibrio anterior entre rigidez axial, torsional y de flexión y resistencia se altera, por lo tanto, una reevaluación completa del diseño original es garantizada.

La orientación de la sección transversal también influye notablemente en la rigidez lateral del sistema, ya que, si ésta es de forma rectangular o I , podrá variar notoriamente las inercias de ambos ejes. En zonas sísmicas es recomendable, mantener una relación de inercia I_x/I_y próximo a la unidad debido a la incertidumbre que existe en la dirección del terremoto.

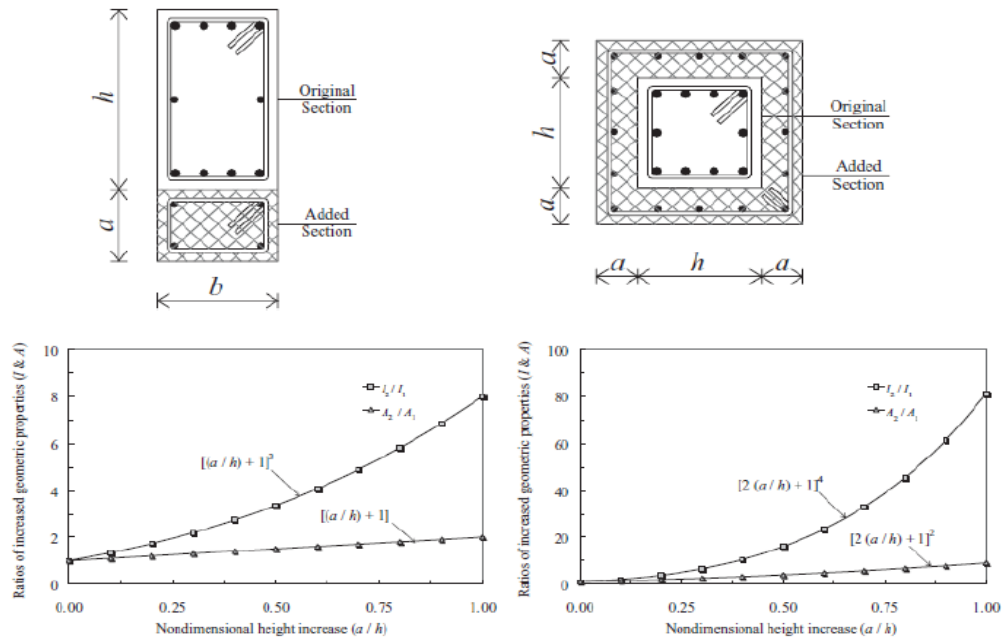


Figura 2 Variaciones de área A y momento de inercia I para viga (Izquierda) y columna (derecha) Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

c) Propiedades del elemento estructural

La rigidez de la estructura también depende del tipo de elemento estructural empleado para resistir las cargas sísmicas. Muros estructurales son muchos más rígidos en su eje fuerte que las columnas. Propiedades geométricas de los componentes estructurales, tales como dimensiones de la sección, influyen significativamente en la rigidez a cortante horizontal y en la rigidez a flexión.

d) Propiedades del sistema

La rigidez de la estructura depende del tipo de sistema utilizado para contrarrestar las cargas horizontales sísmicas, la distribución de la rigidez de los elementos estructurales y de los tipos de diafragmas horizontales que conectan los

miembros verticales. Un ejemplo sería el caso de pórticos resistentes a momentos, estos son más flexibles que los pórticos arriostrados. Los muros estructurales son más rígidos que cualquier otro tipo de elemento estructural. Es necesario destacar que se debe considerar tener una distribución horizontal y vertical de la rigidez para así, prevenir la presencia de una alta demanda sísmica. La interacción suelo-estructura se debe tomar en cuenta a la hora de evaluar la rigidez global de una estructura. Este tipo de interacción reduce la rigidez de la superestructura y puede también alterar la distribución de las acciones sísmicas y deformaciones producto de los movimientos del suelo.

Rigidez y Control del Daño no Estructural

El daño no estructural provocado por un sismo puede ser provocado por un excesivo desplazamiento lateral del sistema. Se ha demostrado a través de diversos estudios y ensayos de laboratorios que hay una correlación directa entre grandes desplazamientos relativos de los pisos y el daño no estructural. Las estructuras pueden tener suficiente resistencia para hacer frente a los terremotos, pero tener insuficiente rigidez lateral para limitar el daño no estructural. Estados límites de resistencia no proveen un adecuado control de desplazamiento para estructuras con muros esbeltos.

Códigos de diseño sísmicos modernos regulan los desplazamientos límites para asegurar una adecuada rigidez lateral de la estructura y por consiguiente reducir el daño no estructural. Variaciones de la distribución de rigidez en elevación pueden causar daños concentrados y debe ser evitado. Paneles de revestimiento y mamposterías influyen en la respuesta de los pórticos con baja rigidez lateral. Mientras más flexible es el sistema básico estructural, mayores son los efectos de los componentes no estructurales. Se deberá, por ende, tomar en cuenta la interacción de mamposterías, paneles de revestimiento en concreto y otros elementos no estructurales con la estructura a la hora de evaluar el desempeño sísmico.

Resistencia o Capacidad Estructural

Es la capacidad un elemento o un sistema estructural de resistir cargas y que depende del uso de la estructura. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias axiales, momentos y cortantes son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica. En la curva de capacidad que se muestra en la figura 3, la capacidad a cortante V de la estructura es definida tanto por (V_y), que es aquel cortante resistente que define el límite elástico, como por la máxima resistencia a cortante (V_{max}). De manera parecida, se puede graficar la resistencia a axil y momento. La primera en función al desplazamiento provocado por la carga axial y la segunda en términos de rotación.

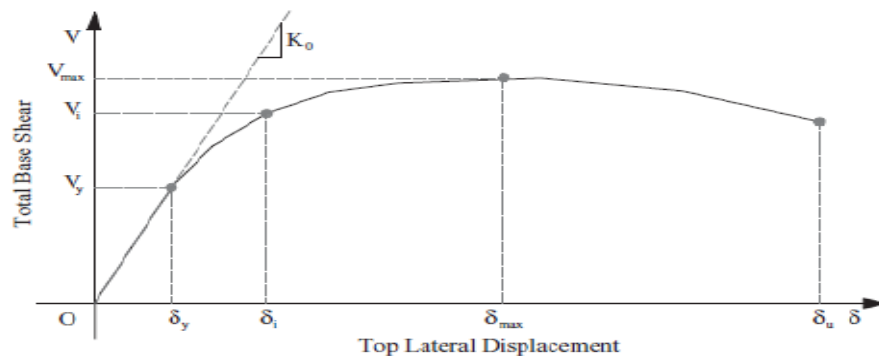


Figura 3 Definición de resistencia o capacidad estructural. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

Las incertidumbres en la evaluación de la capacidad estructural son debido a:

- 1.- Aleatoriedad en las propiedades de los materiales
- 2.- Propiedades geométricas (sección y longitud de elemento)
- 3.- Calidad de la construcción

Los terremotos producen fuerzas laterales proporcionales al peso de la estructura; la resultante de estas fuerzas sísmicas es conocida como cortante basal. Adecuada capacidad a cortante, axial y a flexión es requerida por la estructura para

hacer frente a las fuerzas sísmicas de cada piso y a esa fuerza total. La combinación de cargas verticales con horizontales durante un evento sísmico, incrementa el nivel de tensión en los elementos y uniones. Si este total de tensiones excede la capacidad de cada elemento, el fallo estructural es eminente; esto corresponde a un estado límite de daño estructural. Sin embargo, el daño no perjudica la integridad de la estructura como un todo.

Control de Daño Estructural

La resistencia es generalmente asociada con el control de daño estructural. La falla de resistencia puede ser provocada por la acumulación de tensiones mayores que la capacidad del material, en los elementos y uniones en la estructura. La ocurrencia del daño de estructuras puede también estar asociada cuando se alcanzan valores límites de deformaciones (materiales), curvaturas (secciones), rotaciones (elementos y uniones), desplazamientos relativos de los pisos (sub-sistema) y desplazamiento global (sistema). El control de daño puede ser alcanzado tanto local como globalmente.

En el diseño sísmico, es más factible económicamente permitir la ocurrencia de una cantidad limitada de daño estructural reparable. Por ejemplo, en estructuras de hormigón reforzadas, daño reparable incluye salto del recubrimiento del concreto reforzado y formación de fisuras por flexión; fractura y pandeo de barras de acero no son reparables.

En zonas sísmicas, es deseable que la resistencia a cortante sea más alta que la resistencia a flexión, un objetivo que se logra aplicando el diseño de capacidad. La capacidad a cortante y rigidez se deterioran mucho más rápido que la resistencia a flexión. Los efectos de cortante usualmente son más dominantes bajo grandes cargas cíclicas y es entonces cuando el fallo ocurre.

Limitar el daño en la unión viga-columna y columna-fundación, es vital para asegurar un desempeño adecuado del sistema estructural. Excesivas fisuras y la pérdida de adherencias entre barras y concreto, deber de ser prevenido principalmente en las

uniones. Reducción de la capacidad a cortante en las uniones afecta drásticamente en el desempeño del pórtico. Daños en la zona viga-columna, se refleja en un aumento en los desplazamientos relativos de pisos, poniendo en peligro la integridad de la estructura.

Momentos generados por las fuerzas sísmicas horizontales tienden a volcar la superestructura con o sin fundaciones. Fundaciones más profundas son usualmente más efectivas en resistir este momento de vuelco, debido a la fricción que se genera en la superficie de contacto pilar-suelo. Fractura y pandeo de barras de refuerzo pueden ser atribuidas a los momentos de vuelco.

Ductilidad

Marte (2014) definen la ductilidad como:

Es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la figura 4, se establece una comparación entre la respuesta estructural de una estructura dúctil y frágil. En la figura, las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil), muestran la relación cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto post-pico comportamiento inelástico. Estructuras frágiles fallan a pocas deformaciones inelásticas después de alcanzar su resistencia máxima. El colapso de estas estructuras es repentino y no avisan. Opuestamente, las estructuras dúctiles son capaces de mantener mayor cantidad de deformación inelástica luego de haber alcanzado el pico más alto de resistencia a cortante, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables. (p.15)

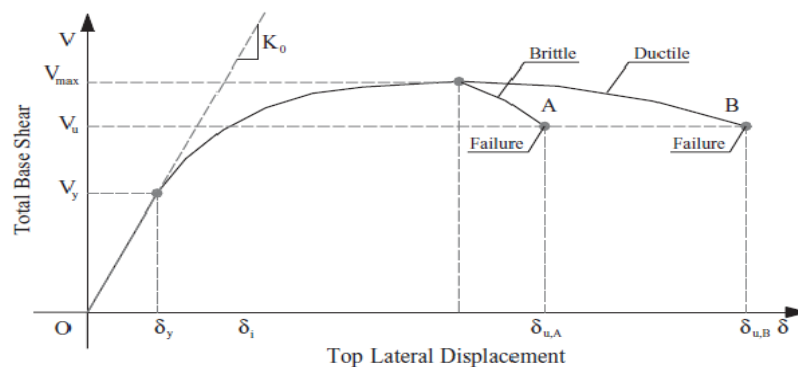


Figura 4 Definición de ductilidad estructural. Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

La mayoría de las estructuras son diseñadas por razones económicas para comportarse inelásticamente bajo fuertes terremotos. Las amplitudes de respuesta de terremoto inducidas por vibraciones, dependen del nivel de energía de disipación de las estructuras, el cual es una función de su habilidad para absorber y disipar energía a través de deformaciones dúctiles. Ha sido estudiado que para aceleraciones de 0.5g a 1.0g y para energía de disipación baja, las estructuras pueden desarrollar tensiones que corresponden a grandes cargas laterales. Consecuentemente, tales estructuras deben ser diseñadas para resistir fuerzas laterales de la misma proporción a sus pesos para permanecer en el rango elástico. Esto es antieconómico en todas las aplicaciones prácticas, con excepción de las plantas nucleares, plataformas de alta mar, entre otros.

La definición general y analítica de ductilidad de desplazamiento viene dada como:

$$\mu_{\delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Donde Δ_u y Δ_y son los desplazamientos últimos y de plastificación, respectivamente. Los desplazamientos pueden ser reemplazados por curvaturas, rotaciones u otra cantidad de deformación. El ratio se conoce como factor de ductilidad. Las siguientes ductilidades son usadas para medir la respuesta estructural:

- 1.- Ductilidad del material (μ_{ϵ}), caracteriza las deformación plástica de los materiales
- 2.- Ductilidad de curvatura de sección (μ_x), relaciona las curvaturas plásticas de las secciones transversales
- 3.- Ductilidad de rotación de elemento (μ_{θ}), cuantifica las rotaciones plásticas que pueden tomar lugar en los elementos estructurales tales como vigas y columnas. Este tipo de ductilidad es empleada también para uniones entre miembros.
- 4.- Ductilidad estructural de desplazamiento (μ_{δ}), es una medida global del desempeño inelástico de la estructura sujeta a cargas horizontales.

El desempeño inelástico de estructuras puede variar significativamente con el desplazamiento histórico. Por consiguiente, bajo cargas reversibles, la definición de ductilidad provista en la ecuación de ductilidad, puede que no refleje la máxima deformación experimentada por la estructura debido a la respuesta cíclica bajo las cargas sísmicas, deformaciones plásticas residuales, rigidez cíclica y degradación de la resistencia. Alternativamente, se puede emplear los siguientes factores de ductilidad (μ):

1.- Definición de ductilidad basada en la respuesta cíclica: el factor está relacionado a las deformaciones cíclicas como se muestra a continuación:

$$\mu = \frac{|\Delta_{\max}^+| + |\Delta_{\max}^-|}{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|}$$

Definición de ductilidad basado en la energía histerética: toda la respuesta histórica de la estructura es evaluada por la energía total disipada E_t , H y el factor de ductilidad puede ser expresado como:

$$\mu = \frac{E_t, H}{E_E}$$

Donde E_E es la energía plástica también denominada como energía de deformación.

Prevención del colapso estructural

La prevención del colapso estructural es un objetivo fundamental en el diseño sísmico. La definición de colapso puede ser expresada a nivel local en términos de (deformaciones, curvaturas, rotaciones) y a nivel global en términos de (desplazamiento relativos a los pisos y desplazamiento total en el techo). Colapso implica que el sistema estructural utilizado para resistir cargas gravitatorias y sísmicas es incapaz resistir tales solicitaciones y no garantiza la seguridad de los usuarios. El

colapso estructural ocurre si las columnas fallan a compresión y si la transferencia de cortante entre viga y pilar se pierde.

La prevención del colapso estructural puede ser lograda a través de un control del modo de falla. Esta última idea es la base del diseño de capacidad de las estructuras. En este tipo de diseño, el ingeniero estructural elige donde fallará la estructura y un modo de falla dúctil. Para lograr esto, se definen elementos estructurales disipadores, que son los que plastifican y disipan la energía. Los elementos restantes (columnas y uniones), son provistos de la resistencia suficiente para asegurar que otras zonas de la estructura no plastifique, estos son los elementos estructurales no disipadores.

Curva de Capacidad

Es conveniente y común presentar los resultados del análisis estático no lineal de una estructura en la forma de una curva de fuerzas no lineales vs desplazamiento del techo. Esta curva que frecuentemente se denomina curva de capacidad, representa la respuesta no lineal de la estructura y la resistencia de ésta a la acción sísmica. La proximidad de la curva de capacidad a los resultados de una serie análisis dinámico no lineal (response-history), considerado como marco de referencia, es usualmente considerado como una medida de la precisión del análisis pushover. En la figura 5 se muestra la representación típica de una curva de capacidad de una estructura, donde el eje vertical es el cortante en la base y el eje horizontal el desplazamiento que sufre el techo medida que se somete a fuerzas horizontales.



Figura 5 Representación típica de la curva de capacidad. Fuente: Moreno, 2006

Análisis Estático No Lineal

Método también conocido como Pushover (empuje progresivo), se contempla en el capítulo 9 de la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 y consiste en la aplicación de cargas laterales mientras se observan la formación secuencial de rótulas plásticas en la estructura.

Igualmente, a través de este método se puede definir la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda ante un evento sísmico. La demanda dependerá entonces de la amenaza sísmica y de las características del lugar de emplazamiento de la estructura mientras que la capacidad dependerá de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de los miembros que la componen.

Para la aplicación de este método se requiere conocer cierta información de la estructura, entre otras, las características constitutivas de los materiales, las dimensiones de las secciones transversales de los miembros, el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal, las acciones de carga actuantes, la resistencia real de las vigas y columnas, las cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura y la distribución de las mismas.

