

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **EVALUACION DEL ACERO DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS SEGÚN LA NORMA NEOZELANDESA NZS 3101-95 Y LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006**

Trabajo especial de Grado

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela por

Saravo S., Ronnie A.

Para optar al Título de Ingeniero Civil

:

Caracas, septiembre de 2010

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **EVALUACION DEL ACERO DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS SEGÚN LA NORMA NEOZELANDESA NZS 3101- 95 Y LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006**

Tutor Académico: Prof. Norberto Fernández

Trabajo especial de Grado  
Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela por  
Saravo S., Ronnie A.  
Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, septiembre de 2010

**ACTA**

El día Lunes 18-10-2010 se

reunió el jurado formado por los profesores:

Narciso FERNANDEZ  
SAFINA SALVADOR  
MARINILLI ANGELO

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“EVALUACION DEL ACERO DE CONFINAMIENTO EN COLUMNAS SEGÚN LA NORMA NEOZELANDESA NZS 3101-95 Y LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006”**. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Ronnie A. Saravo	20	Veinte

Recomendaciones:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

FIRMAS DEL JURADO

Roberto O.F.F.  
[Signature]  
[Signature]

Caracas, 18 de octubre de 2010

## **DEDICATORIA**

Este trabajo especial de grado se lo dedico a todas aquellas personas que me han apoyado incondicionalmente en el desarrollo de mis estudios, a todos aquellos profesores que desinteresadamente han contribuido enormemente no solo en mi formación profesional, sino también en mi creciente amor a la ingeniería civil.

Le agradezco a mis padres, las oportunidades que me han proporcionado en el ámbito académico y el apoyo incondicional que me han brindado toda la vida. De no ser por mi padre jamás me hubiera enamorado tanto de la ingeniería. A mi madre, cuyo amor y ánimo me han motivado en todas las metas que me he planteado en la vida.

También le dedico este trabajo a mis hermanas, a Karina, cuyo sentido de responsabilidad y disciplina ha sido un ejemplo a seguir, a Jessica, cuyos sabios consejos de descansar me han garantizado preservar mi cordura en este difícil trayecto que está a punto de culminar.

Igualmente le dedico este trabajo a la Sra. Zulay Llovera y a Leonor Malave, ambas han sido como una madre para mí, me han apoyado y dado ánimos en todo momento. Finalmente le dedico este trabajo a mis amistades, a Alejandro, Daniel, José Antonio, Alexis y Desireé, con quienes he contado siempre tanto en los buenos momentos como en los malos.

***Ronnie Alexander Saravo Sánchez***

## **AGRADECIMIENTOS**

A todos los profesores que han contribuido en mi formación como bachiller y universitario. Sus conocimientos y experiencias me han permitido adquirir criterio profesional y humano para poder enfrentar mis próximas metas.

El apoyo de toda mi familia, quienes con amor me han tendido su mano y me han encaminado en el rumbo correcto para alcanzar el éxito en todos los aspectos de la vida.

A mis compañeros y amigos, A Gabriela, Mariana, Gennaro, Alfredo, Felix, Florian, María, Valentina y demás personas que me han apoyado y tendido la mano los últimos 5 años. Estoy orgulloso de ser compañero de personas con tan excelentes cualidades y es un honor para mi poder considerarme su amigo.

Al profesor Norberto Fernández, cuyos conocimientos, apoyo y tiempo me han permitido desarrollar este trabajo, el cual sin duda alguna me ha abierto un panorama de conocimientos que de otra manera no hubiera podido adquirir.

A la magna casa que vence las sombras, la Universidad Central de Venezuela la oportunidad que me ha dado de formarme en estos 5 años de estudio intenso y continuo, de la cual me siento orgulloso de pertenecer.

A todos ustedes: ¡Muchísimas Gracias!

*Ronnie Alexander Saravo Sánchez*

**Saravo, S., Ronnie A.**

**EVALUACION DEL ACERO DE CONFINAMIENTO EN  
COLUMNAS SEGÚN LA NORMA NEOZELANDESA NZS 3101 Y  
LA PROPUESTA DE NORMA VENEZOLANA FONDONORMA  
1753-2006**

Tutor Académico : Prof. Norberto Fernández. Tesis. Caracas U.C.V. Facultad de Ingeniería. Escuela de Civil año 2010.

Palabras Claves: Acero de confinamiento, Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, Norma Neozelandesa NZS 3101-95, Ingeniería Estructural

**RESUMEN**

El objetivo de este trabajo es comparar el acero de confinamiento en las columnas obtenido por el método planteado en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-06 “Proyecto y construcción de obras en Concreto Estructural” (N.V.F. 1753-06) con el método establecido en la norma de diseño en concreto armado de Nueva Zelanda NZS 3101 (NZS 3101-95).

El método actualmente empleado en Venezuela considera la resistencia a compresión del concreto ( $f'c$ ), el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) y la geometría de la sección de la columna. En cambio, la norma Neozelandesa incorpora no solo estas variables sino que además considera la cuantía geométrica de la columna ( $\rho$ ) y la carga axial ( $N$ ).

Con el objeto de determinar las condiciones bajo las cuales rige cada método, se realizaron tres modelos aporticados en el plano, los cuales tienen características geométricas similares en cuanto al número y dimensión de los vanos, pero tienen diferencias en el número de pisos, ya que de esta manera se verifica la fluctuación de dos variables fundamentales que son: la carga axial ( $N$ ) y la cuantía geométrica ( $\rho$ ).

Se utilizó el método de análisis elástico lineal para obtener el cortante basal, periodo y derivas, entre otros. Posteriormente se diseñaron los elementos estructurales siguiendo las consideraciones sísmicas más relevantes para los fines del trabajo establecidas en el capítulo 18 para un nivel de diseño ND3 de la norma N.V.F. 1753-06.

Algunas de estas consideraciones de importancia son: verificación de la resistencia mínima a flexión de las columnas (Criterio Columna Fuerte y Viga Débil), separación de ligaduras y cuantías geométricas mínimas y máximas en columnas.

Igualmente se verificaron que los valores límites de desplazamiento fueran inferiores al 20% establecido en la Norma Venezolana COVENIN 1756-01 “Edificaciones sismorresistentes” (N.V.C. 1756-01) para un grupo de importancia B1.

Posteriormente se compararon los aceros de confinamiento obtenidos por ambos métodos para los tres modelos estudiados y se concluyó que la Norma Venezolana N.V.F. 1753-2006 siempre proporciona cantidades de acero superiores a los que proporciona la Norma Neozelandesa N.Z.S 3101-1995 para porcentajes bajos de carga axial.

Debido a que todos los modelos estudiados presentaron porcentajes de carga axial bajos, ya que las condiciones de derivas obligaron a que las dimensiones de las columnas fueran grandes, se desarrollaron tres modelos adicionales donde se analizaron para diferentes resistencias de los materiales, el acero de confinamiento según las dos expresiones estudiadas. En estos modelos no se tomaron en cuenta las disposiciones de la norma N.V.C. 1756-2001 en lo relacionado con los valores límites de desplazamiento ni el capítulo 18 de la norma N.V.F. 1753-2006.

En estos modelos se concluyó que para concretos cuya resistencia a la compresión es 250kgf/cm<sup>2</sup> y cuyo armado longitudinal tiene una resistencia cedente de 4200kgf/cm<sup>2</sup>, el acero de confinamiento según la expresión neozelandesa predomina para porcentajes de carga axial superiores al 60%, mientras que para concretos cuya resistencia a la compresión es 210kgf/cm<sup>2</sup> y cuyo armado longitudinal tiene una resistencia cedente de 2800kgf/cm<sup>2</sup>, el acero de confinamiento según la expresión neozelandesa predomina para porcentajes de carga axial superiores al 50%.

## INDICE

<b>CAPITULO I</b>	
<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>13</b>
I.1.- Planteamiento del Problema .....	13
I.2.- Objetivos.....	15
I.2.1.- Objetivo General.....	15
I.2.2.- Objetivos Específicos .....	15
I.3.- Justificación .....	16
I.4.- Alcances y Limitaciones.....	17
<b>CAPITULO II</b>	
<b>MARCO TEORICO.....</b>	<b>18</b>
II.1.- Acero de Confinamiento .....	18
II.2.- Requisitos Mínimos del Refuerzo Transversal en Columnas.....	19
II.2.1.- Procedimiento 1: Estimación de Aceros de Confinamiento en Columnas por el Método Sugerido en la Propuesta de Norma Venezolana Fondonorma 1753-06 .....	20
II.2.2.- Procedimiento 2: Estimación de Aceros de Confinamiento en Columnas por el Método de la Norma NZS 3101 .....	22
II.3.- Tipos de Análisis Estructural: .....	25
II.3.1.- Análisis Lineal.....	25
II.3.2.- Análisis No Lineal.....	25
II.4.- Aspectos Importantes de la Norma COVENIN 1756-01 .....	26
II.4.1.- Definiciones.....	26
II.4.2.- Consideraciones Para el Análisis Sísmico.....	27
<b>CAPITULO III</b>	
<b>METODO.....</b>	<b>29</b>
III.1.- Predimensionamiento de modelos .....	29
III.2.- Análisis de cargas .....	29
III.3.- Análisis estructural en el plano .....	30
III.4.- Verificaciones de seguridad .....	30
III.4.1.- Columna Fuerte y Viga débil .....	31
III.4.2.- Control de Desplazamientos .....	32
III.4.3.- Control del Cortante Mínimo .....	33
III.5.- Diseño de los elementos.....	34
III.6.- Resultados, Análisis, Conclusiones y Recomendaciones .....	34



<b>CAPITULO IV</b>	
<b>MODELOS A EVALUAR.....</b>	<b>35</b>
IV.1.- Ejemplo Base .....	35
IV.2.- Condiciones geométricas .....	38
IV.2.1.- Modelo No. 1 .....	38
IV.2.2.- Modelo No. 2 .....	39
IV.2.3.- Modelo No. 3 .....	40
IV.3.- Propiedades de los Materiales.....	41
IV.4.- Análisis de Cargas .....	41
IV.4.1.- Acciones Gravitacionales .....	41
IV.4.2.- Acción Sísmica .....	42
IV.5.- Combinaciones de Carga .....	44
IV.6.- Masa Traslacional .....	44
IV.7.- Modelos de Análisis .....	45
<b>CAPITULO V</b>	
<b>ANALISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>46</b>
V.1.- Derivas .....	46
V.2.- Corrección Cortante Basal .....	49
V.3.- Períodos y Masas Participativas.....	51
V.4.- Requisitos Adicionales Para el Diseño Sismorresistente .....	52
V.4.1.- Análisis de Vigas.....	53
V.4.2.- Análisis de Columnas.....	55
<b>CAPITULO VI</b>	
<b>RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>64</b>
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>75</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>77</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>78</b>

## INDICE DE FIGURAS

Figura II.1: “Curvas Carga Axial-Deformación para ligaduras”.....	18
Figura II.3:“Sección Transversal Columna” .....	23
Figura II.4: “Acero de Confinamiento según Normas NZS 3101-95 y ACI 318-89”.....	24
Figura II.2:“Despiece Columna” .....	23
Figura IV.1: Ejemplo Base.....	36
Figura IV.2: Ash vs %N.....	37
Figura IV.3:“Representación gráfica del modelo 1” .....	38
Figura IV.4:“Representación gráfica del modelo 2” .....	39
Figura IV.5:“Representación gráfica del modelo 3” .....	40
Figura IV.6:”Espectro de Diseño” .....	43
Figura V.1: “Diagrama de interaccion modelo 1” .....	56
Figura V.2: “Diagrama de interaccion modelo 2” .....	57
Figura V.3: “Diagrama de interaccion modelo 3” .....	57
Figura VI.1: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.1” .....	67
Figura VI.2: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.2” .....	67
Figura VI.3: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.3” .....	68
Figura VI.4: “Resultados Modelo Adicional Nro.1” .....	71
Figura VI.5: “Resultados Modelo Adicional Nro.2” .....	72
Figura VI.6: “Resultados Modelo Adicional Nro.3” .....	73
Figura VI.7: “Resultados Modelos Adicionales” .....	74

## INDICE DE TABLAS

Tabla IV.1: “Acciones Gravitacionales” .....	42
Tabla IV.2:”Masas Traslacionales” .....	45
Tabla V.1: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.1” .....	47
Tabla V.10: “Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 3” .....	55
Tabla V.11: “Cuantías Modelo 1” .....	58
Tabla V.12: “Cuantías Modelo 2” .....	58
Tabla V.13: “Cuantías Modelo 3” .....	59
Tabla V.14: “Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 1” .....	60
Tabla V.15: “Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 2” .....	61
Tabla V.16: “Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 3” .....	62
Tabla V.2: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.2” .....	47
Tabla V.3: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.3” .....	48
Tabla V.4: “Corrección del cortante basal” .....	50
Tabla V.5: “Tabla Masas Participativas Modelo 1” .....	51
Tabla V.6: “Tabla Masas Participativas Modelo 2” .....	51
Tabla V.7: “Tabla Masas Participativas Modelo 3” .....	52
Tabla V.8: “Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 1” .....	54
Tabla V.9: “Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 2” .....	54
Tabla VI.1: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.1” .....	65
Tabla VI.2: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.2” .....	65
Tabla VI.3: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.3” .....	66

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

### I.1.- Planteamiento del Problema

En los elementos estructurales de concreto armado es importante la estimación y colocación adecuada del acero transversal, ya que el mismo tiene por objeto no sólo resistir el corte, sino proporcionar confinamiento al elemento, entre otros. En el diseño sismorresistente de elementos de concreto armado existe un concepto de importancia vital conocido como diseño por capacidad, en donde se busca la ocurrencia de mecanismos de falla dúctil y que no se presenten los mecanismos de falla frágil. Un confinamiento adecuado del concreto contribuye a garantizar un mecanismo de falla dúctil en la estructura.