En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales produciendo las primeras deformaciones, posteriormente actúan las cargas laterales las cuales se incrementan paulatinamente en una misma dirección hasta formar la primera rótula plástica y se genera una redistribución de la rigidez, proceso que se repite una y otra vez hasta producir el colapso de la estructura.

Se da a entender entonces que el análisis estático no lineal comprenderá tres análisis, uno por cargas gravitacionales y dos por cargas laterales, en uno y otro sentido; de esta manera se visualiza la formación de las rótulas plásticas permitiendo caracterizar el diseño como deseable o indeseable, según sea el caso de rotulación. La figura 6 muestra un esquema de los mecanismos de rotulación. En el caso de las sollicitaciones por sismo se debe considerar las demandas por la componente sísmica

horizontal, en conjunto a los efectos torsionales, y la componente vertical, así como lo recomienda la NVF 1753:2006, en el capítulo 9.

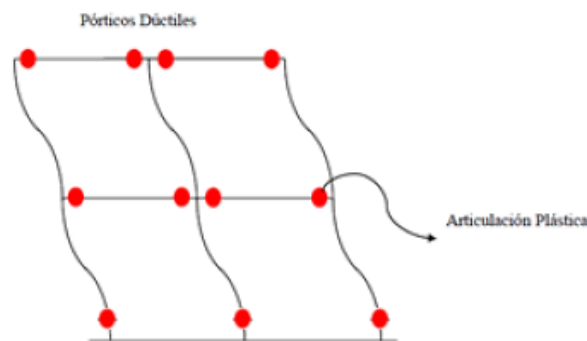


Figura 6 Esquema de mecanismo de rotulación en un pórtico. Fuente: Diseño Sismo-resistente en Concreto Armado 2013

Mecanismo de rotulación ideal de vigas

El mecanismo de rotulación ideal de vigas trata de la plastificación de las mismas como consecuencia de una falla a flexión. La misma conduce a la disipación de energía sísmica por medio de la formación de rotulas plásticas en vigas. Esto ocurre cuando el acero de refuerzo ha alcanzado su punto de cedencia.

Dependiendo de la magnitud del sismo y del nivel de diseño, el mecanismo de rotulación ideal de vigas (también conocido como condición columna fuerte-viga débil), puede garantizar la estabilidad de la estructura durante un evento, procurando así la preservación de vidas humanas e incluso de bienes materiales de interés nacional. Por tal motivo es el mecanismo deseado.

En el análisis de los miembros sometidos a flexión, se supone que una transición abrupta de elástico con el comportamiento ideal de plástico, se produce a un cierto valor del momento, conocido como, el momento plástico (M_p). El comportamiento en los miembros del M_p se considera elástico. Cuando se alcanza el M_p , una rótula plástica se forma en el miembro, en contraste con una fricción de la bisagra que permite

la rotación libre y ocurre en el momento plástico M_p de forma constante. Las rótulas plásticas se extienden en los tramos cortos de las vigas, pero los análisis detallados han demostrado que es necesario considerar que las vigas rígidas cuentan con unos nodos con plasticidad limitada en los puntos. Mediante la inserción de una rótula plástica en un límite de carga y una viga estáticamente determinada, un mecanismo cinemático permite un desplazamiento sin límites que se pueden formar en el sistema, esto es conocido como el mecanismo de colapso. Para cada grado de indeterminación estática de la viga, se debe agregar un plástico a la articulación adicional para formar un mecanismo de colapso.

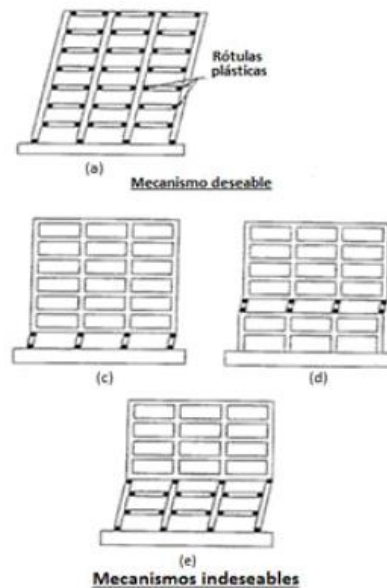


Figura 7 Mecanismo de Rotulación. Fuente: Adaptado de SEAOC 1999

En la estructura (a) de la figura 7 se observa el mecanismo de rotulación ideal de vigas, es decir, la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y solo en las bases de las columnas de planta baja.

En las estructuras siguientes se pueden observar mecanismos de falla indeseados, donde las rotulas plásticas ocurren en columnas. En la figura (c) la formación de rotulas plásticas ocurre en ambos extremos de las columnas de planta

baja; en la figura (d) se forman en uno de los niveles intermedios y en la figura (e) ocurren en las columnas de los primeros tres niveles.

Comportamiento de Sistemas Estructurales

Respuesta no Lineal de Sistemas

El comportamiento de una estructura en su conjunto depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que lo componen, pero depende también, en forma importante de la manera en que estos elementos se encuentren integrados y conectados para formar la estructura en conjunto.

Es particularmente importante, analizar el comportamiento en la etapa no lineal de la estructura y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasen la etapa lineal. Mientras mayor sea el número de secciones que participen de la deformación no lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.

Para cualquier sistema estructural, el mecanismo de deformación inelástica que se llegará a presentar depende de la resistencia relativa de las secciones para cada posible modo de falla. Por tanto, en la etapa de diseño se puede influir en el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones para los diferentes modos de falla. Un aspecto esencial del diseño sísmico consiste en proporcionar a las diferentes partes de la estructura resistencia tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible. Este es el principio de criterio de diseño por capacidad.

Medidas de la Respuesta No Lineal del Sistema.

Una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entrepiso; es decir, el incremento en

el desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente ver figura 8. Resulta conveniente el uso de un índice adimensional de esta medida de la respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo:

$$\gamma = \frac{\Delta}{H}$$

Este índice se denomina distorsión de entrepiso, o deriva, y es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales.

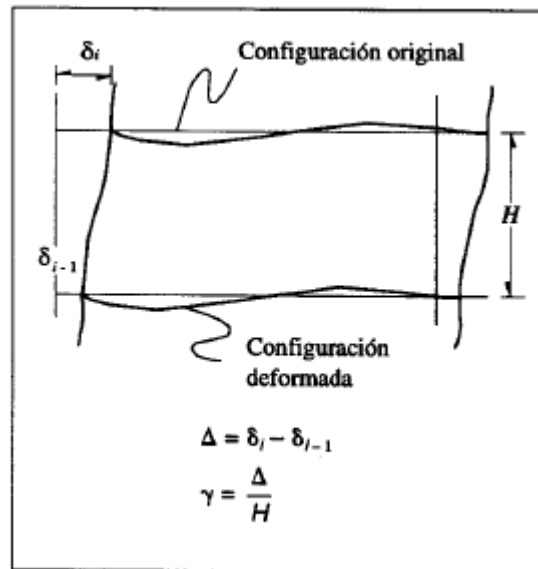


Figura 8 Desplazamiento Relativo de Entrepiso. Fuente: Diseño Sísmico de Edificio. (2000)

Una medida global de la respuesta del conjunto es el desplazamiento máximo de la estructura, generalmente en la punta como lo muestra la figura 9. Este es la suma de los desplazamientos relativos a todos los entrepisos que constituyen la estructura. Cuando se habla de ductilidad de la estructura en su conjunto, ésta se relaciona con el comportamiento del entrepiso más crítico, o con el desplazamiento total de la estructura en la punta.

Se puede establecer, un factor de ductilidad de entrepiso como la relación del máximo desplazamiento que puede aceptar el entrepiso antes del colapso y el desplazamiento al que se presentó la primera fluencia en alguna sección de los elementos que lo componen: también se puede decir de factor de ductilidad global o de conjunto de estructura, como la relación entre el desplazamiento en la punta al presentarse el colapso y el desplazamiento en la punta al presentarse la primera fluencia en alguna sección. En términos generales para que se desarrolle cierto factor de ductilidad de conjunto, se requiere un factor de ductilidad local mucho mayor.

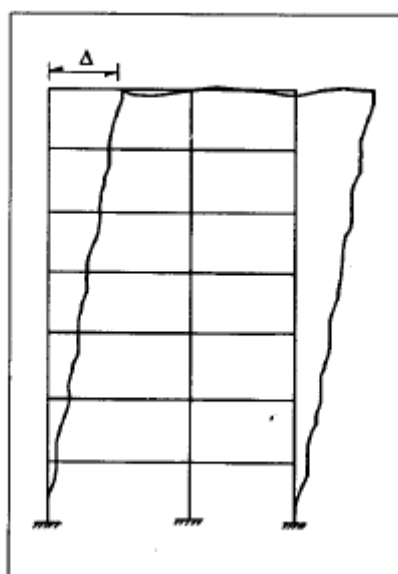


Figura 9 Desplazamiento Total de un Marco en su Etapa Elástica. Fuente: Diseño Sísmico de Edificios

Glosario de Términos

Un glosario de términos es una herramienta esencial para organizar los términos no conocidos o poco comunes que facilitan al lector u oyente interpretar con mayor precisión diferentes tipos de trabajos escritos, ponencias, exposiciones, entre otros. Por su parte, la Real Academia Española define glosario como: "catálogo de palabras de una misma disciplina, de un mismo campo de estudio, etc., definidas o comentadas".

De este modo, el presente trabajo de investigación recluto una serie de definiciones que son de gran importancia para su realización, cuyas definiciones se extrajeron en su totalidad de una misma fuente. A continuación, López, A. (2016) en su tesis de Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Concreto Reforzado con piso blando incorporando disipadores de energía metálicos, define los siguientes términos como:

Acción Sísmica: acción accidentada debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

Adecuación: acciones constructivas destinadas a reducir la vulnerabilidad sísmica de una edificación, tales como: modificaciones, rehabilitación, reforzamientos, aislamiento sísmico o el uso de disipadores de energía.

Amortiguamiento: capacidad que posee un sistema o cuerpo de disipar una energía y transformarla en otro tipo de energía.

Análisis Dinámico: en sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Disipador de Energía: dispositivos encargados de disminuir las acumulaciones de energía asegurándose que otros elementos de la estructuras no sean sobre-solicitados, evitando sus posibles daños a la misma; y además brindan un incremento de la amortiguación a la estructura.

Disipador de Energía tipo Caja Metálica: dispositivo pasivo y metálico en forma de caja metálica de dimensiones aproximadas 15x15x32 cm., que brinda protección a la estructura ante las acciones sísmicas.

Edificación: estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.

Entrepiso: espacio entre dos pisos consecutivos.

Estructura: conjunto de elementos o miembros integrados entre sí que tienen la función de soportar las cargas de la edificación y transmitir las al suelo.

Estructura Regular: estructura que se caracteriza por presentar una configuración simétrica de sus elementos estructurales y otros componentes resistentes a las fuerzas laterales, careciendo de discontinuidades en cuanto a rigidez y/o resistencia.

Estructura Irregular: estructura que se caracteriza por presentar una configuración asimétrica de sus elementos estructurales y otros componentes resistentes a las fuerzas laterales, y su vez poseen discontinuidades en cuanto a rigidez y/o resistencia.

Piso: cada uno de las plantas que integran la edificación.

Piso Blando: irregularidad vertical de una estructura que se manifiesta por medio de una reducción significativa en la rigidez lateral respecto a los demás pisos de la misma.

Respuesta Sísmica: es el conjunto de desplazamientos y fuerzas que se reflejan en una estructura al estar sujeta a acciones sísmicas.

Rigidez Lateral de un Entrepiso: resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

Sistema de Protección Sísmica: dispositivos de control que brindan la capacidad de dotar a la estructura de resguardo de sus miembros ante las acciones sísmicas.

Bases Legales

La normativa vigente en Venezuela no define los aspectos necesarios para el desarrollo de esta investigación, por lo cual será necesaria la utilización de normativas internacionales con la finalidad de obtener los criterios básicos para la implementación de este sistema.

Por otra parte, tomando en cuenta que la mayoría de la normativa vigente en Venezuela concerniente a esta investigación, no ha sido actualizada, se estudiarán normativas de otros países con mayor experiencia en el campo estructural, para obtener un marco referencial más completo para el desarrollo de este tipo de investigación en el país.

A continuación, se presentan los códigos que servirán de apoyo para la presente investigación:

Normativa Nacional

1. COVENIN-MINDUR 1756:2001-1 “Edificaciones Sismo-resistentes. Articulado”, la cual será referida como 1756:01 para los fines de esta investigación.
2. COVENIN-MINDUR 1756:2001-2 “Edificaciones Sismo-resistentes. Comentarios”.
3. FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”
4. COVENIN-MINDUR (PROVISIONAL) 2002 – 88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Normativa Internacional

1. IBC2012: “International Building Code”, EEUU.
2. FEMA P-750 / 2009: “NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, EEUU.
3. ANSI/AISC 360-10: “Specification for Structural Steel Buildings”, Código Nacional de los Estados Unidos.
4. ANSI/AISC 341-10: “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, Código Nacional de los Estados Unidos.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico de la presente investigación, pretende desarrollar cada uno de los aspectos relacionados con el procedimiento a seguir, el tipo de investigación, y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para elaborar la investigación en base a los objetivos planteados.

La investigación se encuentra orientada a desarrollar un protocolo para la investigación patológica de estructuras en concreto reforzado para estructuras tradicionales.

Tipo de la Investigación

La investigación es de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito determinar sistemáticamente el valor de un proyecto. Por su parte, Valarino, Yaber y Cemborain (2010), explican que “Es uno de los tipos de investigación que más apropiadamente corresponden a los proyectos de aplicación en los programas de especialización” (p 70).

La investigación es de tipo descriptiva, lo cual se logra al detallar y describir el fenómeno de interés mediante el estudio de variables que permitan determinar si el protocolo implementado para la investigación de estructuras en concreto reforzado, cumple con los requerimientos mínimos que pueden coincidir en resultados óptimos.

Diseño de la Investigación

Según la naturaleza del estudio, se ubica dentro de la modalidad documental, ya que para el desarrollo de la misma se adoptó un proceso basado en la búsqueda,

recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas o electrónicas.

Según Bernal (2006) explica: “La investigación documental consiste en un análisis de la información escrita sobre un determinado tema, con el propósito de establecer relaciones, diferencias, etapas, posturas o estado actual del conocimiento respecto del tema objeto de estudio.” (p. 110)

Diseño de las Fases Metodológicas

Para cumplir con los objetivos de la presente investigación, se debe utilizar una metodología que permita entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones, por lo cual el presente trabajo se enfoca en tres importantes fases.

Primera Fase: Crear modelos analíticos de pórticos entre dos y varios niveles en concreto reforzado, donde se varíen las características geométricas de las secciones de las vigas.

Segunda Fase: Revisar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de viga débil y columna fuerte contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06.

Tercera Fase: Determinar la demanda de ductilidad local en la sección de viga, considerando una demanda de ductilidad global del nivel para cada modelo analítico.

Cuarta Fase: Comparar los resultados obtenidos de las capacidades de ductilidad locales de la sección de la viga contra la demanda de ductilidad global en cada modelo analítico.

Quinta Fase: Establecer recomendaciones prácticas para el diseño de estructuras en concreto reforzado ante cargas sísmicas.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

Para la obtención de los datos la primera técnica utilizada es la observación catalogada como científica estructurada. Es científica porque busca observar y percibir activamente la realidad exterior con el propósito de obtener los datos que previamente ha sido definido de interés para la investigación y estructurada porque el problema se ha definido claramente y permite un estudio preciso de los patrones de comportamiento que se quieren observar y medir. Impone limitantes con el fin de aumentar su precisión y objetividad, y así obtener información adecuada del fenómeno de interés.

Otras técnicas de análisis fueron el análisis documental y el análisis de contenido, ya que los mismos son útiles especialmente para establecer comparaciones y estudiar en profundidad diversos materiales, ya que gracias a la aplicación de estas técnicas se pueden hacer apreciaciones sistemáticas, encontrar coincidencias y discrepancias y en general obtener un tipo de información bastante profunda en el tema.

Los datos recolectados son en su mayoría provenientes de la información en fuentes bibliográficas, para obtener dicha información fueron necesarios libros, guías de diseño, la normativa vigente nacional e internacional; además de una serie de investigaciones, informes, reportes, entre otros, localizados mediante fuentes electrónicas.

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Una vez recaudados los datos se debe procesar la información obtenida en el estudio, este análisis puede ser cualitativo o cuantitativo. Para el caso de la presente investigación el análisis realizado es del tipo cualitativo.

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006), “el enfoque cualitativo utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación” (p 8).