Un eficiente diseño sismorresistente debe garantizar que el acero de refuerzo incurra en el rango inelástico antes de que el concreto agote su capacidad resistente. El motivo que justifica este criterio reside en el hecho de que una falla frágil se produce de manera repentina, poniendo en riesgo la seguridad de las personas ubicadas dentro de la edificación. En este sentido, una falla dúctil no implica el colapso inmediato del edificio, ya que el acero si bien supera su límite cedente, todavía se puede deformar en el rango inelástico antes de llegar al punto de rotura.

En los últimos 30 años se han desarrollado importantes investigaciones en países como Nueva Zelanda, que comprueban la influencia que tiene el acero de confinamiento sobre elementos sometidos a flexo-compresión.

Por ejemplo, Mander et al., (1984, 1988a, 1988b, c.p. Watson y Park, 1994) fue uno de los pioneros en este campo, ya que determinó experimentalmente el esfuerzo de confinamiento que ejerce el acero transversal sobre el acero longitudinal de elementos cargados por solicitaciones axiales de compresión. Mander llegó a la conclusión de que la utilización del acero transversal permite una reducción importante del pandeo inelástico del acero longitudinal. Así mismo, Zahn et al., (1986, c.p. Watson y Park, 1994) sustentado en las experiencias de Mander elaboró una serie de gráficos, que

relacionan la carga axial y los esfuerzos de confinamiento del acero transversal con varios valores del factor de curvatura. Esto implica que para determinados valores de carga axial y niveles de ductilidad requeridos se tienen esfuerzos de confinamiento particulares.

Watson y Park, (1989) y Watson et al. (1994) tomando en cuenta las investigaciones realizadas por Mander y por Zahn, plantearon diferentes formulaciones para estimar las cantidades de acero de confinamiento necesarias, en función del factor de curvatura, de la carga axial y del acero longitudinal obtenido mediante diagramas de interacción. Las formulas planteadas por Watson y Park han sido adoptadas por códigos de diversos países como Nueva Zelanda (Norma NZS 3101-1995) y Argentina (Norma INPRES-CIRSOC 103).

En el caso de Venezuela, la estimación del acero de confinamiento está planteada en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-06 (N.V.F. 1753-2006), que particularmente permite analizar y diseñar estructuras con un código sustentado en las recomendaciones dadas por el *American Concrete Institute* (ACI 318-2005). El método planteado para la estimación del acero de confinamiento de las columnas está en función solamente de la geometría de la sección transversal del elemento y de la separación de los aceros transversales y desconoce la influencia de la carga axial, del acero longitudinal y del factor de curvatura.

En la sección de comentarios de la N.V.F. 1753-06 se plantea una formulación para el acero transversal que complementa el planteamiento propuesto incorporando la influencia de la carga axial de compresión.

A pesar de la existencia de estos dos métodos para la estimación del acero de confinamiento, la literatura sobre el tema no precisa acerca de cuál de los dos métodos es más conveniente utilizar ni las condiciones que rigen la implementación de los mismos. Por lo expuesto anteriormente se hace evidente la necesidad de realizar una comparación de ambos métodos con el fin de evaluar las condiciones bajo las cuales conviene aplicar cada uno, procurando que los parámetros de juicio estén siempre sujetos a los requerimientos mínimos establecidos en la N.V.F. 1753-06.

## **I.2.- Objetivos**

### **I.2.1.- Objetivo General**

Evaluar las cantidades de acero de confinamiento que se obtienen por el método establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-06 (Proyecto y Construcción de obras en concreto estructural) y la formulación planteada por Watson y Park (1989) en la norma neozelandesa NZS 3101 en estructuras de concreto armado.

### **I.2.2.- Objetivos Específicos**

1. Definir y Diseñar los modelos de estructuras de concreto armado por sistemas aporticados en el plano.
2. Definir las acciones gravitacionales y sísmicas sobre las estructuras de concreto armado.
3. Analizar las estructuras según el método dinámico plano, planteado en el capítulo 9 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-01.
4. Verificar en las estructuras de concreto armado los requisitos relevantes exigidos en el nivel de diseño 3 de la propuesta de Norma Venezolana FONDONORMA 1753-06. (verificación de columna fuerte y viga débil, separación de ligaduras y cuantías geométricas mínimas y máximas en columnas).
5. Aplicar el procedimiento para el diseño del acero de confinamiento en columnas planteado en la propuesta de Norma Venezolana COVENIN 1753-06 y el procedimiento planteado por Watson y Park en la Norma NZS 3101-95.
6. Contrastar los resultados obtenidos para las estructuras evaluadas por ambos procedimientos

### **I.3.- Justificación**

En Venezuela, debido al elevado riesgo sísmico en zonas densamente pobladas, los ingenieros civiles tienen el deber y la responsabilidad de desarrollar estructuras que sean capaces de soportar y absorber las sollicitaciones sísmicas sin comprometer su estabilidad. Es por ello que surge la necesidad de estar a la vanguardia de los últimos avances tecnológicos en temas relacionados con la dinámica de las estructuras y la sismorresistencia, implementando métodos modernos de análisis y diseño que garanticen el comportamiento dúctil de las edificaciones.

El desarrollo de este trabajo permitirá incorporar experiencias y descubrimientos en el área estructural y sismorresistente realizados por diferentes investigadores internacionales a los parámetros y esquemas de diseño tradicionalmente empleados en Venezuela. Esto sin menoscabo de las restricciones normativas vigentes.

En este sentido, la realización de esta investigación proporcionará a los ingenieros civiles una alternativa adicional para diseñar el acero de confinamiento de las columnas incorporando variables importantes como la carga axial, el factor de curvatura y el acero longitudinal, las cuales no están siendo consideradas por el método de diseño establecido en la normativa vigente.

La consideración de estas variables es de importancia vital para la sismorresistencia de las estructuras, ya que puede contribuir a garantizar un mejor desempeño estructural, procurando un mejor confinamiento de los elementos estructurales. Adicionalmente, la aplicación del método de análisis de la Norma NZS3101 permitirá a los ingenieros civiles contar con un mecanismo adicional para estimar las cantidades de acero de confinamiento para columnas, cuya aplicación permitirá verificar o no, los valores obtenidos mediante la formulación oficial estipulada en la norma COVENIN vigente 1753-87 y la propuesta de FONDONORMA COVENIN 1753-06.

#### **I.4.- Alcances y Limitaciones**

La realización de este trabajo busca evaluar dos métodos de estimación de cantidades de acero de confinamiento en columnas para modelos cuyas condiciones geométricas y sistema de cargas son particulares, lo cual implica que los resultados obtenidos no pueden entenderse como una generalización del comportamiento estructural para cualquier tipo de edificación. Por tanto, el estudio se delimitará a tres modelos aporticados en el plano, con diferente número de niveles, ya que no solo se busca determinar el método más conveniente para cada uno de los niveles de los modelos planteados, sino además constatar las diferencias existentes según la variación del número de niveles.

En el desarrollo de este trabajo existe una limitación, la cual viene dada por el hecho de que para la realización del análisis estructural y el diseño de los miembros estructurales se requiere la licencia del programa SAP 2000. Sin embargo, gracias al profesor Norberto Fernández se podrá utilizar la licencia del programa que posee el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME).



## CAPITULO II

### MARCO TEORICO

#### II.1.- Acero de Confinamiento

Consiste en ligaduras o espirales, formadas de barras de pequeños diámetros, dispuestas de modo que abracen el refuerzo longitudinal y lo mantengan vertical para evitar su pandeo durante el vaciado. Su función es confinar el concreto para proporcionarle mayor ductilidad a la columna.

En la figura II.1 se observa que para separaciones menores de ligaduras, la influencia en la ductilidad es considerable y mejora el comportamiento de la probeta. Esto evidencia la importancia que tiene el confinamiento adecuado de los elementos estructurales de concreto armado.

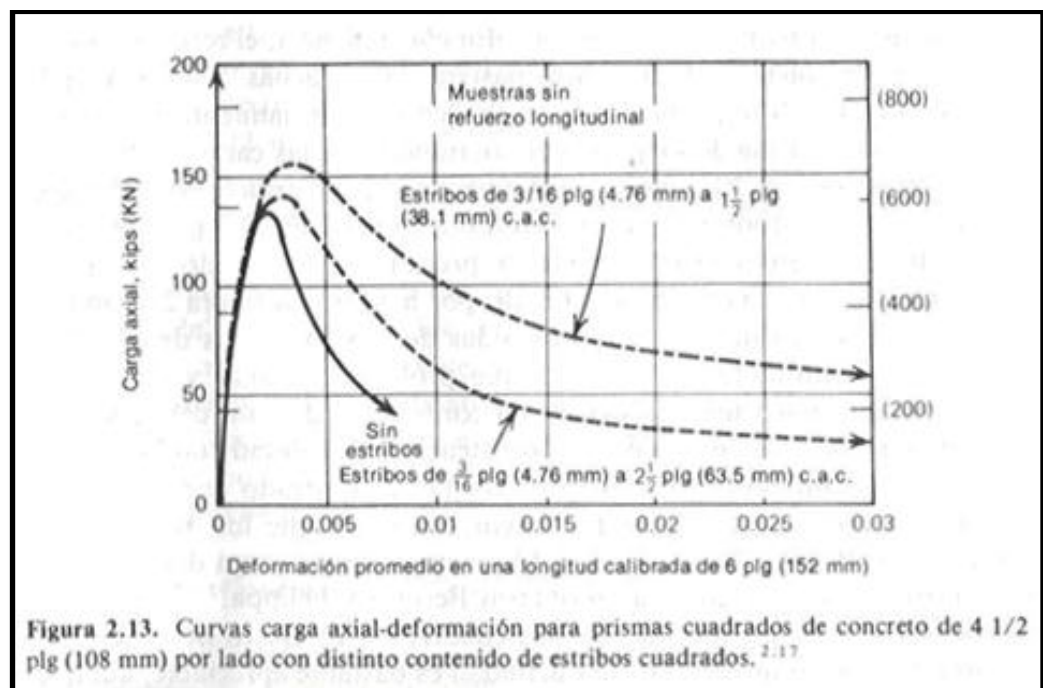


Figura 2.13. Curvas carga axial-deformación para prismas cuadrados de concreto de 4 1/2 plg (108 mm) por lado con distinto contenido de estribos cuadrados. <sup>2,17</sup>

Figura II.1: “Curvas Carga Axial-Deformación para ligaduras”

Fuente: Park y Paulay

## **II.2.- Requisitos Mínimos del Refuerzo Transversal en Columnas**

Es importante considerar los parámetros de diseño estipulados en el capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-06 donde se establecen los criterios mínimos y los procedimientos de diseño necesarios para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

En dicho capítulo se establecen las dimensiones mínimas que deben tener las columnas y las vigas, las cuantías de acero mínimas y máximas, los criterios de empalme, las longitudes de confinamiento, las separaciones mínimas del acero transversal y la formulación para hallar el acero de confinamiento, entre otros. De igual manera se incluyen análisis en las juntas para garantizar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas.

Cabe destacar que para los efectos de esta investigación se hará hincapié en el método relacionado con la estimación del acero de confinamiento en columnas, en las separaciones mínimas de las ligaduras y la resistencia mínima a flexión de las columnas (Columna fuerte y Viga débil).

## II.2.1.- Procedimiento 1: Estimación de Aceros de Confinamiento en Columnas por el Método Sugerido en la Propuesta de Norma Venezolana Fondonorma 1753-06

Este procedimiento de análisis está sustentado en las dimensiones de la columna y en la separación de los aceros transversales. El acero de confinamiento que se deberá colocar a través de este método viene dado por el mayor valor de las dos formulaciones siguientes:

$$A_{sh} = \frac{0,3 * S * h_c * F'C}{F_{Yt}} \left( \frac{A}{A_c} - 1 \right) \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 * S * h_c * F'C}{F_{Yt}} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

Donde:

Ash: Acero transversal (cm<sup>2</sup>)

S: Separación del refuerzo transversal (cm)

h<sub>c</sub>: Dimensión transversal del núcleo de la columna(cm)

F'C: Resistencia especificada del concreto en compresión (kgf/cm<sup>2</sup>)

F<sub>Yt</sub>: Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo (kgf/cm<sup>2</sup>)

A: Área transversal de la columna(cm<sup>2</sup>).