Los datos recaudados se expresarán de manera cualitativa, generando criterios novedosos que generarán nuevas incursiones en el campo de la patología en Venezuela.

Operacionalización de Objetivos

Objetivo General: Analizar la ductilidad local en pórticos de concreto reforzado ante cargas sísmicas.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Crear modelos analíticos de pórticos entre dos y varios niveles en concreto reforzado, donde se varíen las características geométricas de las secciones de las vigas.	Modelos Analíticos	Determinar el número de modelos analíticos que sean lo suficientemente necesarios para caracterizar el modelo estructural.	Sirve para establecer los pórticos a modelar.

Objetivo General: Analizar la ductilidad local en pórticos de concreto reforzado ante cargas sísmicas.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Revisar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de viga débil y columna fuerte contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06.	Exigencias Sismo-resistentes	Capacidad que debe poseer una edificación ante cargas sísmicas	Establecer mediante parámetros las características geométricas de las secciones que cumplan con los criterios del nivel de diseño 3 establecido en la Norma COVENIN 1753-2006.
Determinar la demanda de ductilidad local en la sección de viga, considerando una demanda de ductilidad global del nivel para cada modelo analítico.	Demanda	Capacidad estructural que debe poseer una estructura para disipar la energía sísmica.	Desplazamientos laterales en la estructura

Objetivo General: Analizar la ductilidad local en pórticos de concreto reforzado ante cargas sísmicas.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Comparar los resultados obtenidos de las capacidades de ductilidad locales de la sección de la viga contra la demanda de ductilidad global en cada modelo analítico.	Ductilidad	Establecer diferencias y semejanzas de las variables estudiadas	Relaciones y diferencias entre los resultados obtenidos del análisis.
Establecer recomendaciones prácticas para el diseño de estructuras en concreto reforzado ante cargas sísmicas.	Recomendaciones	Desarrollar las recomendaciones que se establezcan en el análisis para obtener los resultados que se esperan.	Numero de recomendaciones necesarias para cumplir con los parámetros establecidos en el análisis.

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

Nº	Etapas	Mes															
		Agosto				Sept.				Oct.				Nov.			
		Semana				Semana				Semana				Semana			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
I	Revisión bibliográfica																
II	Realizar Modelos Matemáticos																
III	Evaluar los Modelos Matemáticos																
IV	Comparación de los Modelos con la Norma Covenin 1753-2006																
V	Proponer los resultados con sus posibles soluciones																

Elaborado por: Miguelangel Meza (2017)

Fecha de inicio: Agosto 2017

Fecha de culminación: Diciembre 2017

CAÍTULO IV

RESULTADOS

Tomando en cuenta el objetivo general y los objetivos específicos de la presente investigación, el análisis teórico y metodológico estudiado a lo largo del mismo, es oportuno describir todos los resultados obtenidos en el desarrollo de cada fase presentada anteriormente en la metodología del trabajo de grado.

4.1 Crear modelos analíticos de pórticos entre dos y varios niveles en concreto reforzado, donde se varíen las características geométricas de las secciones de las vigas.

En esta fase se crearon tres modelos analíticos conformado por un sistema estructural tipo pórtico en concreto reforzado, los tres modelo fueron presentado con la misma geometría en su plano más desfavorable, los modelos están conformados por 3 niveles de entre piso más un techo visitable, las dimensiones de sus luces son 6m, 5m y 6m en el sentido de las ordenadas “X”, las secciones de las columnas varían de acuerdo a las necesidades de diseño, para la altura de la viga se tomó como referencia la tabla 9.6.1 de la norma Fondonorma 1756-2006, donde se establecen varias condiciones para determinar la altura de la viga, para los casos en estudio que escogieron los siguientes: $L/12$; $L/18.5$ y $L/21$ respectivamente.

En primera instancia de determinaron las cargas de diseño para el análisis matemático de las secciones, para cargas permanentes se establecido 695 Kg/m² para los niveles 1, 2 y 3 para el nivel techo una carga permanente de 445 Kg/m², del mismo modo se establecieron las cargas variables para los niveles inferiores de 300 Kg/m² y para el nivel techo de 100 Kg/m², se tomó como referencia el uso de oficina, la calidad de los materiales que se usaron fueron $F_c=250$ Kg/cm² y $F_y=4200$ Kg/cm². A

continuación se presenta un plano de planta que se estableció como base para el análisis de los modelos.

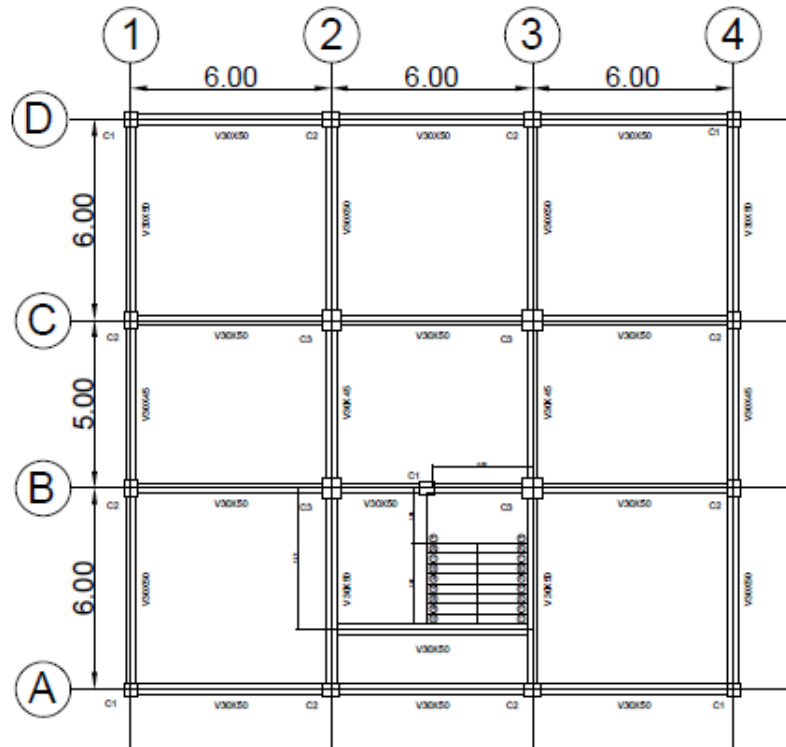


Figura 10 Plano de planta Tipo

4.1.1 Pre- dimensionado de las secciones de columnas

	<i>Columna tipo</i>	<i>Ubicación</i>	<i>factor</i>	<i>Lx (m)</i>	<i>Ly (m)</i>	<i>At (m2)</i>
	1	Esquinera	35	3.00	3.00	9.00
	2	Perimetral	25	3.00	5.50	16.50
	3	Perimetral	25	6.00	3.00	18.00
	4	Central	15	6.00	5.50	33.00

Cuadro 1 Definición de columnas por área tributaria

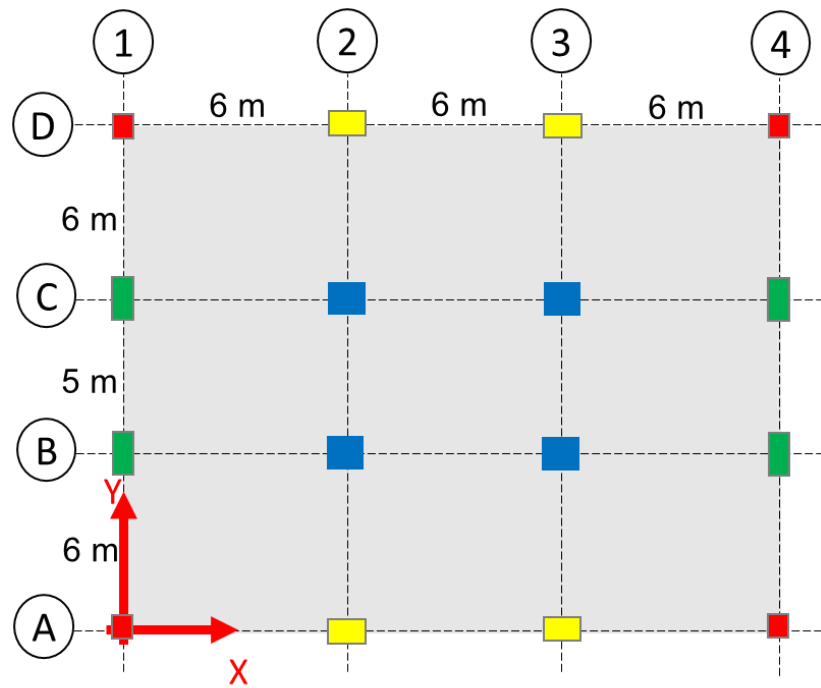


Figura 11 Plano de planta para ubicación de columnas y sentido de las mismas.

4.1.2 Método de Fargier & Fargier para determinar el área de las columnas.

			<i>Pu (kg)</i>			
<i>Nivel</i>	<i>CP (kg/m²)</i>	<i>CV (kg/m²)</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
4 (Techo)	445	100	6867	12589.5	13734	25179
3	695	300	12537	22984.5	25074	45969
2	695	300	12537	22984.5	25074	45969
1	695	300	12537	22984.5	25074	45969

Cuadro 2 Carga Ultima por Nivel en Columnas

	$\Sigma Pu \text{ (kg)}$				$Ac \text{ (cm}^2\text{)}$			
<i>Nivel</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
4 (Techo)	6867	12589.5	13734	25179	240	315	343	378
3	19404	35574	38808	71148	679	889	970	1067
2	31941	58558.5	63882	117117	1118	1464	1597	1757
1	44478	81543	88956	163086	1557	2039	2224	2446

Cuadro 3 Carga Acumulada en Columnas y Área requerida

	<i>Tipo 1</i>			<i>Tipo 2</i>		
<i>Nivel</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h(cm)</i>	<i>Ac (cm²)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h(cm)</i>	<i>Ac (cm²)</i>
4 (Techo)	30	30	900	30	30	900
3	30	30	900	30	30	900
2	40	40	1600	40	40	1600
1	40	40	1600	45	45	2025

Cuadro 4 Área requerida por nivel y tipo de columna

	<i>Tipo 3</i>			<i>Tipo 4</i>		
<i>Nivel</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h(cm)</i>	<i>Ac (cm²)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>h(cm)</i>	<i>Ac (cm²)</i>
4 (Techo)	30	30	900	30	30	900
3	30	30	900	35	35	1225
2	40	40	1600	45	45	2025
1	50	50	2500	50	50	2500

Cuadro 5 Área requerida por nivel y tipo de columna

4.1.3 Geometría de los modelos en elevación.

Modelo 1

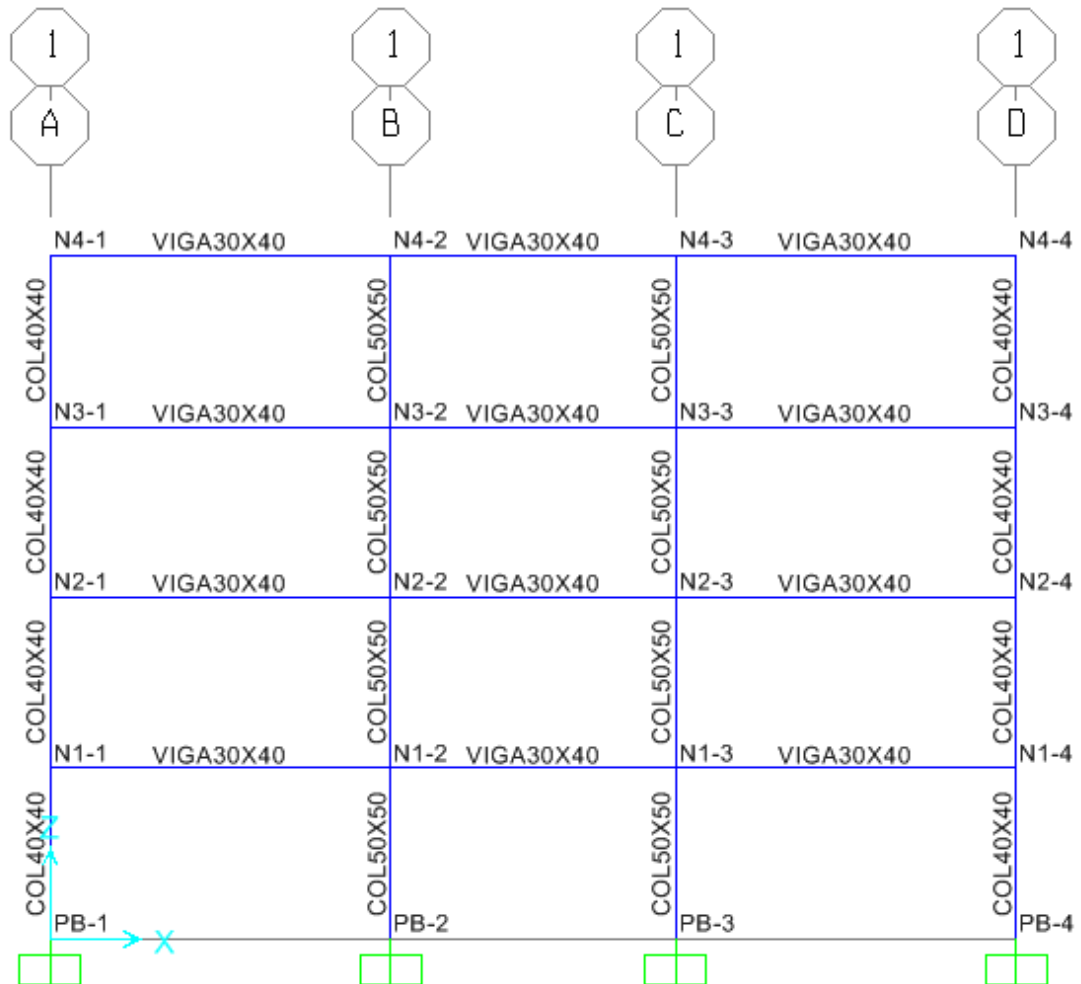


Figura 12 Modelo 1 en Sap2000 V20

En la figura anterior se muestra el modelo 1 utilizado inicialmente, las columnas esquineras son de 40x40cm y las centrales son de 50x50cm, para las vigas de carga se usó el método L/18.5 dando como altura de viga 40cm y base 30cm, las dimensiones entre los ejes de A-1 a B-1 de 6m de B-1 a C-1 de 5m y de C-1 a D-1 de 6m.

Modelo

2

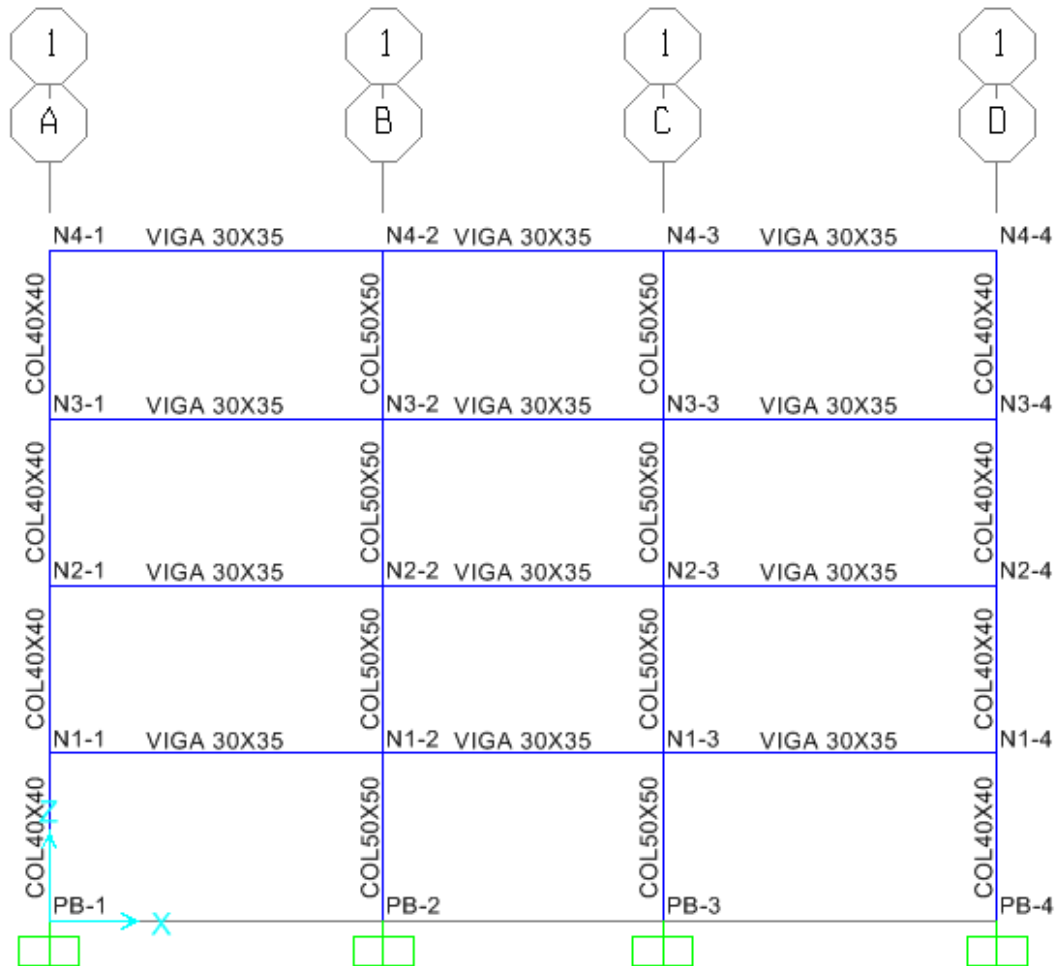


Figura 13 Modelo 2 en Sap2000 V20

De igual forma que en la figura 12, se muestra el modelo 2 utilizado inicialmente, las columnas esquineras son de 40x40cm y las centrales son de 50x50cm, para las vigas de carga se usó el método L/21 dando como altura de viga 35cm y base 30cm, las dimensiones entre los ejes de A-1 a B-1 de 6m de B-1 a C-1 de 5m y de C-1 a D-1 de 6m.