A<sub>c</sub>: Área del núcleo de la sección transversal de la columna(cm<sup>2</sup>).

En el comentario H-18.4.5 de la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-06 “Proyecto y construcción de obras en Concreto Estructural” (N.V.F. 1753-06) se plantea la utilización adicional de un factor que incorpora el efecto de la carga axial en las columnas, el cual deberá multiplicarse por las ecuaciones 2.1 y 2.2 para contemplar dicha variable. El factor viene dado por la siguiente expresión:

$$\left(0.5 + \frac{1,25 * N^*}{\eta * f'c * A}\right) \quad \text{(Ecuación 2.3)}$$

Donde:

F'C: Resistencia especificada del concreto en compresión (kgf/cm<sup>2</sup>)

N\*: Carga axial de la columna (Kgf).

η: Factor que se tomará como 1,00 si no se permite la formación de rotulas plásticas y como 0,90 en caso contrario.

A: Área transversal de la columna (cm<sup>2</sup>).

## II.2.2.- Procedimiento 2: Estimación de Aceros de Confinamiento en Columnas por el Método de la Norma NZS 3101

La formulación planteada por Watson y Park no sólo toma en cuenta las dimensiones de la columna, sino que además incorpora el acero longitudinal, la carga de compresión axial y la relación de ductilidad de curvatura. Relación comprobada experimentalmente por Mander (Watson y Park, 1994).

La fórmula general para cualquier sección rectangular es la siguiente:

$$\frac{Ash}{Sh * hc} = \left\{ \frac{Ag}{Ac} * \left( \frac{\left( \frac{\phi u}{\phi y} \right) - 33 * \rho t * m + 22}{111} \right) * \frac{F'C}{FYt} * \frac{N^*}{\phi * F'C * Ag} \right\} - 0.006$$

(Ecuación 2.4)

Watson y Park probaron que los valores del factor curvatura ( $\phi u / \phi y$ ) oscilan entre 10 y 20 para diferentes niveles de ductilidad (Watson y Park, 1989). Convencionalmente se ha adoptado el valor de 20. Sustituyendo dicho valor en la fórmula general se obtiene la siguiente ecuación:

$$Ash = \frac{(1.3 - \rho t * m) * Sh * hc}{3.3} * \frac{Ag}{Ac} * \frac{F'C}{FYt} * \frac{N^*}{\phi * F'C * Ag} - 0.006 * Sh * hc$$

(Ecuación 2.5)

$$m = \frac{FY}{0.85 * F'C} \quad \text{(Ecuación 2.6)}$$

$$\rho t = \frac{Ast}{Ag} \quad \text{(Ecuación 2.7)}$$

Cabe destacar que la Norma NZS 3101-95 establece en su artículo 8.5.4.3 que si el producto  $\rho * m$  es mayor a 0.40, deberá tomarse 0.40. Del mismo modo establece que la relación  $Ag / Ac$  no deberá tomarse menor a 1.20.

Donde:

$A_{sh}$ : Acero transversal ( $cm^2$ ).

$S_h$ : Separación del acero transversal (cm)

$h_c$ : Dimensión del núcleo de la columna (cm)

$A_{st}$ : Área del acero longitudinal de la columna ( $cm^2$ )

$A_g$ : Área gruesa de la sección transversal de la columna ( $cm^2$ )

$\rho_t$ : Cuantía de la columna

$F'_c$ : Resistencia especificada del concreto en compresión ( $kgf/cm^2$ )

$F_y$ : Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo ( $kgf/cm^2$ )

$A_c$ : Área del núcleo de la sección transversal de la columna ( $cm^2$ ).

$N^*$ : Carga axial de compresión

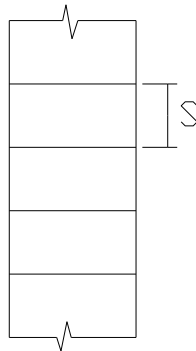


Figura II.2: "Despiece Columna"  
(Elaboración propia)

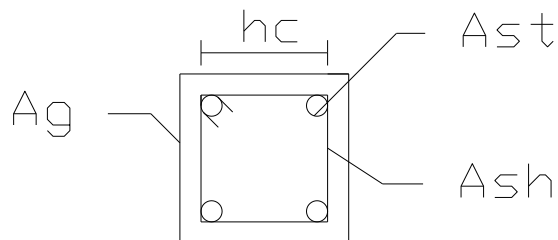


Figura II.3: "Sección Transversal Columna"  
(Elaboración Propia)

El método empleado en la Norma NZS 3101 establece adicionalmente que el Área de acero de confinamiento en la dirección de pandeo potencial de la barra longitudinal no debe ser menor que el valor dado por la siguiente fórmula:

$$A_e = \frac{\Sigma Ab * f_y}{96 * f_{yt}} * \frac{S}{db} \quad (\text{Ecuación 2.8})$$

Donde:

$\Sigma Ab$ : sumatoria de las áreas de las barras de acero longitudinal de las columnas.(cm<sup>2</sup>)

$f_{yt}$ : resistencia cedente del acero de confinamiento.(kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_y$ : resistencia cedente del acero longitudinal de la columna.(kgf/cm<sup>2</sup>)

$S$ : separación de las ligaduras en la zona de confinamiento.(cm)

$db$ : Mínimo diámetro de acero longitudinal colocado en columnas.(cm)

En la figura II.4 se muestra un ejemplo para la estimación del acero de confinamiento, el cual fue obtenido haciendo uso de la ecuación 2.5 y según las expresiones planteadas en la Norma ACI 318-89, las cuales son similares a las ecuaciones 2.1 y 2.2 de la N.V.F 1753-06.

Los datos empleados en dicho ejemplo fueron los siguientes: Separación de ligaduras ( $S$ ) de 10cm, esfuerzo cedente del refuerzo transversal ( $f_{yt}$ ) de 300Mpa, esfuerzo cedente del refuerzo longitudinal ( $f_y$ ) de 430Mpa, cuantía geométrica ( $\rho$ ) de 0.02 y recubrimiento de ligaduras de 4cm.

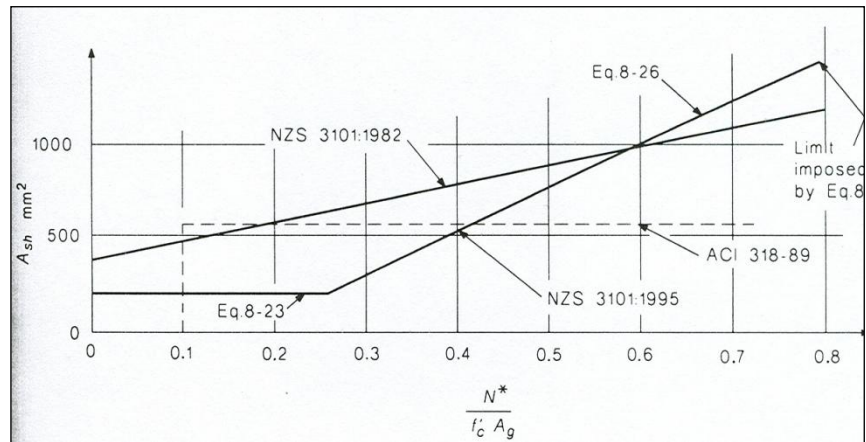


Figura II.4: “Acero de Confinamiento según Normas NZS 3101-95 y ACI 318-89”  
Fuente: Norma Neozelandesa NZS 3101-95

En la figura II.4 se observa que el acero de confinamiento estimado según la expresión dada en la norma NZS 3101-1995 es superior al acero de confinamiento obtenido según la norma ACI 318-89 cuando la columna alcanza un porcentaje de carga axial superior al 40%.

### II.3.- Tipos de Análisis Estructural:

#### II.3.1.- Análisis Lineal

El análisis lineal consiste en representar el comportamiento estructural con respuesta elástico lineal, es decir, se prohíbe la posibilidad de que los elementos estructurales incurrieren en el rango plástico. Por tanto, no existen deformaciones remanentes en el tiempo, ya que las principales propiedades de la estructura como la matriz de rigidez, de masa y de amortiguamiento no presentan modificaciones en el tiempo.

#### II.3.2.- Análisis No Lineal

Es aquel análisis donde se estudia el comportamiento estructural de los elementos cuando incurrieren en el rango plástico, es decir, cuando se permiten deformaciones remanentes debido a cargas laterales cíclicas.



Para la realización del análisis estructural no lineal se hace necesario establecer la resistencia de cada uno de los elementos con el objeto de poder definir sus condiciones de plastificación.

## **II.4.- Aspectos Importantes de la Norma COVENIN 1756-01**

### **II.4.1.- Definiciones**

#### **Acción sísmica**

Acción accidental debido a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

#### **Aceleración de diseño**

Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.

#### **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 sistema en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

#### **Deriva**

Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

#### **Ductilidad**

Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

## **Fuerzas sísmicas**

Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

## **Zona sísmica**

Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un periodo de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

### **II.4.2.- Consideraciones Para el Análisis Sísmico**

El elevado riesgo sísmico existente en nuestro país amerita la implementación de métodos de determinación de la fuerza sísmica para el diseño de cualquier tipo de estructura. Los parámetros necesarios para el análisis sísmico, así como los métodos aceptados en Venezuela se describen en la Norma Venezolana COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”(N.V.C 1756-2001). Algunos de estos parámetros son los siguientes:

#### **II.4.2.1.- Clasificación de la estructura**

*Según el uso:* la estructura se puede clasificar en grupo A, cuando albergan instalaciones esenciales, cuyo funcionamiento es necesario en situaciones de emergencia o cuyo colapso ponga en riesgo la vida de un gran número de personas, en grupo B1, se clasifican las edificaciones públicas o privadas densamente ocupadas, en el grupo B2, entran todas las edificaciones públicas o privadas de baja ocupación y finalmente en el grupo C se encuentran las edificaciones de poca importancia, cuyo colapso no pone en peligro la vida de las personas. En los casos de estudio, se supondrá que el uso será residencial, por tanto, se adoptará el grupo B2.

*Según el nivel de diseño:* Este criterio está relacionado con la zona sísmica donde se vaya a encontrar la edificación. El nivel de diseño 1 se implementa en zonas de poca o nula incidencia sísmica, el nivel de diseño 2 se implementa adoptando algunos requisitos adicionales establecidos en las normas COVENIN, mientras que

para el nivel de diseño 3 se deben implementar todas las consideraciones sísmicas establecidas en las normativas. Suponiendo que los modelos estarán ubicados en zonas de elevado riesgo sísmico, se adoptará el nivel de diseño 3.

*Según el tipo:* se puede clasificar en tipo I, cuando son el sistema resistente a sismos es aporticado, en tipo III, cuando son sistemas tipo pantalla o pórticos diagonalizados y tipo II cuando son una combinación del I y del III. Los dos modelos analizados son aporticados, por tanto, corresponde a tipo I.

#### **II.4.2.2.- Factor de reducción de respuesta**

Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

#### **II.4.2.3.- Espectro de respuesta**

Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período

#### **II.4.2.4.- Espectro de diseño**

Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

## **CAPITULO III**

### **METODO**

Con el fin de alcanzar los objetivos del trabajo se siguieron los pasos mencionados a continuación:

#### **III.1.- Predimensionamiento de modelos**

Con el objeto de verificar las formulaciones para la estimación del acero de confinamiento en columnas se elaboraron tres modelos de estructuras en concreto armado en el plano. Las características geométricas de los tres modelos se realizaron siguiendo los parámetros de predimensionamiento estipulados en la Norma Venezolana Fondonorma “Proyecto y Construcción de obras de Concreto Estructural” 1753-06 (N.V.F. 1753-06). El motivo que justifica la utilización de modelos distintos reside en el hecho de poder comparar estructuras con propiedades geométricas diferentes. Entre las propiedades más importantes tenemos el número de pisos y las dimensiones transversales de columnas y vigas.

#### **III.2.- Análisis de cargas**

Las cargas aplicadas a los modelos estudiados son de tipo gravitacional y sísmica. Las cargas gravitacionales se estimaron haciendo uso de la norma COVENIN “Acciones Mínimas” 2002-88 (N.V.C. 2002-88). Las cargas sísmicas se derivaron a través del método dinámico plano descrito en la Norma COVENIN “Edificaciones Sismorresistentes” 1756-01 (N.V.C. 1756-01), para edificaciones destinadas a uso residencial, ubicada en Caracas-Distrito Federal, forma espectral S3 y sistema resistente a sismos conformado por vigas y columnas.

En los modelos analizados no se aplicaron las combinaciones de carga descritas en la Norma Fondonorma “Proyecto y Construcción de obras de Concreto Estructural” 1753-06 (N.V.F. 1753-06). En su lugar se adoptó una sola combinación que incluye la carga sísmica y las cargas gravitacionales debidas a acciones permanentes y variables.

### **III.3.- Análisis estructural en el plano**

Con el fin de estimar las solicitaciones de la estructura, el cortante basal, el período, las masas participativas, las derivas y las cantidades de acero longitudinal en los elementos de los modelos analizados se hizo uso del programa de computación SAP2000.

### **III.4.- Verificaciones de seguridad**

A fin de garantizar la estabilidad de los modelos analizados ante eventos catastróficos como un sismo se realizaron ciertas verificaciones de seguridad, las cuales, tienen por objeto procurar un comportamiento dúctil de las estructuras y que las deformaciones generadas por dicho evento sean controladas.

Es por ello que la norma N.V.F. 1753-06 y la norma N.V.C. 1756-01 establecen ciertos parámetros que deben cumplirse según el nivel de diseño adoptado.

En todos los modelos se adoptó un nivel de diseño tres (ND3), ya que es la condición más restrictiva y obliga la implementación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas de elevado riesgo sísmico.

### III.4.1.- Columna Fuerte y Viga débil

El primer requisito a considerar, aplicable a sistemas estructurales tipo I es un criterio fundamental conocido como columna fuerte viga débil. Dicho criterio tiene por objeto garantizar que la resistencia a flexión de las columnas sea superior a la resistencia a flexión de las vigas, ya que de esta manera se garantiza que la formación de rótulas plásticas se dé en las vigas y no en las columnas.

Esta verificación es fundamental, ya que permite garantizar que las columnas resistan mucho más que las vigas, las acciones provocadas por sismos y terremotos, reduciendo de esta manera las posibilidades de colapso de la estructura.

El capítulo 18 de la N.V.F. 1753-06 considera este criterio mediante la incorporación de dos métodos de análisis.

El primer método propuesto por la norma es el de verificación por nodo y plantea que la revisión del criterio columna fuerte- viga débil se haga a partir de los momentos resistentes de las columnas y de las vigas en los nodos, cuya relación deberá ser mayor a 1.20.

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

El segundo método propuesto es la verificación por nivel y plantea que la revisión se haga relacionando la sumatoria de todos los momentos resistentes de las columnas correspondientes a un nivel con la sumatoria de los momentos resistentes correspondientes a las vigas de dicho nivel. Igualmente, en este caso dicha relación deberá ser mayor a 1.20.

$$\Sigma M_{cn} \geq 1,20 \Sigma M_{vn} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

En los modelos de estudio se utilizará el procedimiento de verificación por nodo.

### III.4.2.- Control de Desplazamientos

El segundo requisito a tomar en cuenta es la verificación de los valores límites de los desplazamientos laterales. Esta comprobación tiene por objeto garantizar que los desplazamientos laterales totales relativos de entrepiso provocados por la acción sísmica no sean muy elevados.

Las derivas o diferencias entre los desplazamientos laterales totales de dos niveles consecutivos se estiman mediante la siguiente expresión:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_j \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Donde:

$\Delta_i$ : Desplazamiento lateral total de nivel i.

$\Delta_j$ : Desplazamiento lateral total de nivel j.

$\delta_i$ : Deriva inelástica

Posteriormente se compararon los valores obtenidos a través del cociente dado en la ecuación 3.4 con los valores límites dados en la tabla 10.1 de la N.V.C. 1756-2001.

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_j} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

Donde:

$h_i$ : Altura del nivel i

$h_j$ : Altura del nivel j

Es importante destacar que los valores límites de los desplazamientos laterales totales de la tabla 10.1 de la N.V.C.1756-2001 están dados en función del uso que va a tener la estructura.

Considerando que los elementos no estructurales no son susceptibles de sufrir daños, los límites establecidos son los siguientes:

El grupo A, que contempla edificaciones con instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en casos de emergencia y cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas y materiales tiene un valor de deriva máxima permitida de 16%.

El grupo B1, que incluye edificaciones de uso público o privado, densamente ocupado, ya sea de manera temporal o permanente tiene un valor de deriva máxima permitida de 20%.

El grupo B2, formado por todas aquellas edificaciones de uso público o privado de baja ocupación, como edificios de apartamentos u oficinas tiene un valor de deriva máxima permitida de 24%.

Los modelos a estudiar se consideran que son edificaciones de uso público densamente ocupado, por tanto, se adoptará un valor de deriva máxima permitida de 20%.

#### **III.4.3.- Control del Cortante Mínimo**

La N.V.C. 1756-01 “Edificaciones sismorresistentes” en la sección 9.4.6 establece que el cortante mínimo debe ser el correspondiente al hallado según las expresiones dadas en la sección 9.3.1 de la misma norma pero incrementando el periodo de la estructura en un 60%.



### **III.5.- Diseño de los elementos**

Los elementos estructurales de los modelos fueron diseñados siguiendo los criterios para un nivel de diseño 3 (ND3) establecidos en el capítulo 18 de la N.V.F. 1753-2006

Las vigas fueron diseñadas por flexión con el fin de obtener el valor del acero longitudinal, el cual fue necesario para la verificación del criterio columna fuerte- viga débil estipulado en el nivel de diseño 3 del capítulo 18 de la N.V.F. 1753-06.

Por otro lado, para los efectos de esta investigación no fue necesario el diseño de las vigas por corte.

El diseño de las columnas se hizo siguiendo las consideraciones sismorresistentes del capítulo 18 de la Norma N.V.C. 1753-2006. De igual manera se tomaron en cuenta las consideraciones de acero mínimo longitudinal que establece el capítulo 18 de la misma norma.

### **III.6.- Resultados, Análisis, Conclusiones y Recomendaciones**

Los resultados fueron expresados mediante el empleo de tablas y gráficas, donde se puso de manifiesto las diferencias entre las cantidades de acero de confinamiento de las columnas obtenidas según la ecuación de la norma neozelandesa NZS-3101 y según las ecuaciones planteadas en la N.V.F. 1753-2006 en función de la variación del número de pisos y de los porcentajes de carga axial de las columnas.

## CAPITULO IV

### MODELOS A EVALUAR

#### IV.1.- Ejemplo Base

El fundamento del trabajo como se ha dicho anteriormente es evaluar el acero de confinamiento para las columnas mediante dos métodos diferentes. El primero de dichos métodos, utilizado ampliamente en el continente Americano, viene dado por el código ACI (American Concrete Institute) y ha sido adoptado en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 “Proyecto y Construcción de obras de Concreto Estructural” (N.V.F. 1753-2006). El segundo método es aquel propuesto por Watson y Park (Watson y Park, 1994) en el código de Nueva Zelanda (NZS 3101-95) y que también está planteado en la norma de Argentina (INPRES-CIRSOC 103-2000).

La diferencia entre ambos métodos radica en las variables que consideran sus respectivas formulaciones. Las formulas propuestas en el capítulo 18 de la norma venezolana N.V.F. 1753-2006 solo toman en cuenta la separación de las ligaduras y la geometría de la columna, por otro lado, la fórmula planteada en la norma NZS 3101-95 considera no solo la geometría de la columna y la separación de las ligaduras sino también el acero longitudinal y la carga axial que soporta la columna.

Al observar las variables que consideran ambos métodos se hace evidente que el acero de confinamiento en las columnas, cuando no se modifica la geometría, permanece constante cuando se aplican las expresiones que contempla la norma N.V.F. 1753-2006. Por otro lado, al aplicar el código neozelandés (NZS 3101-95) se aprecia que en los niveles inferiores es muy probable que el acero de confinamiento es cada vez mayor con respecto a los niveles superiores, ya que la carga axial y el acero longitudinal se incrementa a medida que se desciende de nivel.

Con el objeto de proyectar de manera más clara lo dicho anteriormente se realizó un ejemplo ilustrativo sobre una columna cuadrada de 50cm de lado ( $H_c$ ), con 10 cm de separación entre ligaduras ( $S$ ), esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) de 4200kgf/cm<sup>2</sup>, resistencia a la compresión del concreto de 250kgf/cm<sup>2</sup> y armado

longitudinal (Asl) de 100cm<sup>2</sup>. Posteriormente se evaluó el acero de confinamiento requerido según los dos métodos estudiados para diferentes niveles de carga axial.

Ejemplo Base			
Datos			
s(cm): Separación entre ligaduras =	10	Fy(kg/cm <sup>2</sup> ): Resistencia del acero =	4200
Hc(cm): Altura de la columna =	50	F'c(kg/cm <sup>2</sup> ): Resistencia del concreto =	250
Bc(cm): Ancho de la columna =	50	Asl(cm <sup>2</sup> ): Acero Longitudinal =	100

• Acero de confinamiento de acuerdo al capítulo 18 de la norma N.V.F. 1753-2006

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{S * H_c * F'c}{F_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.30 * \frac{10 * 50 * 250}{4200} * \left( \frac{50 * 50}{45 * 45} - 1 \right) = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{S * H_c * F'c}{F_y} = 0.09 * \frac{10 * 50 * 250}{4200} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Se adoptó el valor de **2.68** cm<sup>2</sup>

• Se determinó el acero de confinamiento de acuerdo a la norma NZS 3101

$$\rho = \frac{A_{sl}}{H_c * B_c} = \frac{100}{50 * 50} = 0.04$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * F'c} = \frac{4200}{0.85 * 250} = 19.76$$

como es mayor a

$$\rho * m = 0.79 \rightarrow \mathbf{0.4 \text{ se toma : } 0.4}$$

$$A_{sh} = \frac{(1.3 - \rho * m) * S_h * H_c}{3.3} * \frac{A_g}{A_c} * \frac{F'c}{F_y} * \frac{N}{\phi * F'c * A_g} - 0.006 * S_h * H_c$$

$$A_{sh} = \frac{(1.3 - 0.4) * 10 * 50}{3.3} * \frac{(50 * 50)}{(45 * 45)} * \frac{250}{4200} * \frac{N}{\phi * f'c * A} - 0.006 * 10 * 50$$

• Se determinaron diferentes valores del acero de confinamiento de acuerdo a la carga axial (N)

N(Tn)	AS(cm <sup>2</sup> )		$\frac{N}{f'c A}$
	NZS 3101-95	N.V.F. 1753-06	
200	0.21	2.68	0.32
300	1.81	2.68	0.48
500	5.02	2.68	0.8
625	7.02	2.68	1

Figura IV.1: Ejemplo Base  
Fuente: Elaboración Propia

En la figura IV.1 se muestran los valores obtenidos de acero de confinamiento para diferentes porcentajes de carga axial:

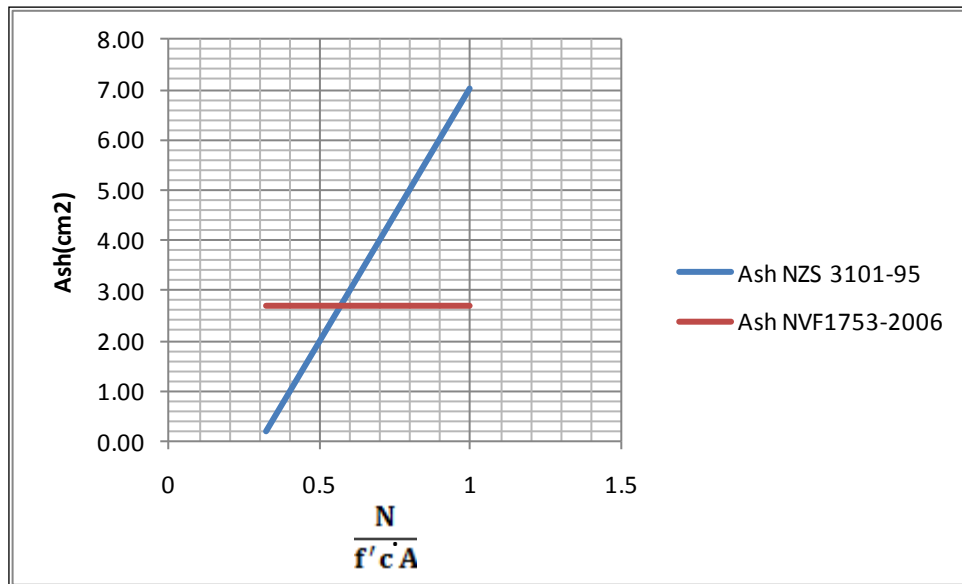


Figura IV.2: Ash vs %N  
Fuente: Elaboración Propia

En la figura IV.2 se evidenció que para una resistencia cedente del acero ( $f_y$ ) 4200kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia del concreto a la compresión ( $f'_c$ ) 250kgf/cm<sup>2</sup> la formulación planteada en el código neozelandés (NZS 3101-95) para la determinación del acero de confinamiento en columnas predomina sobre las ecuaciones para el acero de confinamiento en columnas establecidas en la norma venezolana (NVF 1753-2006) cuando el porcentaje de carga axial es aproximadamente superior al 60%.