Modelo 3

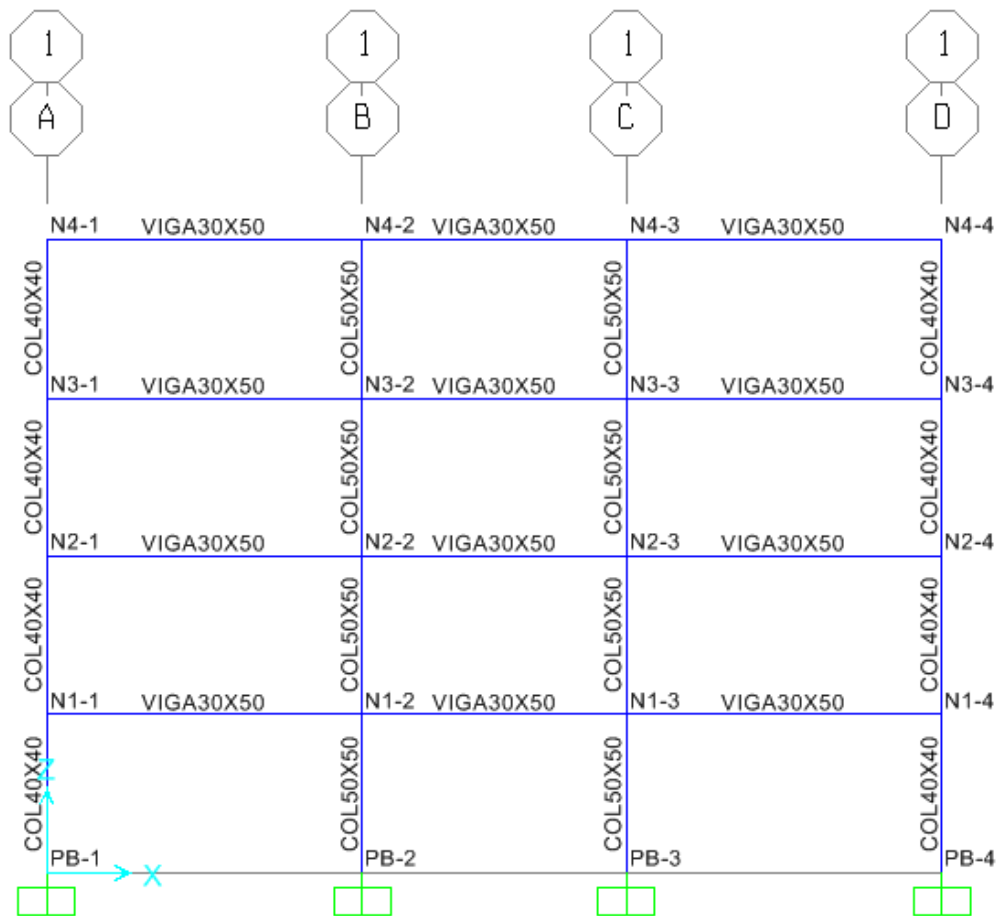


Figura 14 Modelo 2 en Sap2000 V20

De igual forma que en la figura 12, se muestra el modelo 3 utilizado inicialmente, las columnas esquineras son de 40x40cm y las centrales son de 50x50cm, para las vigas de carga se usó el método L/12 dando como altura de viga 50cm y base 30cm, las dimensiones entre los ejes de A-1 a B-1 de 6m de B-1 a C-1 de 5m y de C-1 a D-1 de 6m.

4.2 Revisar que los modelos analíticos cumplan con el criterio de viga débil y columna fuerte contenido en los requerimientos del nivel de diseño 3 propuesto en el capítulo 18 de la Norma 1753-06.

En esta fase se pretende realizar un análisis de los distintos modelos, los cuales deberán cumplir con los requerimientos mínimos, establecidos en la norma FONDONORMA 1753-2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural, específicamente en el capítulo 18, en sus artículos 18.3 al 18.6 respectivamente. Las disposiciones en los mencionados artículos se les aplicaran a todas las vigas del sistema resistente a sismo, y todas las columnas del mencionado sistema para cada modelo analítico.

Modelo 1, Nivel de Diseño

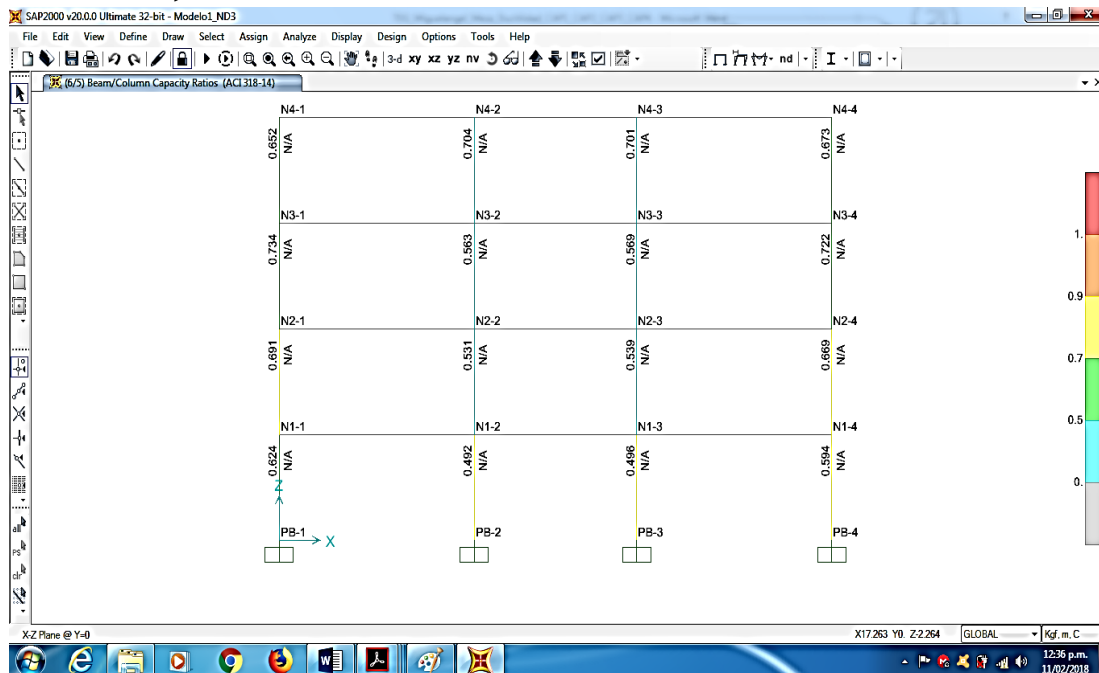


Figura 15 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000

En la imagen anterior se puede evidenciar que ninguna de las secciones supera la unidad en función del ratio 6/5 de viga-columna, comprobando de esta manera que el modelo 1 satisface los requerimientos mínimos para el nivel de diseño 3 conformados en los artículos 18.3 al 18.6 de la norma FONDONORMA 1753-2006. Cabe destacar que para la comprobación en el software de cálculo se utilizó la norma ACI 318-14 debido a que las exigencias por nivel de diseño 3 son iguales que la propuesta por la norma venezolana.

Modelo 1 Porcentaje de acero requerido por el ND3

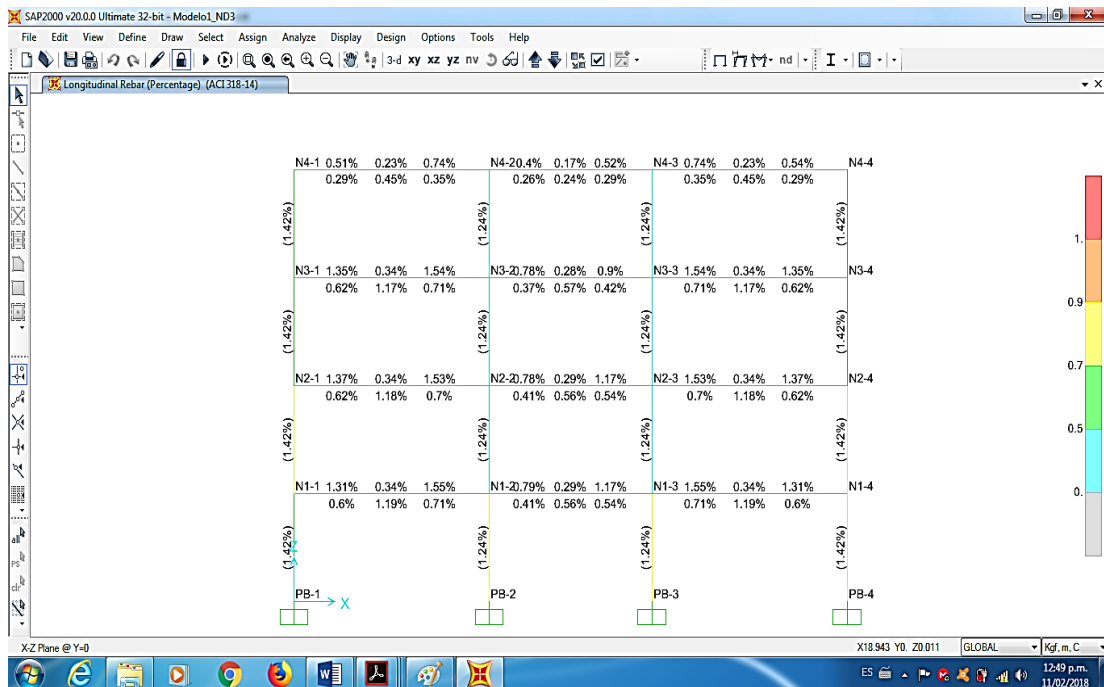


Figura 16 Porcentaje de acero requerido por el ND3

En la figura 15, se muestran los porcentajes de acero requeridos según el nivel de diseño 3 establecido en la norma ACI 318-14, porcentajes necesarios para cumplir con los requerimientos de ductilidad mínima requeridos en los elementos pertenecientes al sistema resistente a sismo, las vigas y columnas del modelo analítico

no superan en ningún caso el nivel máximo de cuantía establecido en la norma venezolana , que establece que la cuantía máxima permitida no debe superar el 2.5% , artículo 18.3.3 .

En esta figura no se muestra el acero de refuerzo a corte debido a que el investigador solo enfoca el estudio de la ductilidad local de los elementos sin acero de confinamiento, en decir que se deprecia la ductilidad aportada por el acero transversal.

Modelo 2, Nivel de Diseño 3

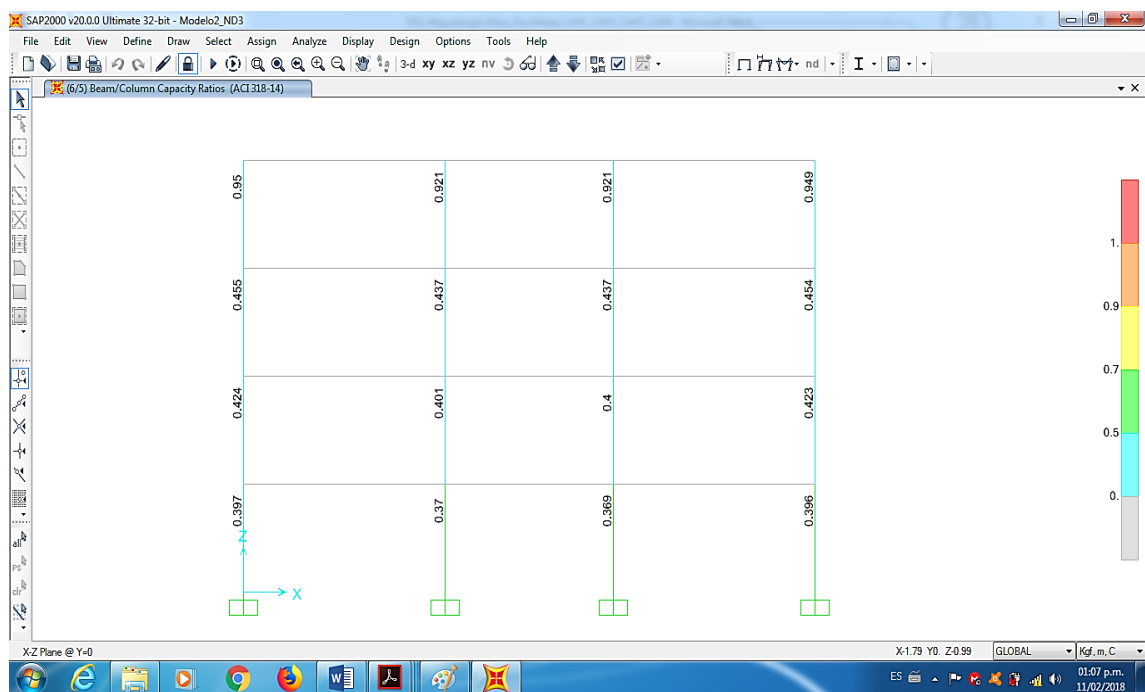


Figura 17 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000

En la imagen anterior se puede evidenciar que ninguna de las secciones supera la unidad en función del ratio 6/5 de viga-columna, comprobando de esta manera que el modelo 2 satisface los requerimientos mínimos para el nivel de diseño 3 conformados en los artículos 18.3 al 18.6 de la norma FONDONORMA 1753-2006. De igual manera para la comprobación en el software de cálculo se utilizó la norma

ACI 318-14 debido a que las exigencias por nivel de diseño 3 son iguales que la propuesta por la norma venezolana.

Este criterio de columna fuerte-viga débil debe garantizar el mecanismo de falla idealizado, es decir que las rotulas plásticas se generen en la viga y no en la columna, produciendo así un colapso parcial en la estructura, permitiendo en sismos severos que las mismas incurrieren en el rango plástico sin colapsar, salvaguardando la mayor cantidad de vidas posible.

Modelo 2 Porcentaje de acero requerido por el ND3

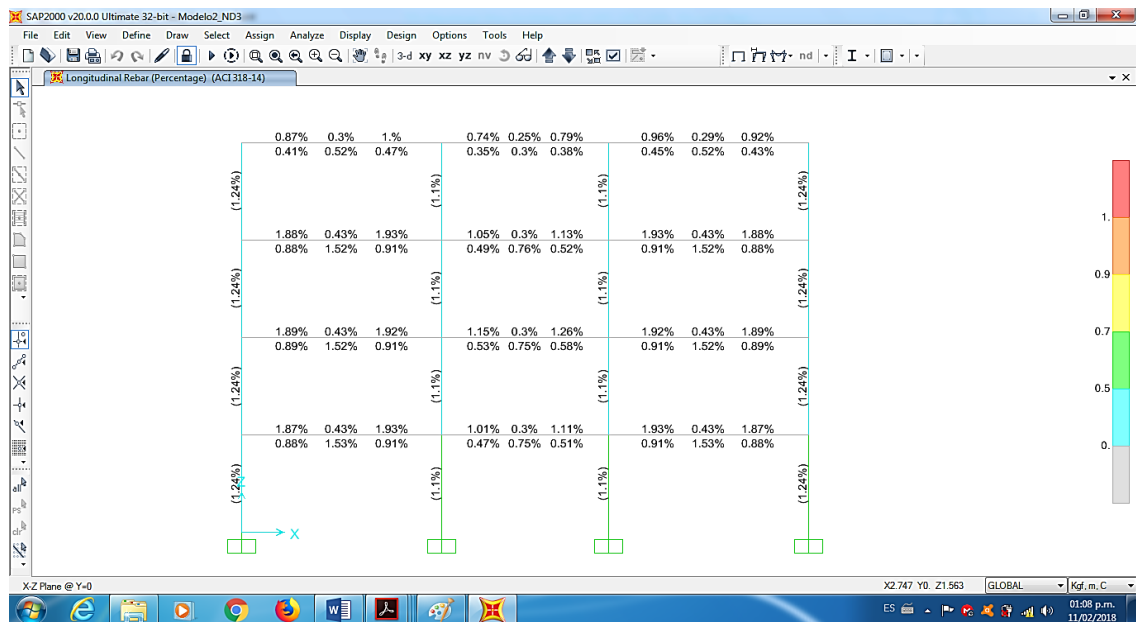


Figura 18 Porcentaje de acero requerido por el ND3

En la imagen anterior, se muestran los porcentajes de acero establecidos según el nivel de diseño 3 propuesto en la norma ACI 318-14, porcentajes necesarios para cumplir con la demanda de ductilidad mínima, porcentajes requeridos en los elementos pertenecientes al sistema resistente a sismo, las vigas y columnas del modelo analítico no superan en ningún caso el nivel máximo de cuantía establecido en la norma

venezolana , que establece que la cuantía máxima permitida no debe superar el 2.5% , artículo 18.3.3 .