El problema base desarrollado anteriormente no es suficiente para establecer conclusiones generales aplicables a cualquier tipo de estructura ya que no considera la altura del edificio, el acero longitudinal que lleva el elemento ni la influencia que tiene la geometría de las columnas. De igual modo tampoco se considera el incremento del acero longitudinal en las columnas debido al criterio sismorresistente de resistencia mínima a flexión en columnas ni las variaciones debidas a las propiedades de los materiales.

Con el objeto de estudiar otras variables no consideradas en el ejemplo anterior, se desarrollaron una serie de modelos que permitirán definir con mayor exactitud la

aplicabilidad de ambos procedimientos. A continuación se describen las condiciones geométricas de dichos modelos.

#### IV.2.- Condiciones geométricas

Se realizaron tres modelos estructurales de concreto armado. Cada modelo está definido por un conjunto de vigas y columnas constituyendo un sólo pórtico, el cual, se analizó en el plano considerando un ancho tributario de seis metros (6m). Los modelos estudiados tienen ciertas similitudes geométricas como el número de vanos y la luz libre entre vigas; sin embargo, presentan diferencias en otras características como el número de pisos y las dimensiones requeridas por los elementos estructurales.

##### IV.2.1.- Modelo No. 1

El primer modelo consiste en una estructura aporticada de concreto armado constituida por cuatro vanos de seis metros de longitud y cuatro niveles, cuya altura de entrepiso es de tres metros. Las vigas fueron predimensionadas con una anchura de 35cm y una altura de 60cm. Por otro lado, se adoptaron columnas cuadradas de lado igual a 40cm para los cuatro niveles que conforman la estructura. En la figura IV.3 se representan las características geométricas del modelo, en la cual se puede apreciar la distancia entre ejes, la altura de cada entrepiso y sus respectivas cotas.

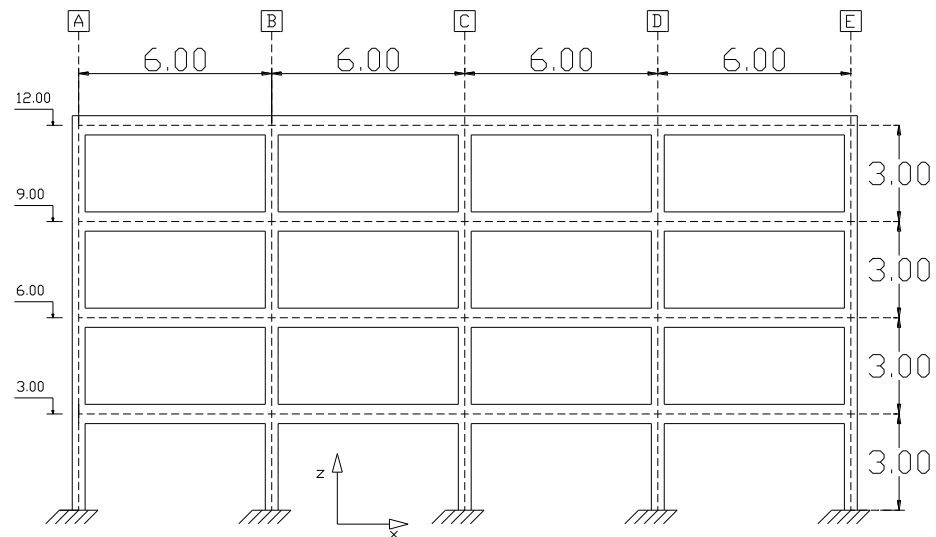


Figura IV.3: "Representación gráfica del modelo 1"

Fuente: Elaboración Propia

#### IV.2.2.- Modelo No. 2

El segundo modelo es una estructura aperticada de concreto armado definida por cuatro vanos de seis metros de longitud y diez niveles, cuya altura de entrepiso es de tres metros. Las vigas adoptadas fueron iguales a las del primer modelo, es decir, vigas de 35cm de ancho y 60cm de altura. Las columnas adoptadas fueron cuadradas de lado igual a 60cm para el primer nivel y de 40cm para el último nivel, reduciendo cinco centímetros cada dos niveles la dimensión del lado de la columna. En la figura IV.4 se muestran las características geométricas del modelo, en la cual se puede apreciar la distancia entre ejes, la altura de cada entrepiso y sus respectivas cotas.

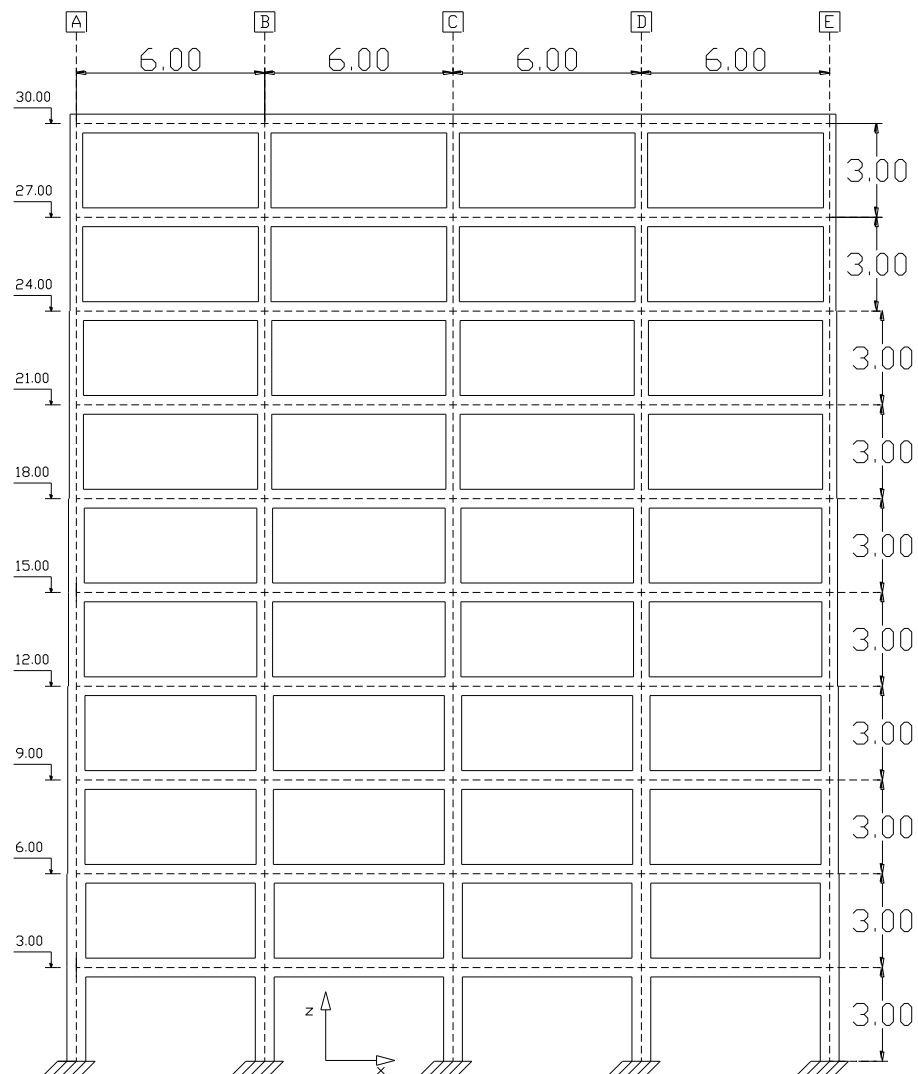


Figura IV.4: "Representación gráfica del modelo 2"

Fuente: Elaboración Propia

### IV.2.3.- Modelo No. 3

Finalmente el tercer modelo consiste en una estructura aperticada de concreto armado definida por cuatro vanos de seis metros de longitud y veinte niveles, cuya altura de entrepiso es de tres metros. Las vigas adoptadas tuvieron 40cm de ancho y 70cm de altura. Las columnas fueron cuadradas de lado igual a 100cm para el primer nivel y de 50cm para el último nivel, reduciendo cinco centímetros cada dos niveles hasta el nivel 10. A partir de dicho nivel se fue reduciendo la dimensión de la columna 10cm cada tres niveles hasta el nivel 16, a partir del cual todas las columnas tuvieron 50cm de lado. En la figura IV.5 se muestran las características geométricas del modelo, en la cual se puede apreciar la distancia entre ejes, la altura de cada entrepiso y sus respectivas cotas.

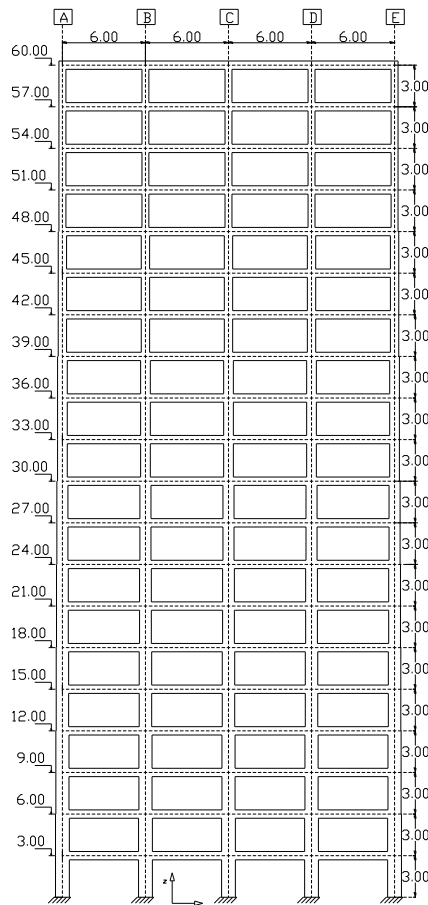


Figura IV.5: "Representación gráfica del modelo 3"

Fuente: Elaboración Propia

### **IV.3.- Propiedades de los Materiales**

Debido a que el material empleado en el diseño de los elementos estructurales es el concreto armado, deben definirse las características y propiedades mecánicas de la mezcla de concreto y del acero de refuerzo empleado para el armado. Algunas de estas características es la resistencia a la compresión del concreto ( $f'c=250\text{kgf/cm}^2$ ), módulo de elasticidad del concreto ( $E_c=238752\text{kgf/cm}^2$ ), resistencia a la tracción del acero ( $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ ) y el módulo de elasticidad del acero ( $E_s=2100000\text{kgf/cm}^2$ ).

### **IV.4.- Análisis de Cargas**

Con el fin de que los resultados obtenidos del análisis estructural sean lo más cercanos al comportamiento real que va a tener la estructura debe realizarse un estudio detallado del tipo y magnitud de las cargas que actúan sobre la edificación. Suponiendo que los modelos analizados son estructuras de concreto armado de uso residencial ubicadas en la ciudad de Caracas, las acciones más relevantes son de tipo gravitacional y sísmica.

#### **IV.4.1.- Acciones Gravitacionales**

La Norma Venezolana COVENIN “Acciones Mínimas para el proyecto de Edificaciones” 2002-88 (N.V.C. 2002-88) establece los valores de las acciones variables según el tipo de uso que va a tener la edificación. Del mismo modo establece los pesos unitarios de un conjunto de materiales empleados regularmente en la construcción.

Para los efectos de esta investigación se consideraron las acciones variables para un edificio de uso residencial según las disposiciones establecidas en la norma; sin embargo, para la estimación de las acciones permanentes se tomó el peso propio de la estructura y una carga adicional que representa el peso de la tabiquería y recubrimiento.

En la tabla IV.1 se muestran las acciones variables y permanentes empleadas para los entrepisos y techos de los modelos de estudio.



	<b>CARGAS GRAVITACIONALES (kgf/cm2)</b>	
	CV	CP
TECHO	100	664
ENTREPISO	175	664

Tabla IV.1: “Acciones Gravitacionales”

Fuente: Elaboración Propia

#### IV.4.2.- Acción Sísmica

A fin de determinar la acción sísmica sobre las estructuras y haciendo uso de la N.V.C.1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” se definió el espectro de diseño.

En este sentido, partiendo de que los modelos estudiados son aporticados, de uso privado, densamente ocupadas de manera permanente y están ubicadas en la ciudad de Caracas fueron definidos los parámetros sísmicos tales como: Zona Sísmica (5), Coeficiente de aceleración horizontal ( $A_0=0.30$ ), Forma espectral (S3), Grupo (B1), Factor de importancia ( $\alpha=1.15$ ), Factor de corrección ( $\phi=1$ ), Nivel de diseño (ND3) y factor de reducción de respuesta ( $R=4$ ).

Posteriormente, haciendo uso de las ecuaciones dadas en el capítulo 7 de la N.V.C1756-2001 se definió la curva del espectro de diseño que fue empleado en los tres modelos analizados. Dichas ecuaciones según el periodo  $T$ , quedan definidas de la siguiente manera:

$$T < T^+ \quad Ad = \frac{\alpha\phi A_0 [1 + \frac{T}{T^+}(\beta-1)]}{1 + (\frac{T}{T^+})^c (R-1)} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi A_0}{R} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

$$T > T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi A_0}{R} \left[ \frac{T^*}{T} \right]^p \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Donde:

Ad: Ordenada del espectro de diseño.

$\alpha$ : Factor de importancia.

$A_0$ : Coeficiente de aceleración horizontal.

$\phi$ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

R: Factor de reducción de respuesta.

T: Periodo.

$C_t$ : Coeficiente que depende del tipo de estructura. Para concreto es 0.07.

$h_n$ : Altura de la estructura.

$T^+$ : Periodo a partir del cual el espectro normalizado tiene un valor constante.

$T^*$ : Periodo máximo del intervalo donde el espectro normalizado tiene un valor constante.

A partir de los datos y parámetros obtenidos en los capítulos 4, 5 y 6, y mediante el procedimiento descrito en el capítulo 7 de la norma “Edificaciones Sismorresistentes” (N.V.C.1756-2001) se construyó el espectro de diseño que se muestra en la figura IV.6.

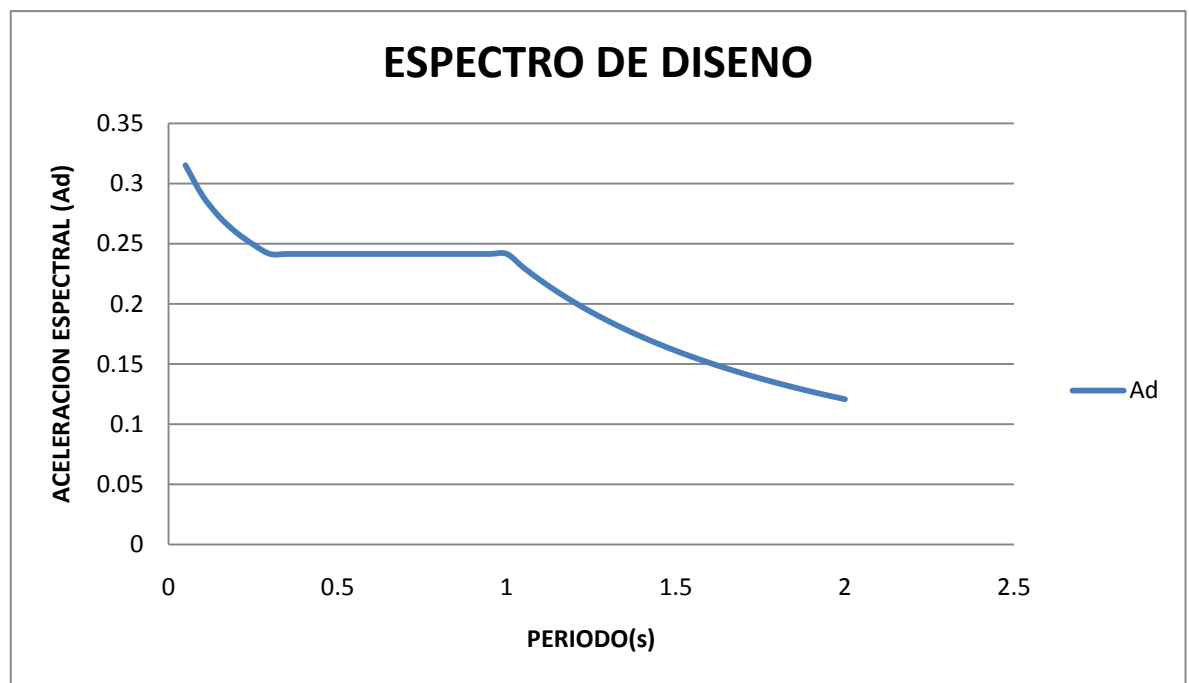


Figura IV.6: "Espectro de Diseño"  
Fuente: Elaboración Propia

#### **IV.5.- Combinaciones de Carga**

Solamente se consideró una hipótesis de carga con fines de diseño, siendo ésta la combinación de las acciones gravitacionales más las acciones provenientes del espectro de diseño en forma alternada y sin tomar en cuenta ningún factor de mayoración de carga, tal como se muestra en la ecuación 4.4.

$$Q_u = Q_{cp} + Q_{cv} \pm S \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

Qu: Acción última

Qcp: Acción Permanente

Qcv: Acción Variable

S: Acción Sísmica

En este punto se hace necesario destacar que para la verificación de las derivas inelásticas solo se utilizó la acción sísmica sobre las estructuras; es decir, no se incorporó el efecto de la carga permanente y variable.

#### **IV.6.- Masa Traslacional**

A partir del análisis de cargas y la geometría de cada uno de los modelos estudiados se determinó la masa de cada nivel. Para ello se consideró el artículo 7.1 de la N.V.C. 1756-2001; el cual establece que para la estimación de la masa se deben considerar los siguientes porcentajes:

- Planta tipo: 100% de Acciones Permanentes y 25% Acciones Variables.
- Planta Techo: 100% de Acciones Permanentes

Las cargas sobre las estructuras están expresadas en peso por unidad de área. Es por ello que se hizo necesario multiplicar dichas cargas por la longitud total de cada nivel y por el ancho tributario considerado. Esto con el fin de hallar el peso total por nivel; el cual, al ser dividido por la aceleración de la gravedad permitió obtener las masas traslacionales por nivel, las cuales fueron asignadas a cada modelo para la realización del análisis dinámico. En la tabla IV.5.1 se muestran las masas obtenidas para los tres modelos analizados:

<b>Masas Traslacionales (kgf*s2/m)</b>	
<b>Techo</b>	<b>Entrepiso</b>
11215	12316

Tabla IV.2: "Masas Traslacionales"  
Fuente: Elaboración Propia

#### **IV.7.- Modelos de Análisis**

Las estructuras analizadas fueron modeladas en el plano mediante el programa de análisis estructural SAP 2000. Con este fin se introdujeron en el programa una serie de parámetros y datos tales como: características geométricas, propiedades de materiales, acciones gravitacionales, espectro de diseño y combinaciones de carga que permitieron generar el análisis y diseño estructural de los elementos. Adicionalmente se consideró en el análisis un diafragma rígido por nivel, un recubrimiento de 5 centímetros y empotramiento en la base de las columnas.

## CAPITULO V

### ANALISIS ESTRUCTURAL

#### V.1.- Derivas

En los tres modelos se estimaron las diferencias entre los desplazamientos laterales totales de cada entrepiso, dichas cifras fueron comparadas con los valores límites establecidos en el capítulo 10 “ Control de Desplazamientos” de la Norma Venezolana COVENIN “Edificaciones Sismorresistentes” (N.V.C. 1756-01).

En este sentido, los desplazamientos laterales totales de cada nivel fueron estimados según la expresión dada en el capítulo 10 de la N.V.C. 1756-01, la cual se transcribe a continuación:

$$\Delta_i = 0.8 * R * \Delta_{ei} \quad (\text{Ecuación V.1.1})$$

Donde;

R: Factor de reducción de respuesta

$\Delta_{ei}$ : Desplazamiento lateral del nivel i

$\delta_i$ : Deriva; se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_j \quad (\text{Ecuación V.1.2})$$

Los modelos analizados pertenecen al grupo B1 y los elementos no estructurales no son susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura. Por tanto, la N.V.C 1756-01 establece en su capítulo 10 que la expresión dada en la ecuación V.1.3 no puede ser mayor de 20%.

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_j} \quad (\text{Ecuación V.1.3})$$

En las tablas V.1, V.2, y V.3 se muestran los resultados obtenidos en el análisis de derivas para los modelos estudiados:

SECCION	TABLA: VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS					
	NIVEL	DESPLAZAMIENTO LATERAL	DERIVA	0.8*R*δ	ALTURA ENTREPISO	$\frac{\delta_i}{(h_i - h_j)}$
		Δei(cm)	δ(cm)	δi(cm)	Δh(cm)	%o
40X40	11.7	1.92	0.24	0.77	300	2.56
40X40	8.7	1.68	0.45	1.43	300	4.77
40X40	5.7	1.24	0.61	1.94	300	6.47
40X40	2.7	0.63	0.63	2.02	300	6.72

Tabla V.1: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.1”  
Fuente: Elaboración Propia

SECCION	TABLA: VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS					
	NIVEL	DESPLAZAMIENTO LATERAL	DERIVA	0.8*R*δ	ALTURA ENTREPISO	$\frac{\delta_i}{(h_i - h_j)}$
		Δei(cm)	δ(cm)	δi(cm)	Δh(cm)	%o
40X40	30	12.49	0.55	1.76	300	5.86
40X40	27	11.94	0.99	3.17	300	10.55
45X45	24	10.96	1.15	3.67	300	12.22
45X45	21	9.81	1.42	4.53	300	15.11
50X50	18	8.39	1.44	4.61	300	15.37
50X50	15	6.95	1.60	5.13	300	17.09
55X55	12	5.35	1.57	5.01	300	16.70
55X55	9	3.78	1.61	5.14	300	17.14
60X60	6	2.18	1.39	4.45	300	14.82
60X60	3	0.79	0.79	2.52	300	8.40

Tabla V.2: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.2”  
Fuente: Elaboración Propia

SECCION	TABLA: VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS					
		DESPLAZAMIENTO LATERAL	DERIVA	0.8*R*δ	ALTURA ENTREPISO	$\frac{\delta_i}{(h_i - h_j)}$
	NIVEL	Δei(cm)	δ(cm)	δi(cm)	Δh(cm)	‰
50X50	60	24.88	0.37	1.18	300	3.95
50X50	57	24.51	0.59	1.88	300	6.28
50X50	54	23.92	0.81	2.60	300	8.66
50X50	51	23.11	1.02	3.26	300	10.88
60X60	48	22.09	1.03	3.29	300	10.97
60X60	45	21.06	1.16	3.72	300	12.42
60X60	42	19.89	1.30	4.17	300	13.89
70X70	39	18.59	1.32	4.21	300	14.03
70X70	36	17.28	1.41	4.52	300	15.07
70X70	33	15.86	1.52	4.85	300	16.16
80X80	30	14.35	1.54	4.92	300	16.41
80X80	27	12.81	1.61	5.14	300	17.14
85X85	24	11.20	1.65	5.28	300	17.58
85X85	21	9.55	1.69	5.42	300	18.06
90X90	18	7.86	1.70	5.43	300	18.11
90X90	15	6.16	1.68	5.37	300	17.89
95X95	12	4.49	1.58	5.07	300	16.89
95X95	9	2.90	1.40	4.48	300	14.93
100X100	6	1.50	1.05	3.37	300	11.22
100X100	3	0.45	0.45	1.45	300	4.83

Tabla V.3: “Valores Límites de Desplazamiento del Modelo Nro.3”

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas V.1, V.2 y V.3 se verificó que ninguno de los valores superan el valor límite para los desplazamientos de 0.02.

## V.2.- Corrección Cortante Basal

En el artículo 9.4.6 “Control de Cortante Basal y Valores de diseño” de la Norma Venezolana (N.V.C. 1756-2001) se establece que el corte basal “Vo”, correspondiente al centro de masa no desplazado, se debe comparar con el corte Basal “Vo\*” obtenido mediante el método estático equivalente en la sección 9.3.1, el cual debe hallarse con la aceleración de diseño correspondiente a un periodo de  $T=1.6T_a$ .

Posteriormente se debe verificar que Vo sea mayor que Vo\*, en caso contrario se deberán multiplicar las solicitaciones sísmicas de diseño y los desplazamientos del sismo por los factores  $(V_o^*/V_o)$ .

El periodo  $T_a$  se halló haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h_n^{0.75} \quad (\text{Ecuación V.2.1})$$

Donde:

$C_t$ : Factor que depende de tipo de estructura. Para estructuras de concreto Armado es 0.07.

$h_n$ : Altura de la edificación que comprende los niveles donde los desplazamientos están restringidos parcial o totalmente.

El periodo de análisis se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$T = 1.6T_a \quad (\text{Ecuación V.2.2})$$

El corte basal “Vo\*” se obtiene de la siguiente forma

$$V_o^* = \mu A_d W \quad (\text{Ecuación V.2.3})$$



Donde:

Ad: Ordenada del espectro de diseño.

W: Peso total de la edificación desde el nivel de base.

$\mu$ : Factor que viene dado por el mayor de los siguientes valores:

$$\mu = 1.4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right] \quad (\text{Ecuación V.2.4})$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (\text{Ecuación V.2.5})$$

Donde:

N: Número de niveles.