Una parte del acero de refuerzo por momentos positivos deberá prolongarse hacia y dentro del apoyo, a lo largo del mismo borde del miembro, para tomar en cuenta el efecto de alguna de variación de los momentos no contemplados en los cálculos. Cuando un miembro solicitado por flexión es parte del sistema resistente a cargas laterales, se puede producir una inversión de los momentos en los apoyos debido a solicitaciones mayores a las previstas en el proyecto, por lo que algo del refuerzo positivo debe estar bien anclado dentro del apoyo. Este anclaje debe asegurar una respuesta dúctil en el caso de solicitaciones excepcionales, como las originadas por explosiones o sismos. Para lograr esta ductilidad no basta con emplear más acero de refuerzo trabajando a tensiones más bajas porque el requisito de anclaje total no se aplica al refuerzo en exceso al que se coloque en el apoyo.

Modelo 3, Nivel de Diseño 3

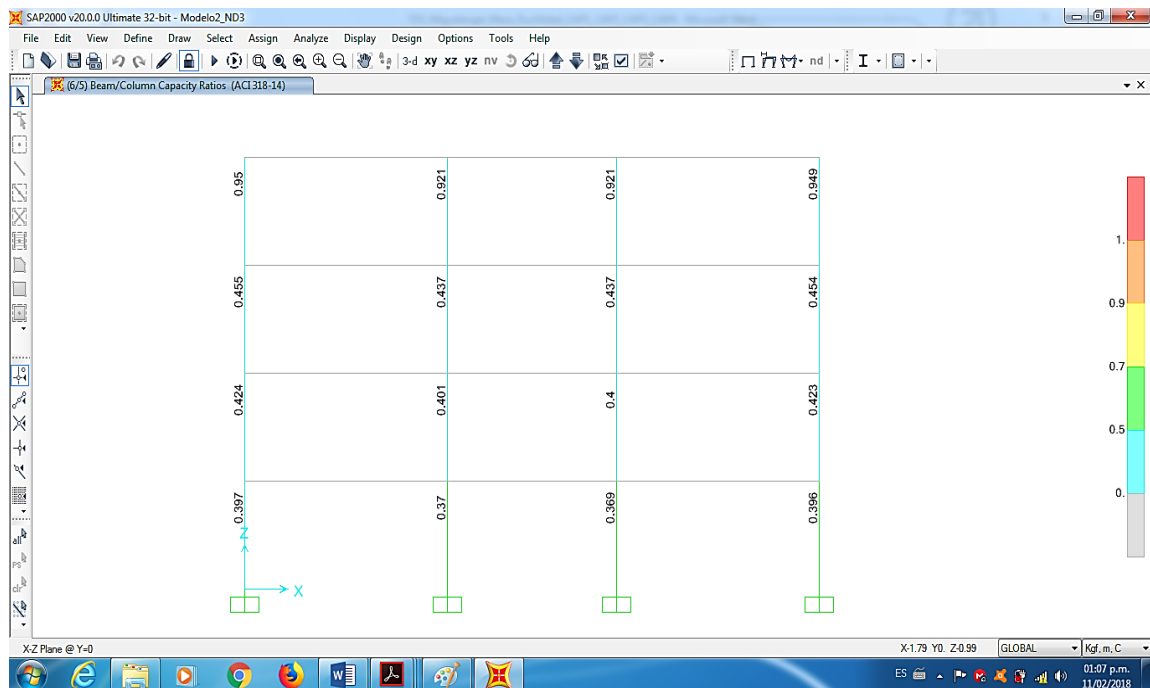


Figura 19 Relación de 6/5 de Viga/Columna según los criterios de ND3 ACI 318-14 Sap2000

En la imagen anterior se puede evidenciar que ninguna de las secciones supera la unidad en función del ratio 6/5 de viga-columna, debido a que las secciones de columnas tuvieron que ser modificada quedando de la siguiente manera columnas esquineras de 55x55cm y columnas centrales de 90x90cm, comprobando de esta manera que el modelo 3 satisface los requerimientos mínimos para el nivel de diseño 3 conformados en los artículos 18.3 al 18.6 de la norma FONDONORMA 1753-2006. De igual manera para la comprobación en el software de cálculo se utilizó la norma ACI 318-14 debido a que las exigencias por nivel de diseño 3 son iguales que la propuesta por la norma venezolana. El diseño de los nodos tiene como principales objetivos:

- 1.- Preservar la integridad del nodo de tal manera que las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas puedan ser desarrolladas durante un evento sísmico.
- 2.- Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo bajo cargas sísmicas minimizando el agrietamiento del concreto en el nodo y la pérdida de adherencia entre el concreto y los aceros longitudinales de la viga y la columna.
- 3.- Prevenir la falla frágil por corte.

Modelo 3 Porcentaje de acero requerido por el ND3

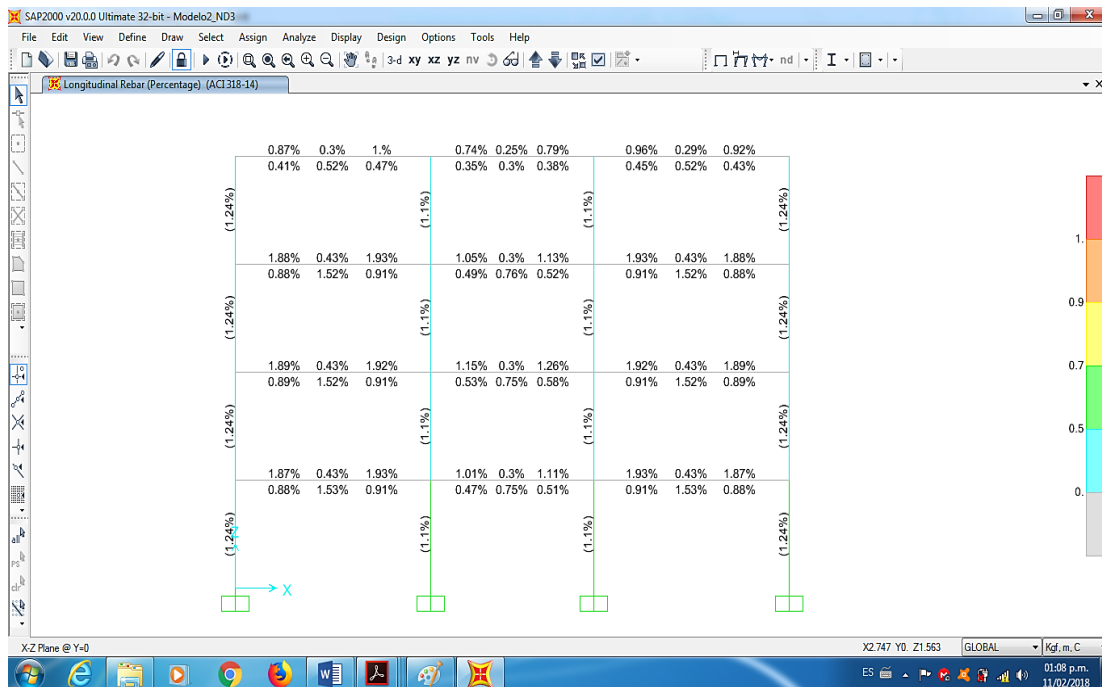


Figura 20 Porcentaje de acero requerido por el ND3

En la imagen N°6, se muestran los porcentajes de acero establecidos según el nivel de diseño 3 propuesto en la norma ACI 318-14, porcentajes necesarios para cumplir con la demanda de ductilidad mínima, porcentajes requeridos en los elementos pertenecientes al sistema resistente a sismo, las vigas y columnas del modelo analítico no superan en ningún caso el nivel máximo de cuantía establecido en la norma venezolana, que establece que la cuantía máxima permitida no debe superar el 2.5%, artículo 18.3.3.

4.3 Determinar la demanda de ductilidad local en la sección de viga, considerando una demanda de ductilidad global del nivel para cada modelo analítico.

Para el desarrollo de este objetivo fue necesario el uso de la Ley de Hooke y la Teoría de la Rotura, así mismo, el conocimiento de los puntos cedentes y no cedentes que actuaban en cada sección de viga para un óptimo análisis de la ductilidad local en

cada elemento. Las secciones en vigas se escogieron teniendo en cuenta las dimensiones mínimas por norma, en el que la relación de h/d debe ser mayor que 0,3. Así también, otras cuyas dimensiones satisfagan los resultados deseados.

Igualmente, seleccionando áreas de acero posibles para cumplir con las características de una viga sometida a cargas sísmicas, garantizando que la cuantía real no debe ser mayor que 2.5%, según lo establecido en el código ACI 318-14 para vigas que cumplan con los requisitos dúctiles impuesto en dicho código. Para el análisis sísmico se tomó como base de estudio que la edificación estaba en marcada dentro de las siguientes características:

To	0.18	0.25T* Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).
T*	0.70	Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante
T+	0.40	Periodo característico de variación de respuesta dúctil.
R	6.00	Factor de Reducción de Respuesta sísmica para Estructuras Tipo 1 ND3
C	1.23	Raíz Cuarta de la relación entre R / β
a	1.15	Factor de Importancia Tabla 6.1 1756-2001 Grupo B1
b	2.60	Factor de magnificación promedio Tabla 7.1 1756-2001
F	0.90	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal. Tabla 5.1 1756-2001 para un suelo S2 en una zona sísmica 5
Ao	0.30	Coeficiente de aceleración horizontal
p	1.00	Exponente que define la rama descendente del espectro.

Cuadro 6 Caracterización sísmica utilizada en los modelos

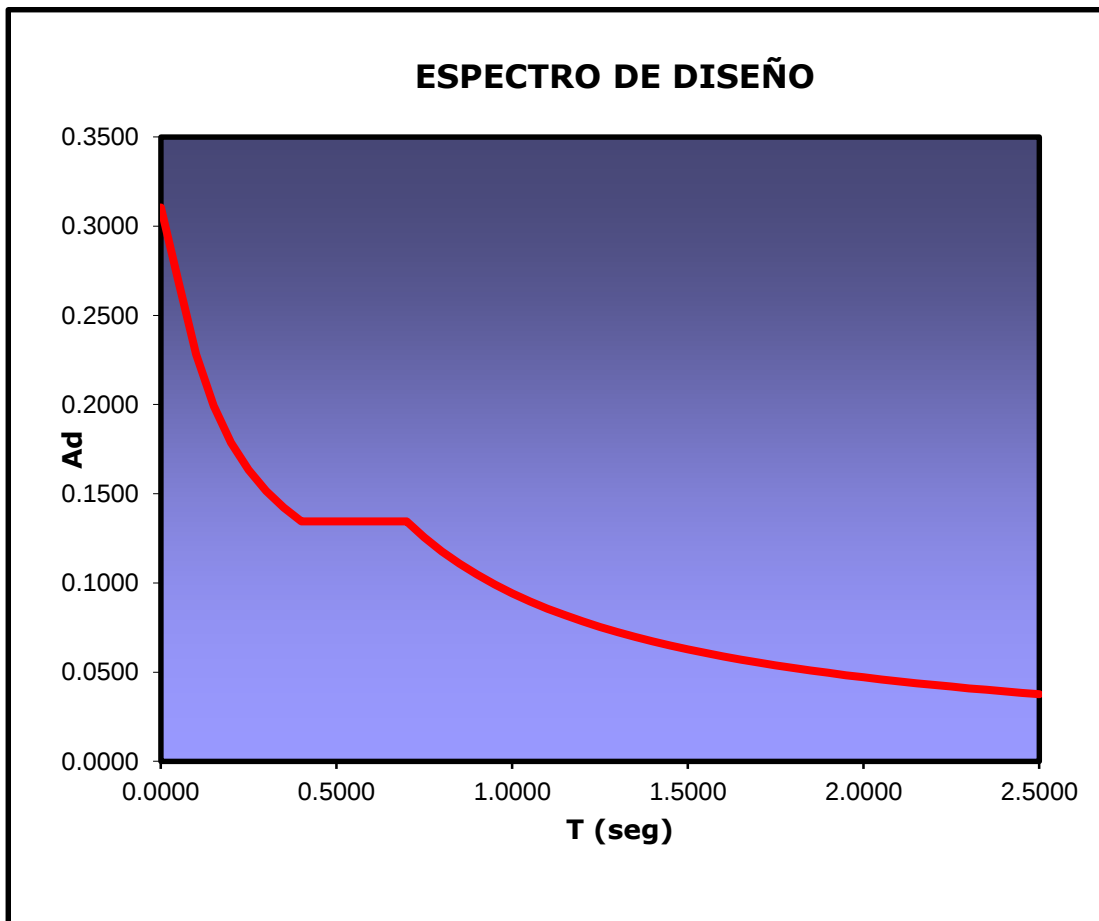


Figura 21 Espectro de Diseño utilizado en los distintos modelos.

4.3.1 Vigas seleccionadas para el análisis de la ductilidad local en los distintos modelos.

A continuación se hace una breve descripción de los tipos de vigas que se usaron para el análisis de la ductilidad local de cada modelo, es importante mencionar que la viga ya muestran las áreas de acero necesarias, para cumplir con los requerimientos del código ACI 318-14, correspondiente al análisis de cada modelo las vigas se diseñaron cumpliendo las exigencias del capítulo 18 de la norma venezolana para el nivel de diseño 3.