T\*: Período tipificado en la Norma Venezolana N.V.C. 1756-01, correspondiente a la forma espectral.

Finalmente se obtuvieron los factores de corrección de los modelos dividiendo los cortantes basales mínimos calculados según la sección 9.3.1 entre los cortantes basales del análisis proporcionado por el programa estructural SAP2000. Los Factores de corrección resultantes fueron los siguientes:

Modelo	NUMERO NIVELES	$\mu$ (V.2.4)	$\mu$ (V.2.5)	Ad	W(Kg)	Vo*(Kg)	Vo(Kg)
Nro 1	4	0.91	0.79	0.161	472464	69221	98470
Nro 2	10	0.83	0.82	0.112	1197360	111615	155966
Nro 3	20	0.78	0.87	0.066	2405520	139664	231593

Tabla V.4: "Corrección del cortante basal"

Fuente: Elaboración Propia

Cabe destacar que en los modelos se procuró que se cumplieran las verificaciones correspondientes a los desplazamientos laterales totales de la estructura, corrección del cortante basal y verificación de los requerimientos sísmicos adicionales del capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma "Proyecto y Construcción de obras de Concreto Estructural" (N.V.F. 1753-2006). En este sentido, no se requirió

corregir los cortantes mínimos de los modelos, ya que  $V_o$  en todos los casos fue superior al corte  $V_o^*$ .

### V.3.- Períodos y Masas Participativas

Mediante la utilización del programa de análisis y diseño estructural SAP2000 se obtuvieron las tablas correspondientes a los periodos y masas participativas. En las tablas V.5, V.6 y V.7 se muestran las tablas correspondientes a los periodos y masas participativas de cada modo de los tres modelos de análisis.

MODO	PERIODO(s)	UX	SumUX
1	0.81	85.74	85.74
2	0.26	10.08	95.81
3	0.16	3.31	99.13
4	0.12	0.87	100.00

Tabla V.5: “Tabla Masas Participativas Modelo 1”  
Fuente: Elaboración Propia

MODO	PERIODO(s)	UX	SumUX
1	1.48	77.34	77.34
2	0.53	10.94	88.28
3	0.32	4.18	92.46
4	0.23	2.36	94.82
5	0.18	1.37	96.19
6	0.15	1.07	97.26
7	0.13	0.68	97.94
8	0.12	0.67	98.61
9	0.10	0.68	99.28
10	0.09	0.72	100.00

Tabla V.6: “Tabla Masas Participativas Modelo 2”  
Fuente: Elaboración Propia

<b>MODO</b>	<b>PERIODO(s)</b>	<b>UX</b>	<b>SumUX</b>
<b>1</b>	1.99	75.24	75.24
<b>2</b>	0.70	10.92	86.15
<b>3</b>	0.41	4.05	90.20
<b>4</b>	0.28	2.25	92.45
<b>5</b>	0.21	1.41	93.86
<b>6</b>	0.17	0.96	94.82
<b>7</b>	0.14	0.85	95.67
<b>8</b>	0.12	0.56	96.22
<b>9</b>	0.10	0.50	96.73
<b>10</b>	0.09	0.45	97.17
<b>11</b>	0.08	0.22	97.40
<b>12</b>	0.07	0.38	97.78

Tabla V.7: “Tabla Masas Participativas Modelo 3”  
Fuente: Elaboración Propia

En los tres modelos estudiados se verificó que las sumatorias de las masas participativas correspondientes a cada modo fueran superiores al 90%. En este sentido, el número de modos empleados para el análisis dinámico fue suficiente.

#### **V.4.- Requisitos Adicionales Para el Diseño Sismorresistente**

En los modelos realizados fueron considerados aspectos fundamentales para un nivel de diseño 3 del capítulo 18 (N.V.F. 1753-2006). Algunos de estos aspectos son: resistencia mínima a flexión de las columnas, requisitos de empalme en columnas, requisitos geométricos en vigas y columnas, acero mínimo en vigas, cuantías geométricas mínimas y máximas en columnas. De igual manera se consideró la separación de las ligaduras; sin embargo, con el fin de delimitar el problema se utilizó únicamente el criterio de separación de ligaduras cada 10 centímetros.

Es importante señalar que existen otros requisitos adicionales para el diseño sismorresistente que no fueron considerados en la investigación ya que no son relevantes para los fines del trabajo. Algunos de estos requisitos son: la revisión de la resistencia a corte de los nodos y el diseño a corte por capacidad de los elementos estructurales, entre otros.

#### **V.4.1.- Análisis de Vigas**

El análisis y diseño estructural de elementos sometidos a flexión como las vigas amerita la aplicación de requisitos adicionales para el diseño sismorresistente. Algunos de estos requisitos son criterios de tipo geométrico. Es por ello que previamente a la realización del modelado de las estructuras, se verificó que el predimensionamiento dado a las vigas se ajustara a las especificaciones y requerimientos dados en el artículo 18.3.2. Algunos de estos criterios son:

- La luz libre “ $L_n$ ”, debe ser por lo menos cuatro veces su altura total “ $h$ ”.
- La relación Anchura/Altura de su sección transversal es mayor o igual que 0.3. Adicionalmente la altura de la viga será mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya.
- La anchura mínima es de 25 cm.

Luego de modelar las estructuras se procedió a analizar y diseñar los elementos estructurales. En este sentido se determinaron las cantidades de acero requerido en las vigas. Posteriormente se realizó una distribución del acero de refuerzo con diámetros nominales de cabillas comerciales teniendo en consideración aspectos de importancia como el acero mínimo y máximo requerido en las vigas. Esto con el fin de garantizar la resistencia de las mismas sin menoscabo de la ductilidad, puesto que la colocación excesiva de acero de refuerzo favorece mecanismos de falla frágil.

El artículo 18.3.3 referente al diseño por flexión de vigas cuyo nivel de diseño es 3 establece que el acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior se estima, mediante alguna de las siguientes expresiones:

$$As_{min} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{f_y} bw d \quad \text{para } f'c \geq 315\text{kgf/cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} bw d \quad \text{para } f'c < 315\text{kgf/cm}^2$$

En las tablas V.8, V.9 y V.10 se muestran las verificaciones realizadas en las vigas en el aspecto relacionado con el acero mínimo y máximo requerido por las secciones y adicionalmente se presentan los aceros estimados en los extremos de las vigas, tanto superior como inferior.

VIGAS					
NIVEL	SECCION	AS Superior Extremos (cm2)	AS Inferior Extremos (cm2)	AS MIN (cm2)	AS MAX(cm2)
1	35X60	17.89(2φ1"+2φ7/8")	8.95(1φ1"+1φ7/8")	6.42	48.13
2	35X60	15.2(3φ1")	7.05(1φ1"+1φ5/8")	6.42	48.13
3	35X60	10.61(2φ7/8"+1φ3/4")	7.05(1φ1"+1φ5/8")	6.42	48.13

Tabla V.8: "Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 1"

Fuente: Elaboración Propia

VIGAS					
NIVEL	SECCION	AS Superior Extremos (cm2)	AS Inferior Extremos (cm2)	AS MIN (cm2)	AS MAX(cm2)
1	35x60	35.49 (7φ1")	15.83 (2φ1"+2φ3/4")	6.42	48.13
2	35x60	39.66 (4φ1"+5φ7/8")	18.05 (3φ1"+1φ3/4")	6.42	48.13
3	35x60	39.66 (4φ1"+5φ7/8")	18.05 (3φ1"+1φ3/4")	6.42	48.13
4	35x60	36.73 (5φ1"+4φ3/4")	17.89 (2φ1"+2φ7/8")	6.42	48.13
5	35x60	35.49 (7φ1")	15.8 (2φ1"+2φ3/4")	6.42	48.13
6	35x60	31.67 (4φ1"+4φ3/4")	15.2 (3φ1")	6.42	48.13
7	35x60	27.15 (7φ7/8")	12.82 (4φ3/4"+2φ3/8")	6.42	48.13
8	35x60	22.96 (3φ1"+2φ7/8")	10.61 (2φ7/8"+1φ3/4")	6.42	48.13
9	35x60	17.89 (2φ1"+2φ7/8")	8.55 (3φ3/4")	6.42	48.13

Tabla V.9: "Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 2"

Fuente: Elaboración Propia

VIGAS					
NIVEL	SECCION	AS Superior Extremos (cm2)	AS Inferior Extremos (cm2)	AS MIN (cm2)	AS MAX(cm2)
1	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
2	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
3	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
4	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
5	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
6	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
7	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
8	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
9	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
10	40x70	65.91 (13φ1")	35.49 (7φ1")	8.67	66
11	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
12	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
13	40x70	65.91 (13φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
14	40x70	55.77 (11φ1")	30.42 (6φ1")	8.67	66
15	40x70	55.77 (11φ1")	25.35 (5φ1")	8.67	66
16	40x70	55.77 (11φ1")	25.35 (5φ1")	8.67	66
17	40x70	55.77 (11φ1")	20.28 (4φ1")	8.67	66
18	40x70	40.56 (8φ1")	20.28 (4φ1")	8.67	66
19	40x70	40.56 (8φ1")	20.28 (4φ1")	8.67	66

Tabla V.10: “Acero Mínimo y Máximo de vigas modelo 3”

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas V.8, V.9 y V.10 se puede observar que los aceros longitudinales colocados en los extremos de las vigas cumplen con los requerimientos mínimos y máximos establecidos en la norma (N.V.F. 1753-2006). Cabe destacar que no se colocaron los aceros longitudinales correspondientes a los tramos centrales de las vigas ya que no fue necesario para el análisis de resistencia mínima a flexión de las columnas.

#### V.4.2.- Análisis de Columnas

La norma (N.V.F. 1753-2006) establece en su capítulo 18 un conjunto de criterios que deben cumplir las columnas para resistir adecuadamente las acciones generadas por los sismos. Algunos de dichos criterios son: la resistencia mínima a flexión de las columnas, requisitos de empalme, cuantías geométricas mínimas y máximas de acero de refuerzo longitudinal y requisitos geométricos de las secciones de las columnas.

Las restricciones sísmicas de las columnas en los aspectos relacionados con la geometría de la sección fueron verificadas previamente al modelado de las estructuras. De esta manera se determinó que el predimensionamiento de las columnas tuviera concordancia con lo señalado en el artículo 18.4.2 (N.V.F. 1753-2006).

Posteriormente al modelado y análisis de las estructuras se determinó el acero de refuerzo requerido en las columnas. Luego se hizo una selección del número y tipo de barras empleadas en cada sección de las columnas. En las figuras V.1, V.2 y V.3 se muestran los diagramas de interacción de las secciones de columnas empleadas en los modelos.

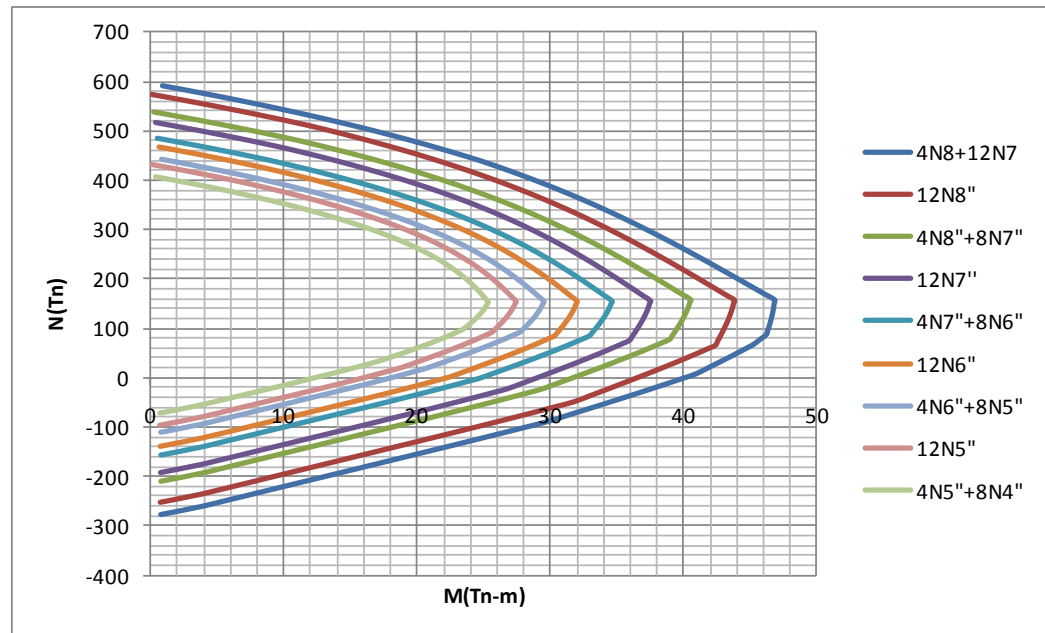


Figura V.1: “Diagrama de interaccion modelo 1”