Modelo 1: Viga de 30 x 40 cm

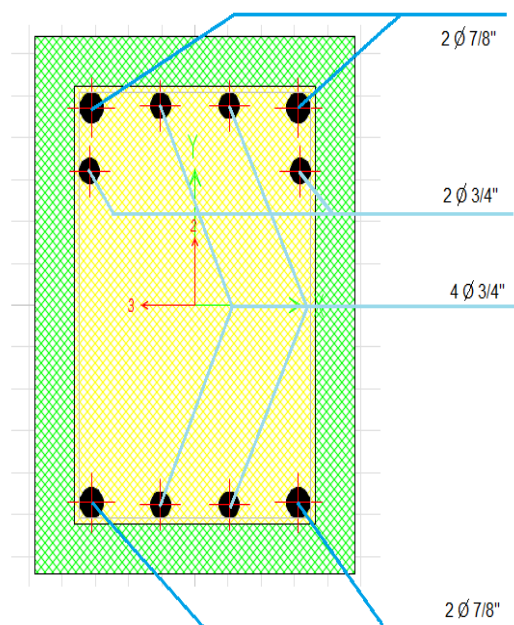


Figura 22 Sección de viga del modelo 1

Modelo 2: Viga de 30 x 35 cm

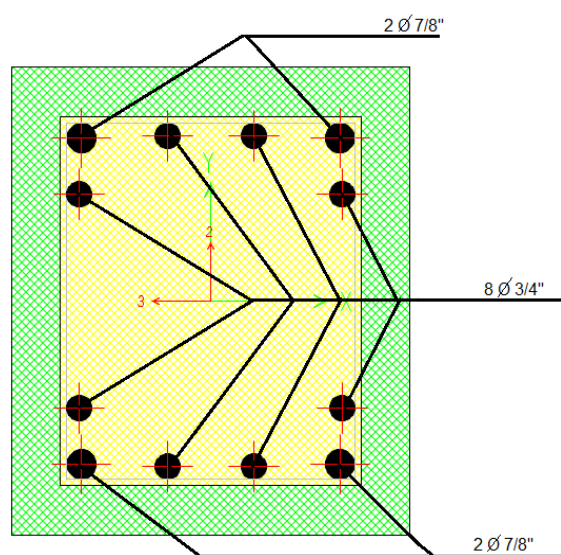


Figura 23 Sección de viga del modelo 2

Modelo 3: Viga de 30 x 50 cm

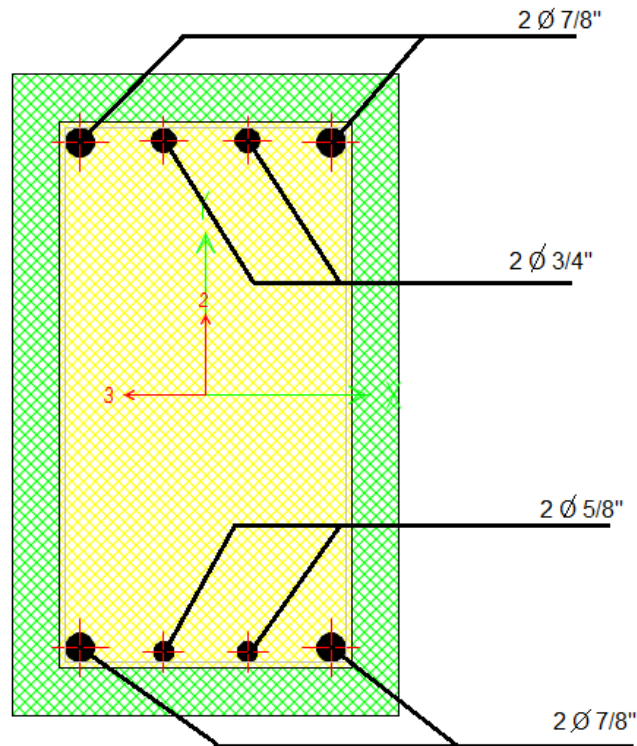


Figura 24 Sección de viga del modelo 3

Se desarrollara el estudio de la ductilidad local utilizando como ejemplo la viga de sección 30 x 40 cm, lo primero que se debe hacer es chequear que la viga este sub-reforzada, para ello es necesario calcular el valor de las áreas de acero que en ella existen, así como también las cuantías respectivas. En el cual se garantiza una viga sub-reforzada si la cuantía superior e inferior no sobre pasan la cuantía máxima $\rho_{\text{máx}}$ de 2,5%.

Áreas de Acero:

$$As = (\#cab) \frac{\pi b_d^2}{4}$$

$$A_s = (4) \frac{\pi * 19,05^2}{4} = 11,40 \text{ cm}^2 ; \quad A_s = (2) \frac{\pi * 22,22^2}{4} = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,40 + 7,76 = 19,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = (\#cab) \frac{\pi b_d^2}{4}$$

$$A_s' = (2) \frac{\pi * 19,05^2}{4} = 5,70 \text{ cm}^2 ; \quad A_s' = (2) \frac{\pi * 22,22^2}{4} = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 5,70 + 7,76 = 13,46 \text{ cm}^2$$

Cuantías:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0,025 \text{ (2,5\%)}$$

$$\rho = \frac{19,16}{30 \times 35} \leq 0,025 \text{ (2,5\%)} \text{ Cumple}$$

$$\rho' = \frac{13,46}{30 \times 35} \leq 0,025 \text{ (2,5\%)} \text{ Cumple}$$

Donde:

A_s : Área de acero a tracción

A_s' : Área de acero a compresión

b_d : diámetro de cabilla

$\# cab$: cantidad de cabillas

ρ : cuantía a tracción

ρ' : cuantía a compresión

b: base de la viga

d: altura útil de la viga

Se procede a determinar el primer punto de la gráfica momento-curvatura mediante el agrietamiento del concreto, para ello se debe calcular el momento de agrietamiento en la sección. Según la teoría clásica para elementos sometidos a flexión, cuando el concreto comienza a agrietarse se puede decir que está en el rango elástico y es posible usar la teoría clásica para trabajar la sección transformada, el cual nos permite transformar el área de acero en concreto para poder evaluar la sección uniformemente con el mismo material, ya que en este punto solo está trabajando el concreto. Para esto, la sección transformada viene dada por:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$
$$n = \frac{2,1 \times 10^6}{15100 \sqrt{250}} = 8,8$$

Área de la sección transformada:

$$A_t = bh + (n - 1)(A_s + A_s')$$

$$A_t = (30 \times 40) + (8,8 - 1)(13,46 + 19,16) = 1454,44 \text{ cm}^2$$

Dónde:

E_s : Módulo de elasticidad del acero

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

Profundidad del eje neutro de la sección transformada: es necesario saber dónde se encuentra ubicada el eje neutro, el cual nos permitirá obtener el brazo de palanca necesario para el cálculo del momento en el agrietamiento.

$$\bar{Y}_{CG} = \frac{(bh) \left(\frac{h}{2}\right) + (n - 1)A_s d + (n - 1)A_s' d'}{A_t}$$

$$\bar{Y}_{CG} = \frac{(30 \times 40) \left(\frac{40}{2} \right) + (8,8 - 1)13,46 * 35 + (8,8 - 1)19,16 * 5}{1454,44}$$

$$\bar{Y}_{CG} = 19,54 \text{ cm}$$

Dónde:

$\bar{Y}_{CG}$: Centro de gravedad de la sección o eje neutro de la sección agrietada

d' : Altura útil desde el acero a compresión o recubrimiento

h : altura total de la viga

Se procede a calcular el momento de inercia de la sección transformada, calculando el momento de inercia que refleja la distribución de masas de la sección o de un sistema de partículas en rotación, respecto al eje de giro, en este caso el eje neutro.

$$I_{ag} = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + bh \left(\bar{Y}_{CG} - \frac{h}{2} \right)^2 + [(n - 1)As(d - \bar{Y}_{CG})^2] + [(n - 1)As'(\bar{Y}_{CG} - d')^2]$$

$$I_{ag} = \left(\frac{30 \times 40^3}{12} \right) + (30 \times 40)(19,54 - 20)^2 + [(8,8 - 1)13,46(35 - 19,54)^2] + [(8,8 - 1)19,16(19,54 - 5)^2]$$

$$I_{ag} = 217.888,19 \text{ cm}^4$$

Usando todos los parámetros anteriormente calculados, se puede obtener el momento del primer punto de la gráfica momento-curvatura mediante:

$$M_{ag} = \frac{f_r I_{ag}}{h - \bar{Y}_{CG}}$$

$$M_{ag} = \frac{2\sqrt{250} * (217888,19)}{40 - 19,54} = 3367,66 \text{ kgm}$$

Dónde:

f_r : Módulo de rotura

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

Seguidamente se estima la curvatura y para ello se hizo necesario conocer la deformación del concreto agrietado, la cual mediante la Ley de Hooke la deformación viene dada por:

$$fr = \varepsilon_{ag}Ec$$

Despejando la deformación del concreto, se tiene que:

$$\varepsilon_{ag} = \frac{fr}{Ec}$$

$$\varepsilon_{ag} = \frac{31,62}{15100\sqrt{250}} = 0,0001$$

Finalmente, sustituyendo es posible estimar la curvatura que tiene la viga en el agrietamiento del concreto, usando:

$$\varphi_{ag} = \frac{\varepsilon_{ag}}{h - \bar{Y}_{CG}}$$

$$\varphi_{ag} = \frac{0,0001}{40 - 19,54} = 4,88 \times 10^{-6}$$

Dónde:

ε_{ag} : Deformación del concreto agrietado

φ_{ag} : Curvatura en el punto de agrietamiento

Para determinar el segundo punto de la gráfica momento-curvatura mediante la Cedencia del acero a tracción, primero se debe obtener el momento cedente de la viga estudiada y para ello se debe conseguir la profundidad del eje neutro k_d en el punto cedente de la viga.

$$k = \left[(\rho - \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) n \right]^{1/2} - (\rho + \rho') n$$

$$k = \left[(0,013 - 0,018)^2 (8,8)^2 + 2 \left(0,013 + \frac{(0,018 * 5)}{35} \right) 8,8 \right]^{1/2} - (0,013 + 0,018) 8,8$$

$$k = 0,2530$$

Dónde kd será:

$$kd = 8,855$$

Para estimar la deformación del acero a tracción cuando está cediendo se podrá usar la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2,1 \times 10^6} = 0,002$$

Una vez obtenido el eje neutro y la deformación del acero a tracción es posible usar la relación de triángulos del diagrama de deformaciones para calcular la deformación del concreto cuando el acero a tracción esta en Cedencia.

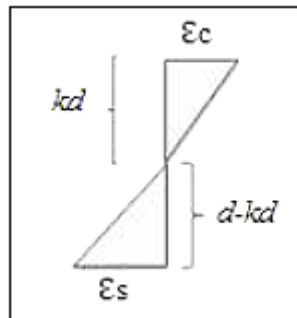


Figura 25 Diagrama de deformaciones Fuente: Buenaño y Melendez

De la relación de triángulo se tiene que:

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} (kd) = \frac{0,002}{35 - 8,855} (8,855) = 0,00068$$

Esfuerzo cedente en el concreto:

$$f_c = \varepsilon_c E_c = 0,00068 * 15100\sqrt{250} = 162,35 \text{ Kg/cm}^2$$

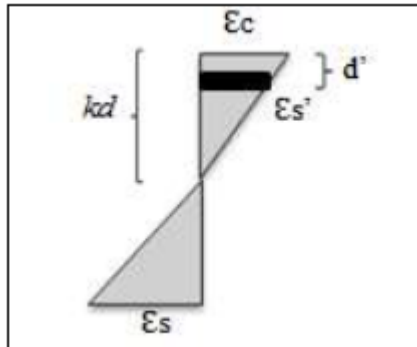


Figura 26 Diagrama de deformaciones con acero superior Fuente: Buenaño y Melendez

Para estimar la deformación en el acero a compresión (ver figura 11), se puede utilizar la siguiente relación:

$$\varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_c}{kd} (kd - d') = \frac{0,00068}{8,88} (8,855 - 5) = 0,0003$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_y; \text{ Por tanto, } A_s' \text{ cedió en el punto cedente.}$$

Dónde:

ε_s' : Deformación del acero a compresión

Esfuerzo cedente del acero a compresión.

$$f_s' = \varepsilon_s' E_s = 0,0003 * 2,1 \times 10^6 = 630 \text{ Kg/cm}^2$$

Resultante de la fuerza a compresión ejercida por el concreto

$$C_c = \frac{1}{2} f_c b kd = \frac{1}{2} 162,35 * 30 * 8,855 = 21564,14 \text{ Kgf}$$

Resultante de la fuerza a compresión ejercida por el acero superior

$$C_s = A_s' f_s' = 19,16 * 630 = 12070,8 \text{ Kgf}$$

Se procede a calcular jd que es la distancia desde el borde superior donde actúa la fuerza total a compresión, el cual será el brazo de palanca para determinar el momento cedente.

$$jd = d - \bar{Y} = 35 - 3,69 = 31,31 \text{ cm}$$

Dónde:

$\bar{Y}$: Centroide del bloque de esfuerzo

C_t : sumatoria de las fuerzas resultantes a compresión

$$\bar{Y} = \frac{d' C_s + C_c \frac{kd}{3}}{C_t} = \frac{(5)(12070,8) + (21564,14) \left(\frac{8,855}{3}\right)}{21564,14 + 12070,8} = 3,69 \text{ cm}$$

De acuerdo a los resultados, el momento cedente de la viga doblemente armada se calculará mediante:

$$M_y = A_s f_y jd = (13,46 * 4200 * 31,31) = 17.700,16 \text{ kgm}$$

Así mismo, teniendo los valores anteriormente obtenidos, la curvatura en el punto cedente será la relación entre la deformación y la profundidad del eje neutro con respecto al borde inferior.

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} = \frac{0,002}{35 - 8,855} = 7,6 \times 10^{-5}$$

Para obtener el momento último de la viga estudiada, se debe calcular la profundidad del eje neutro en el punto ultimo resistente de la viga doblemente armada, todo esto dependerá del acero a compresión, ya que éste puede estar o no cediendo. Usando la teoría del bloque de esfuerzo de Whitney se tendrá el valor de α mediante un proceso iterativo garantizando que se cumpla el equilibrio interno $T=C$.

En este sentido, suponiendo que $\alpha = 4\text{cm}$, la profundidad del eje neutro c se podrá calcular mediante:

$$c = \beta_1 \alpha = 0,85 * 4 = 3,4 \text{ cm}$$

Dónde:

β_1 : Coeficiente de forma, para concretos menores a $F'c$ 280 Kg/cm² el valor es 0,85

El momento último será la suma de las fuerzas aplicadas en el bloque de Whitney por su brazo de palanca, tomando en cuenta la resultante del concreto y el acero a compresión. La sumatoria de momentos se aplicara en el borde inferior de la viga, resultando:

$$Mu = 0,85 f'c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' fy (d - d')$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0,85 (250) (4) (30) \left(35 - \frac{4}{2} \right) + (19,16) (4200) (35 - 5) \\ &= 32.556,60 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Una vez obtenido los parámetros necesarios para calcular la curvatura, lo siguiente será sustituir en la siguiente formula relacionando, igualmente, la deformación del concreto última y la profundidad del eje neutro para el punto de estudio.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0,003}{3,4} = 8,8 \times 10^{-4}$$

Finalmente, la ductilidad local del elemento será obtenida usando la relación entre la curvatura última y la curvatura cedente.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{8,8 \times 10^{-4}}{7,6 \times 10^{-5}} = 11,59$$

$$\mu \geq 1 + 0,25 \frac{Ln}{d} == 12,37 \geq 1 + 0,25 \left(\frac{555}{35} \right) = 4,96$$

11,59 $\geq$ 4,96 Se está diseñando al límite de Cedencia

A continuación se presenta un cuadro resumen que se diseñó bajo la misma metodología anteriormente descrita para el cálculo de la ductilidad local de las secciones pre-establecidas:

	Metodología	Sección (cm)	Curvatura Cedente	Curvatura Ultima	Ductilidad Local
Modelo 1	$\frac{L}{18.5}$	30 x 40	$7,6 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-4}$	11,58
Modelo 2	$\frac{L}{21}$	30 x 35	$7,4 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-4}$	11,89
Modelo 3	$\frac{L}{12}$	30 x 50	$5,9 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-4}$	14,92

Cuadro 7 Resumen de Ductilidad Local para las distintas secciones en estudio.
Fuente: Miguelangel Meza (2018)

Según Bazán and Meli (Pág. 168), presenta una metodología para estimar la ductilidad del marco partiendo de la ductilidad local del elemento bajo la condición de columna fuerte-viga débil, asumiendo que la rótula plástica se genera en la viga, se puede describir este procedimiento en la siguiente formula:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \left(\frac{3}{2}\right) \left(\frac{h_v}{l_c}\right) (\mu_{\theta} - 1)$$

Dónde:

h_v : Altura de la Viga

l_c : Longitud de la columna

Solucionando la ductilidad del marco A1- B1 del modelo 1;

$$\mu_{\Delta} = 1 + \left(\frac{3}{2}\right) \left(\frac{40}{300}\right) (11,58 - 1) = 3,12$$

Solucionando la ductilidad del marco A1- B1 del modelo 2;

$$\mu_{\Delta} = 1 + \left(\frac{3}{2}\right) \left(\frac{35}{300}\right) (11,89 - 1) = 2,9$$

Solucionando la ductilidad del marco A1- B1 del modelo 3;

$$\mu_{\Delta} = 1 + \left(\frac{3}{2}\right) \left(\frac{50}{300}\right) (14,92 - 1) = 4,48$$

Las demandas de ductilidad locales deben ser mayores para obtener demandas de ductilidad en el marco deseable, esto debido a que las articulaciones plásticas que se generan en la viga son capaces de desarrollar ductilidades muy superiores a las de la columna.

4.4 Comparar los resultados obtenidos de las capacidades de ductilidad locales de la sección de la viga contra la demanda de ductilidad global en cada modelo analítico.

	Metodología de Diseño	Base (cm)	Altura (cm)	As' (cm ²)	As (cm ²)	μ_{θ}	μ_{Δ}
Modelo 1	$\frac{L}{18.5}$	30	40	19,16	13,46	11,58	3,54
Modelo 2	$\frac{L}{21}$	30	35	21,22	19,16	11,89	2,9
Modelo 3	$\frac{L}{12}$	30	50	13,46	11,72	14,92	4,48

Cuadro 8 Tabla comparativa del comportamiento en la viga. Fuente: Miguelangel Meza 2018

El comportamiento dúctil en una viga depende de muchos factores, como lo son las variaciones geométricas y el área de acero, aunque la mayor relevancia está en la manera en que se dispone el acero en la viga. Desarrollando las fases anteriores es posible realizar un análisis comparativo de los resultados, entre las secciones cuya luz de cálculo fue tomada como $L/18.5$ y $L/21$, cumpliendo con los requerimientos del nivel de diseño 3 existe una diferencia de tan solo el 22% entre ductilidad global se refiere, sin embargo analizando la condición $L/12$, marca la diferencia de 52% compara con la condición de menos demanda.

Es importante recordar que la mayoría de las normas sismo-resistentes permiten la incursión de los elementos estructurales en el rango de respuesta plástica. Esta característica tiene una razón económica, puesto que las secciones necesarias para mantener un comportamiento elástico requerirían dimensiones tan grandes que haría inviable el proyecto por sus altos costos, esto se puede evidenciar en el análisis anterior. En el estado de la práctica actual es muy difícil encontrar edificios diseñados para mantener su respuesta en el rango elástico durante un terremoto fuerte.

Solamente algunos edificios especiales se proyectan sin que se admitan daños sísmicos de sus componentes estructurales a fin de proteger los equipos que contienen o de asegurar su completo funcionamiento después de un terremoto. Este es el caso, por ejemplo, de los hospitales. Lo usual es que los edificios dispongan de capacidad dúctil, lo que implica que sus elementos estructurales estarán expuestos al daño sísmico.

4.5 Establecer recomendaciones prácticas para el diseño de estructuras en concreto reforzado ante cargas sísmicas.

Según el criterio del investigador muchos de los errores conceptuales, de diseño y de construcción que se cometen y que son la causa de daños importantes en los edificios, se deben al uso de tipologías estructurales inadecuadas que, por ciertas razones, no han sido abandonadas en algunas zonas sísmicas. Por este motivo, la

primera tarea de un proyectista es la de elegir un sistema estructural que pueda conducir a un comportamiento sísmico satisfactorio, teniendo en cuenta también los otros requisitos de diseño (funcionalidad, arquitectónicos, coste, etc.), establecido en la Norma Venezolana. En este sentido, hoy en día el diseño sismo resistente de edificios, tanto en el de los de concreto reforzado como en los de mampostería inclusive los de acero estructural, deben emplearse metodologías estructurales que aseguren suficiente ductilidad.

Esto requiere que se seleccionen configuraciones estructurales que cumplan los siguientes requisitos:

- 1.- Que aseguren un comportamiento inelástico global de la estructura. (Mecanismo de falla idealizado)
- 2.- Que permitan predefinir las zonas donde se concentren las deformaciones inelásticas. (ND3)
- 3.- Que permitan incrementar la resistencia estructural en las zonas de la estructura que deben permanecer elásticas.

A criterio del investigador, siguiendo estas recomendaciones de diseño se puede garantizar que la estructura va a incursionar en el rango elástico ante un evento sísmico, permitiendo que la estructura se deforme sin colapsarse.

CONCLUSIONES

El factor de reducción de respuesta sísmica R , es prescrito de forma directa en la norma venezolana Covenin 1756-01 y sus valores dependen de dos características. La primera vincula los niveles de reducción de ordenadas espectrales con el nivel de diseño aplicado, obligando esto al cumplimiento de ciertas condiciones que garanticen la ductilidad de las estructuras. La segunda está relacionada con la tipología estructural utilizada, correspondiendo los niveles más altos de reducción de la respuesta a las estructuras porticadas (Tipo I) y los más bajos a las estructuras incapaces de tener un comportamiento asimilable al de las que responden como diafragma rígido. Los valores de R también dependen del nivel de diseño, siendo mayores para el nivel de diseño ND3 que requiere un armado más exigente de las secciones y de las conexiones entre elementos, y valores inferiores para el nivel de diseño sin consideraciones sismo resistente (ND1).

Para ello la norma propone unas condiciones de peralte de viga que van relacionados íntimamente con la luz de la viga, en función a las condiciones de apoyo que esta posee, sin embargo, estas recomendaciones no garantizan de manera precisa la incursión de la estructuras en el rango plástico, para poder así disipar las energías debido al sismo, esto quedo en evidencia en el análisis anterior, en el cual se usó una metodología de diseño propuesta por el investigador y establecida en el libro de Diseño Sísmico de Edificio de autores Bazán and Meli, y no como lo recomienda la norma venezolana. En todo caso, se debe revisar los valores de ductilidad en todas las estructuras que se diseñen, en esta investigación se propone un método de para estimar estas ductilidades, muy distinto a lo recomendado en otras bibliografía que establecen el método pushover como único aliado.

En resumen se puede decir, que la formula empírica propuesta por Bazán and Meli, no representa una muestra exacta de lo que es la ductilidad global del pórtico debido a que no toma en cuenta la ductilidad que aporta la columna al marco, para establecer esto es necesario el análisis estático no lineal de la estructura.

RECOMENDACIONES

- 1.- Se recomienda verificar la ductilidad local en las vigas de los modelos para los valores altos y bajos de resistencia del concreto.
- 2.- Realizar el mismo estudio haciendo uso de otros modelos constructivos.
- 3.- Evaluar la ductilidad local de los elementos sometidos a flexión con refuerzo transversal para estribos de 3/8" dependiendo del diámetro de cabillas usadas en la distribución de aceros.
- 4.- Evaluar la ductilidad local de los elementos estructurales que conforman una edificación utilizando otras metodologías de análisis matemático.

REFERENCIAS CONSULTADAS

ACI (2003) American Concrete Institute. “*Recommended Practice for Evaluation of Test Results of Concrete*” (ACI 214-77)”.

Alonso, J. (2012). *Deformaciones elásticas*. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Caracas Venezuela

Bazan & Meli (2000). *Diseño Sísmico de Edificio*. Caracas Venezuela.

Building Code Requirement for Structural Concrete ACI-318-2011.

Coll, M. (2014). *Patrones de Articulaciones Plásticas en Pórticos de Hormigón Reforzado de Mediana Altura sujetos a Terremotos*. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil

Concrete Repair Guide ACI 546R-96

COVENIN-MINDUR 1756:2001-1. *Edificaciones sismo-resistentes*. Articulado (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.

COVENIN-MINDUR 1756:2001-2. *Edificaciones sismo-resistentes*. Comentarios (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.

Diccionario de la lengua española (1983). *Real Academia Española*. Vol.19, Madrid, Espasa-Calpe, S.A.

Eichler, F. (1978). *Patología de la Construcción*. Detalles constructivos. España: Blume.

Elguero, A. (2004). *Patologías Elementales*. Argentina: Nobuko.

Elnashai & Di Sarno, (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Wiley.

Federal Emergency Management Agency FEMA (2000), FEMA-154.

Gascón, J. (2011). *Evaluación Sismo- resistente de la Edificación “Escuela Básica Corazón de Jesús”*. Universidad Central de Venezuela: Caracas. Tesis de Grado.

González, R. *Vida útil ponderada de edificaciones*, Universidad Estatal a Distancia de Costa Rica [Página web en línea]. Disponible en: <http://www.uaca.ac.cr/bv/ebooks/topografia/3.pdf> [Consulta: 2017, Marzo 03].

Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation ACI 364.1R-94

Lopez, A (2016) *Evaluación de la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado con piso blando incorporando disipadores de energía metálicos*. Universidad Católica Andrés Bello: Caracas. Tesis de Postgrado.

Manual de Trabajo Especial de Grado (2006). Instituto Universitario Politécnico Santiago Mariño: Aragua.

Marte, C. (2014) *Calibración de Umbrales de Daños Sísmicos para el Análisis de Fragilidad de Estructuras de Hormigón Armado, mediante Análisis Estáticos no Lineales (Push- Over)*. Universidad Politécnica de Catalunya: España.

Mena, M. (2007). *Optimización de los criterios de inspección y evaluación técnica de edificaciones asegurables*. Universidad Nacional: Bogotá D.C. Tesis de Maestría

Monk. F. (2004). *Diseño y aplicación de métodos para evaluar patologías constructivas en el hábitat rural*. Arquitectura de tierra en el Noroeste Argentino. Boletín del Instituto de Vivienda, Chile, p.051.

Moreno, A. (2005). *Influencia del Factor de Reducción de Respuesta en el Daño Estructural de Pórticos de Concreto Armado Sometidos a Solicitaciones Sísmicas*. Universidad del Zulia: Maracaibo. Tesis de Maestría.

Porrero; Ramos; Grases; Velazco (2009) *Manual del concreto Estructural*. Sidetur: Caracas

Sociedad Americana de Ensayos y Materiales -ASTM – E 632/82

ANEXO A
Curriculum Vitae

DATOS PERSONALES

Nombres y Apellidos: Salvatore Marinaro P.

Lugar y Fecha de Nacimiento: Maracay, Estado Aragua. 22-07-1.974.

Dirección: Calle 4, Urb. Los Valle lindo. Turmero, Edo. Aragua.

Teléfonos: 0244-6630511, 0414-4542202



OBJETIVO PROFESIONAL:

Trabajar en áreas de análisis y diseños de estructuras, accesorias en el área de ingeniería sismo resistente. En una organización sólida y dinámica donde pueda aprovechar mi experiencia en una posición de retos y responsabilidades con el fin de promover ideas y acciones.

EDUCACIÓN

Estudios de Pre-Grado:

T.S.U. en Construcción Civil (1992-1996)

Instituto Universitario de Tecnología “Antonio José De Sucre”. Maracay, Edo. Aragua.

Ingeniero Civil (1996-2000)

Instituto Universitario Politécnico “Santiago Mariño”. San Jacinto, Maracay Edo. Aragua.

Estudios de Post-Grado:

Curso Avanzado de Ampliación de Conocimientos en Ingeniería Estructural y Sismo resistente (2001- 2005)

Universidad Central de Venezuela. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME. Caracas, Ciudad Capital. Venezuela

Maestría en Ingeniería Sismo resistente (2008-2014)

Universidad Central de Venezuela. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales
IMME. Caracas, Ciudad Capital. Venezuela

CURSOS

- Inspección de Obra. Cámara de la Construcción. (1.993)
 - Normas para el proyecto de estructuras de acero. (2001)
 - Inspección y supervisión de obras 1 (2006)
 - Inspección y supervisión de obras 2 (2008)
 - Evolución de la Ingeniería Sismo resistente desde 1967. (2008)
-

EXPERIENCIA LABORAL:

En el área de análisis y diseño estructural, múltiples desarrollos de proyectos estructurales como son algunos:

- Diseño Estructural de la sede del instituto nacional de Investigaciones Agrícolas Caucagua Edo. Miranda.
- Diseño Estructural de la Escuela Técnica Robinsoniana Padre Dehon María Edo. Carabobo.
- Múltiples cálculos estructurales para el complejo avícola Servinaca ubicado en Canta Gallo Edo. Guárico.
- Diseño del centro industrial los Laureles ubicado en la Encrucijada Turmero Edo. Aragua Diseño Estructural del Teatro de la Opera Maracay Edo. Aragua
- Diseño Estructural de un concesionario de lanchas ubicado en Tucacas Edo. Falcón.
- Diseño Estructural de una estructura para uso industrial ubicada en el Rio Tuy Edo. Miranda.

- Diseño Estructural del Banco Provincial sede el sombrero Edo. Guárico.
- Diseño estructural CC Rafael Arcángel ubicado en Cagua Edo. Aragua.

En el área de accesorias técnicas:

Asesoría en el área de dinámica de estructuras e ingeniería sismo resistente para profesionales y estudiantes de pregrado de ingeniería civil, cursos de análisis y diseño de estructuras en zonas de elevada amenaza sísmica.

Profesor de la cátedra de ingeniería sísmica, resistencia de material y concreto en el IPSM.

Asesoría para tesis de pregrado en el área de evaluación de edificaciones existentes (escuelas y clínicas), utilizando el método de análisis lineal espectral y el método de análisis estático no lineal (push-over), evaluación de la ductilidad en pórticos de concreto reforzado.

Estudio de la flexibilidad del diafragma sobre el comportamiento no lineal en pórticos de concreto reforzado, como línea de investigación para la tesis de maestría UCV.

Cursos de análisis y diseño de estructuras utilizando programas de computadoras como herramientas.

En el área de inspección y construcción de obras civiles:

Múltiple desarrollo de obras civiles con la empresa constructora Procivic C.A

OTRAS CALIFICACIONES RELEVANTES:

Manejo de Programas de Análisis y Diseño Estructural como son: ETABS V9, V13 y V15 serie IP-3 Estructuras y otros.

REFERENCIA PERSONAL:

Ingeniero Civil Carlos Sánchez. Tlf: 0414-4531911

Ingeniero Civil. Gustavo Cuello Tlf: 0412-8463626

Ingeniero Civil. Gabriel Romero Tlf: 0412-4356567

ANEXO B
Método Estático Equivalente Modelo 3

Para la aplicación del método estático equivalente se tomaron una series de consideraciones como lo es, que la estructura es aporticada, para este tipo de construcción la norma la estipula de tipo 1, para un nivel de diseño 3, el factor de reducción de respuesta espectral es $R=6$, el uso de la edificación es de oficina con un factor de importancia normativo de $\alpha=1.15$.

Periodo Fundamental:

$$T_a = C_t h_n^{0.75}$$

$$T_a = 0,07 * (12)^{0.75} = 0,45 \text{ seg}$$

Aceleración de Diseño:

$$A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R}$$

$$A_d = \frac{1,15 * 0,9 * 2,6 * 0,30}{6} = 0,13$$

Peso del Edificio:

$$W = CP + 0.25CV = 381.310,00 \text{ Kgf}$$

Fuerza Cortante Basal:

$$V_o = \mu A_d W$$

$$\mu = 1,4 \left(\frac{N + 9}{2N + 12} \right) := 1,4 \left(\frac{4 + 9}{2(4) + 12} \right) = 0,91$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} + \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) := 0,80 + \frac{1}{20} + \left(\frac{0,45}{0,7} - 1 \right) = 0,78$$

$$V_o = 0,91 * 0,13 * 381.310,00 \text{ Kgf} = 45.108,98 \text{ Kgf}$$

Coeficiente de Cortante Basal:

$$C_o = \frac{V_o}{W} := \frac{45.108,98}{381.310,00} = 0,11$$

Es decir, el coeficiente de corte basal de diseño utilizado en la edificación es igual a 11% del peso sísmico del edificio. El valor mínimo del coeficiente sísmico estipulado en la norma venezolana, debe ser mayor o igual a $\alpha A_o/R$, es decir $C_o=1 \times 0,30/6 = 0,05$. Por tanto se cumple con este requisito.

Distribución Vertical de las Fuerzas de Diseño:

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán al distribuir verticalmente las fuerzas cortantes basales V_o determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i$$

Donde;

F_t : Fuerza lateral concentrada en el nivel superior de la edificación, calculada de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_t = \left[0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02 \right] V_o$$

Y acotada entre los límites siguientes:

$$0,04V_o \leq F_t \leq 0,10V_o$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, calculada según la siguiente expresión:

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

Donde:

W_j : Peso del nivel j de la edificación

h_j : Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

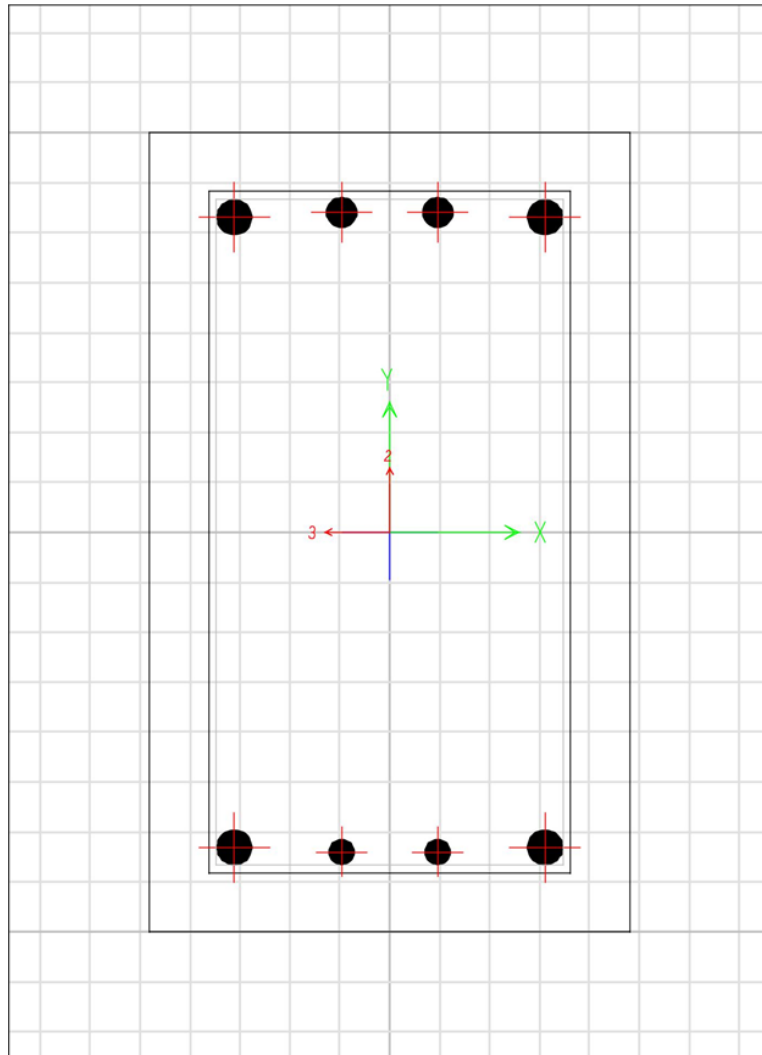
$$F_t = \left[0,06 * \frac{0,45}{0,70} - 0,02 \right] * 45.108,98 = 841,6$$

Fuerzas Laterales Resultantes

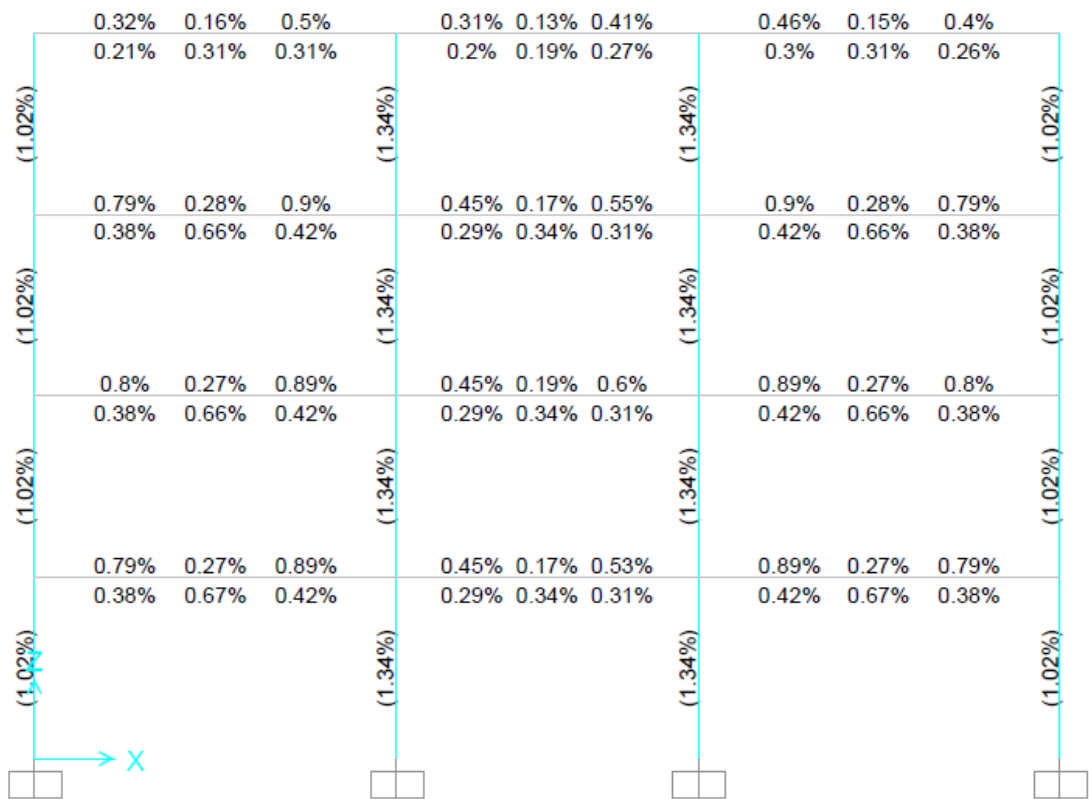
Nivel	(Vo-Ft)	Wj	Hj	Wj Hj	$\frac{(W_i H_i)}{\sum W_j H_j}$	Fi (Kg)	Fi (ton)
Nivel 4	44.267,38	31.972,5	12	383.670,00	0.35	15.834,85	15,83
Nivel 3	44.267,38	38.272,5	9	344.452,50	0.32	14.216,26	14,22
Nivel 2	44.267,38	38.272,5	6	229.635,00	0.21	9.477,51	9,48
Nivel 1	44.267,38	38.272,5	3	114817,50	0.10	4.738,75	4,74

Σ **1.072.575,00**

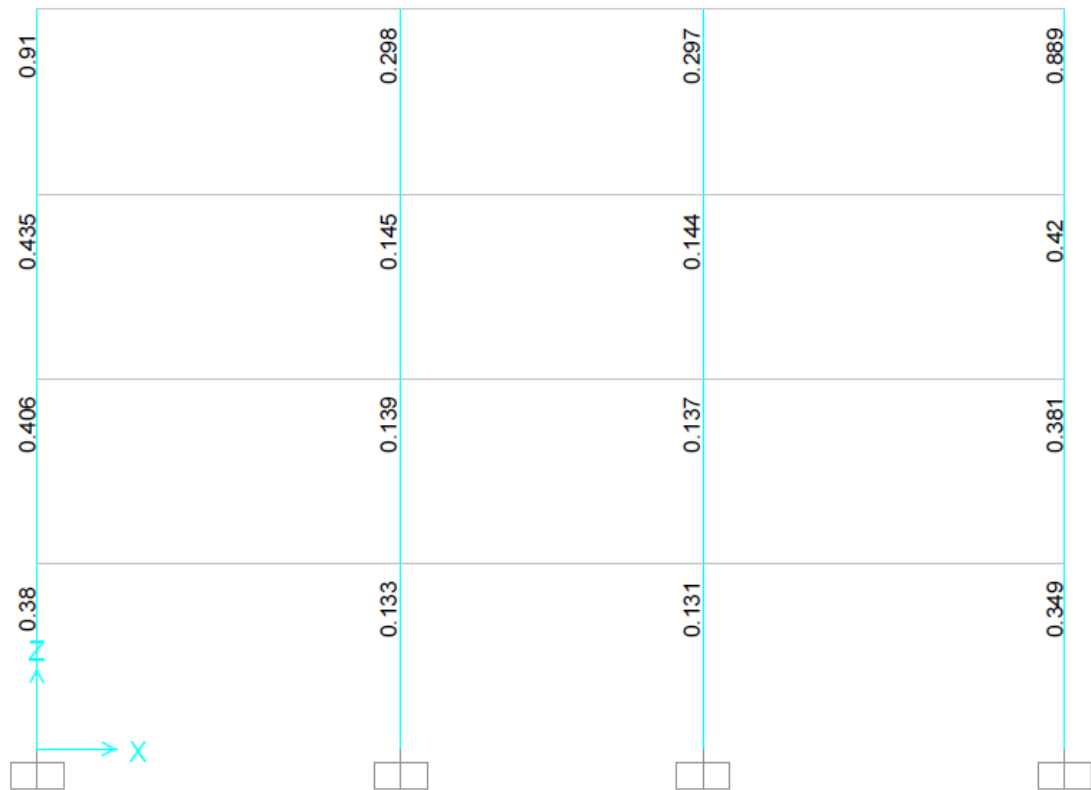
ANEXO C
Pushover Estático SAP2000 V20



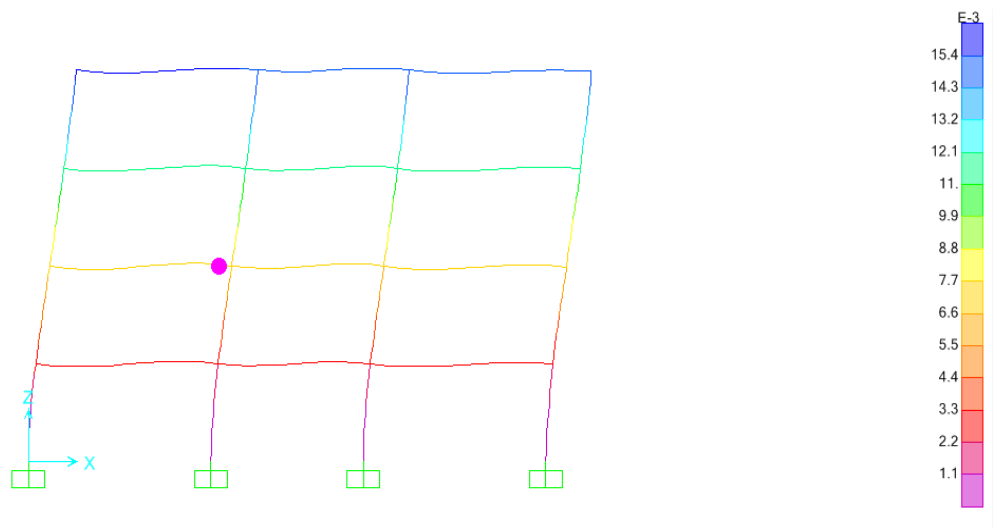
Sección Viga 30 x 50 cm Modelo 3



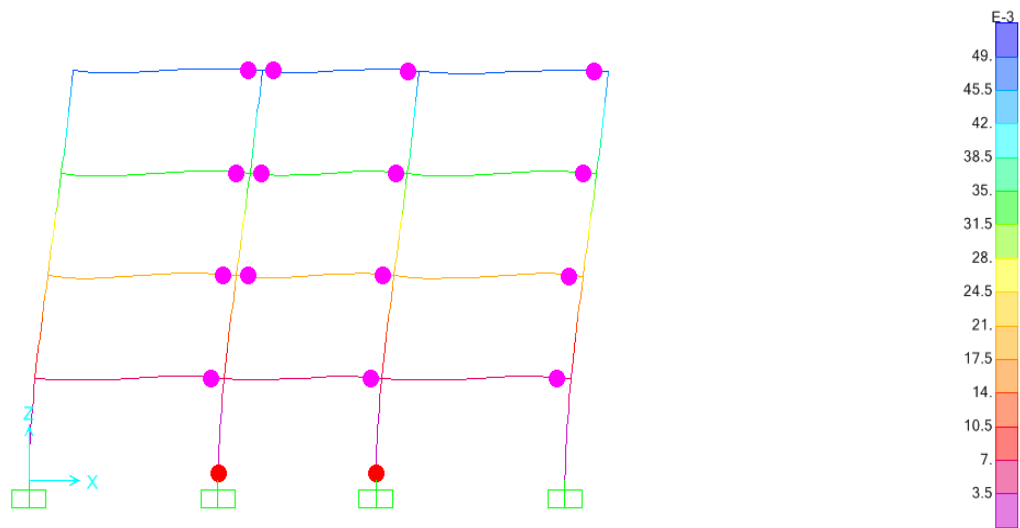
Porcentajes de Acero en las Secciones. Modelo 3



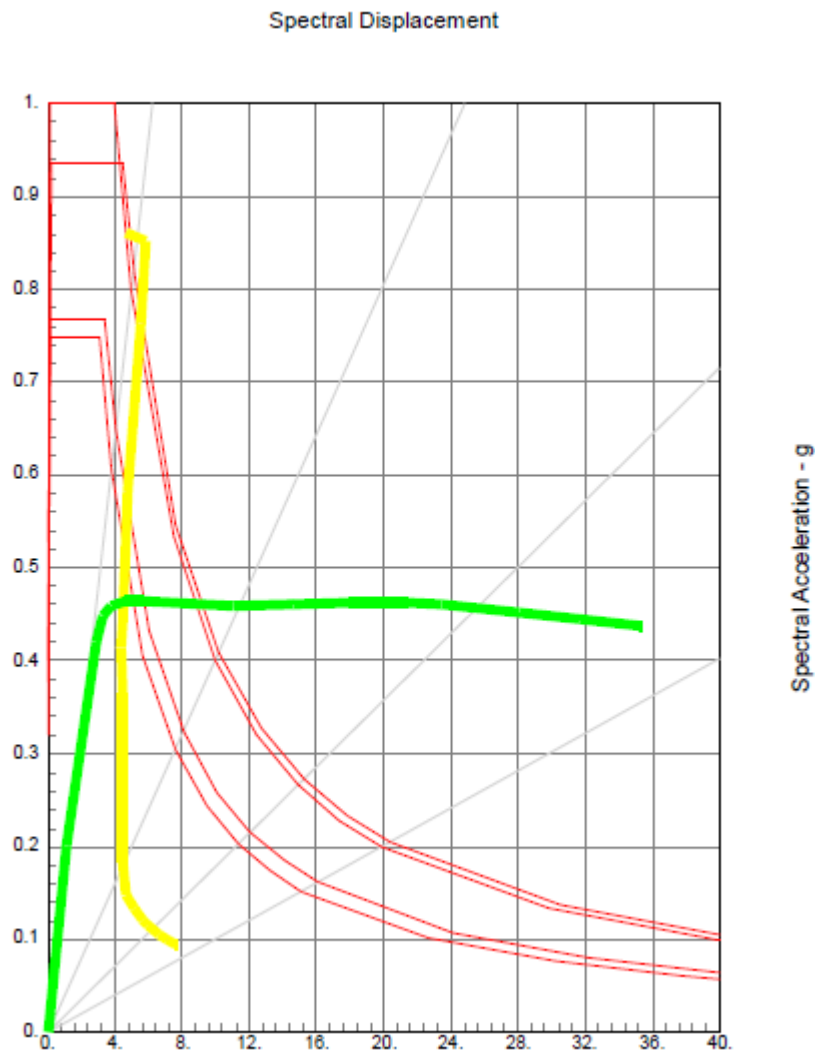
Porcentaje de Capacidad ND3 Columna Fuerte-Viga débil. En ningún caso debe superar la unidad. Modelo 3



Rotula Plástica a la Primera Cedencia Modelo 3



Rotula Plástica a la Última Cedencia Modelo 3



FEMA 440. Análisis Estático No Lineal

ANEXO D
Demanda Capacidad (Ductilidad)

**TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - FEMA440
EL**

LoadCase	Step	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility	Alpha	ModFact
Text	Unitless	cm	Unitless	cm	Unitless	Sec	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
AENL	0	0	0	4.619	0.860466	0.46486	0.464864	0.05	1	0	1
AENL	1	1.0843	0.201986	4.619	0.860466	0.46486	0.464864	0.05	1	0	1
AENL	2	2.8773	0.419904	5.8337	0.851345	0.63923	0.525217	0.134256	2.653718	0.652396	1.481298
AENL	3	3.2469	0.449198	5.5209	0.763796	0.62539	0.539432	0.128087	2.568288	0.57854	1.344116
AENL	4	3.7439	0.458532	4.7507	0.581845	0.58243	0.573316	0.108292	2.295096	0.392956	1.032057
AENL	5	4.6373	0.4636	4.4088	0.440759	0.59526	0.634573	0.114297	2.378489	0.200518	0.879942
AENL	6	4.9108	0.464254	4.3847	0.414519	0.60603	0.652553	0.119281	2.447162	0.167147	0.862515
AENL	7	5.6124	0.464938	4.3996	0.364467	0.63971	0.697102	0.134468	2.656662	0.109495	0.842127
AENL	8	11.0476	0.45929	4.3997	0.182914	0.81657	0.984032	0.201731	4.666082	0.011272	0.688613
AENL	9	14.5512	0.460731	4.65	0.147232	0.90245	1.127575	0.206279	6.087222	0.006805	0.640566
AENL	10	17.9368	0.46321	5.1485	0.132957	0.98418	1.24854	0.205846	7.47952	0.005689	0.64
AENL	11	21.5102	0.46242	5.6524	0.121515	1.05361	1.368432	0.204934	8.895192	0.003357	0.64
AENL	12	23.4484	0.460391	5.9303	0.116437	1.08534	1.431901	0.203518	9.633632	0.001778	0.64
AENL	13	28.1196	0.451522	6.6133	0.106192	1.14952	1.583377	0.199039	11.339716	-0.00218	0.64
AENL	14	31.6803	0.444623	7.1279	0.100037	1.19170	1.69363	0.19506	12.645021	-0.00406	0.64
AENL	15	35.2411	0.437804	7.6374	0.09488	1.22928	1.800131	0.190901	13.956966	-0.00534	0.64
AENL	16	35.3603	0.437577	7.6544	0.094722	1.23047	1.803641	0.19076	14.000974	-0.00538	0.64

Ductilidad Global a la Ultima Cedencia (SAP2000 V20) Modelo 3