Fuente: Elaboracion Propia

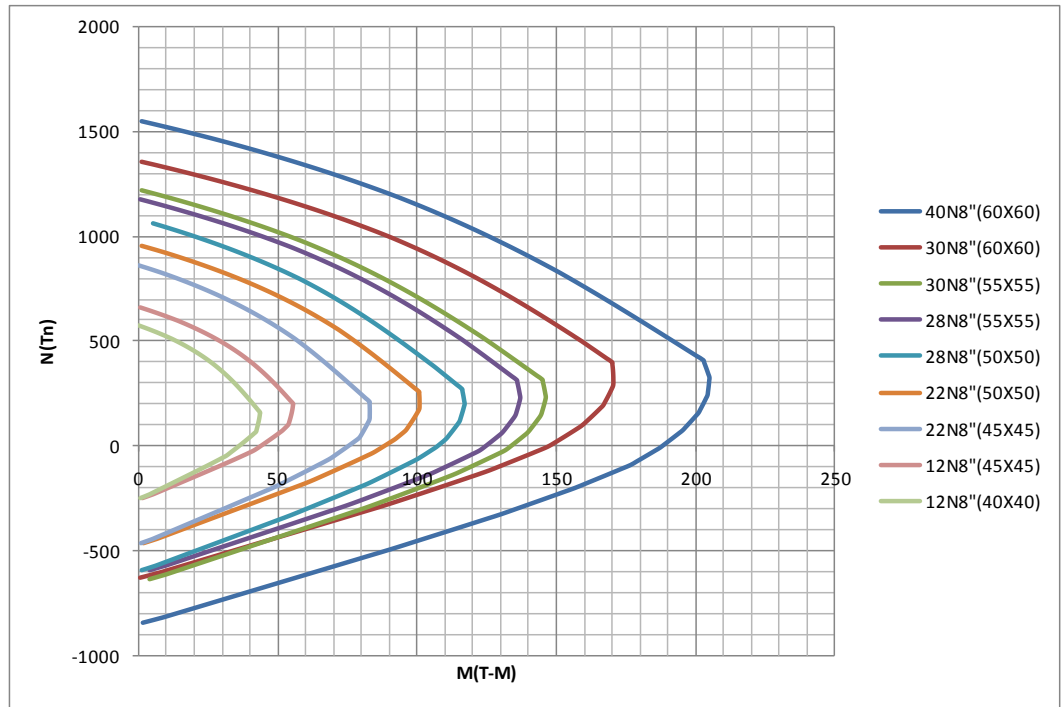


Figura V.2: "Diagrama de interaccion modelo 2"  
Fuente: Elaboracion Propia

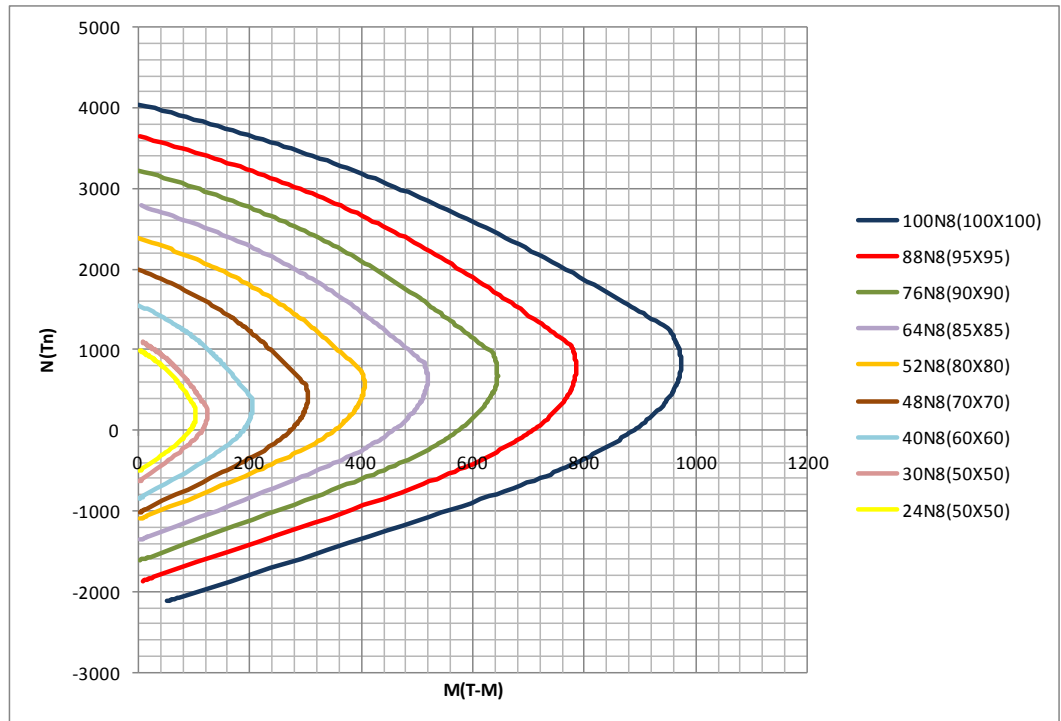


Figura V.3: "Diagrama de interaccion modelo 3"  
Fuente: Elaboracion Propia



El artículo 18.4.4 referente al acero de refuerzo longitudinal establece que la cuantía geométrica mínima que deben tener las secciones de las columnas es de 0.01, mientras que la cuantía geométrica máxima es 0.06. En las tablas V.11, V.12 y V.13 se muestran las cuantías empleadas en los modelos analizados.

<b>CUANTIAS EN COLUMNAS</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>AS(cm2)</b>	<b>SECCION</b>	<b>CUANTIA(%)</b>
4	18.05	40X40	1.13
3	34.20	40X40	2.14
2	38.31	40X40	2.39
1	60.84	40X40	3.80

Tabla V.11: “Cuantías Modelo 1”

Fuente: Elaboración Propia

<b>CUANTIAS EN COLUMNAS</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>AS(cm2)</b>	<b>SECCION</b>	<b>CUANTIA(%)</b>
10	60.84	40X40	3.80
9	60.84	40X40	3.80
8	60.84	45X45	3.00
7	111.54	45X45	5.51
6	111.54	50X50	4.46
5	141.96	50X50	5.68
4	141.96	55X55	4.69
3	152.10	55X55	5.03
2	152.10	60X60	4.23
1	202.80	60X60	5.63

Tabla V.12: “Cuantías Modelo 2”

Fuente: Elaboración Propia

<b>CUANTIAS EN COLUMNAS</b>			
<b>NIVEL</b>	<b>AS(cm2)</b>	<b>SECCION</b>	<b>CUANTIA (%)</b>
20	121.68	50X50	4.87
19	121.68	50X50	4.87
18	121.68	50X50	4.87
17	152.1	50X50	6.08
16	202.8	60X60	5.63
15	202.8	60X60	5.63
14	202.8	60X60	5.63
13	243.36	70X70	4.97
12	243.36	70X70	4.97
11	243.36	70X70	4.97
10	263.64	80X80	4.12
9	263.64	80X80	4.12
8	324.48	85X85	4.49
7	324.48	85X85	4.49
6	385.32	90X90	4.76
5	385.32	90X90	4.76
4	446.16	95X95	4.94
3	446.16	95X95	4.94
2	507	100X100	5.07
1	507	100X100	5.07

Tabla V.13: “Cuantías Modelo 3”

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas V.11, V.12 y V.13 se puede observar que ninguna de las cuantías fue superior al límite establecido en la norma de 6% ni menor al límite de 1%, por ende cumple con este requisito normativo (N.V.F. 1753-2006).

Finalmente, el último requisito sísmico considerado en el análisis de las columnas es el de columna fuerte-viga débil. El criterio “Resistencia Mínima a flexión de columnas” tiene por objeto garantizar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, evitándose de esta manera que la estabilidad de la estructura se vea comprometida y de esta forma generar mecanismos de falla dúctil.

En el capítulo 18 de la norma (N.V.F. 1753-2006) se explican detalladamente los dos procedimientos permitidos para la determinación de la resistencia mínima a flexión de las columnas. El primer procedimiento descrito en la norma es la verificación

por nodos, la cual consiste en que la relación entre la sumatoria de los momentos resistentes teóricos en columnas en los nodos y los momentos resistentes teóricos de las vigas que llegan a dicho nodo sea mayor a 1.20. El segundo procedimiento consiste en la verificación por nivel, la cual consiste en que la relación entre la sumatoria de los momentos resistentes teóricos de las columnas correspondientes a todas las columnas que se conectan debajo del nivel en consideración y la sumatoria de los momentos resistentes teóricos de las vigas del mismo nivel sea mayor a 1.20.

En este trabajo se realizó la verificación de la resistencia mínima a flexión de las columnas para todos los modelos analizados mediante la aplicación del procedimiento: Verificación por nodo. En este sentido se cumplió con las disposiciones establecidas en el artículo 18.4.3.1.

Los momentos resistentes de las vigas ( $MV+$  y  $MV-$ ) se obtuvieron a partir de los aceros longitudinales colocados en los extremos del elemento, tanto en la fibra superior como en la fibra inferior. Por otro lado, los momentos resistentes de las columnas ( $MINF$  y  $MSUP$ ) se hallaron haciendo uso de los diagramas de interacción correspondientes a cada columna y tomando los datos de carga axial última proporcionados por el programa.

En las tablas V.14, V.15 y V.16 se muestran los resultados obtenidos para dos columnas de cada modelo. Se seleccionaron las columnas B y C para el análisis ya que las estructuras son perfectamente simétricas y por ende, los resultados obtenidos para las dos primeras columnas son idénticos a los resultados de las dos últimas columnas.

RESISTENCIA MINIMA A FLEXION DE COLUMNAS B Y C									
NODO	FUERZA AXIAL N(Tn)		MOMENTOS VIGAS (Kg-m)			MOMENTOS COLUMNAS (Kg-m)			$\Sigma MC/\Sigma MV$
	NINF(Tn)	NSUP(Tn)	MV+	MV-	$\Sigma MV$	MINF	MSUP	$\Sigma MC$	
B2	87.64	64	38340	19710	58050	42760	42150	84910	1.46
B3	64	41.48	32760	15710	48470	30900	28900	59800	1.23
B4	41.48	19.57	23210	15710	38920	26450	24330	50780	1.30
C2	83.63	62.17	34060	15710	49770	39140	37800	76940	1.55
C3	62.17	40.54	30800	15710	46510	31000	29000	60000	1.29
C4	40.54	18.82	25370	15710	41080	26450	24260	50710	1.23

Tabla V.14: “Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 1”

Fuente: Elaboración Propia

RESISTENCIA MINIMA A FLEXION DE COLUMNAS B Y C									
NODO	FUERZA AXIAL N(Tn)		MOMENTOS VIGAS (Kg-m)			MOMENTOS COLUMNAS (Kg-m)			$\Sigma MC/\Sigma MV$
	NINF(Tn)	NSUP(Tn)	MV+	MV-	$\Sigma MV$	MINF	MSUP	$\Sigma MC$	
B2	365309	327680	73860	34170	108030	204000	205000	409000	3.79
B3	327680	290520	82200	38830	121030	170200	146290	316490	2.61
B4	290520	253555	82200	38830	121030	146290	146000	292290	2.42
B5	253555	216674	76420	36400	112820	136500	116700	253200	2.24
B6	216674	179804	73850	34110	107960	116700	116570	233270	2.16
B7	179804	142856	66390	32850	99240	100850	82780	183630	1.85
B8	142856	105702	57230	27850	85080	82780	82000	164780	1.94
B9	105702	68307	48690	23200	71890	54100	42500	96600	1.34
B10	68307	30847	38330	18870	57200	42500	39500	82000	1.43
C2	379076	340710	73860	34170	108030	203800	204700	408500	3.78
C3	340710	302278	82200	38830	121030	170170	145400	315570	2.61
C4	302278	263806	82200	38830	121030	145400	146000	291400	2.41
C5	263806	225275	76420	36400	112820	136400	116700	253100	2.24
C6	225275	186679	76200	34110	110310	116700	116700	233400	2.12
C7	186679	148014	66390	32850	99240	100890	82780	183670	1.85
C8	148014	109274	61900	27850	89750	82780	82300	165080	1.84
C9	109274	70477	51770	25370	77140	54250	42500	96750	1.25
C10	70477	31614	40770	19710	60480	42500	39500	82000	1.36

Tabla V.15: “Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 2”

Fuente: Elaboración Propia

RESISTENCIA MINIMA A FLEXION DE COLUMNAS B Y C									
NODO	FUERZA AXIAL N(Tn)		MOMENTOS VIGAS(Kg-m)			MOMENTOS COLUMNAS(Kg-m)			$\Sigma MC/\Sigma MV$
	NINF(Tn)	NSUP(Tn)	MV+	MV-	$\Sigma MV$	MINF	MSUP	$\Sigma MC$	
B20	69.08	31.55	101800	52170	153970	100000	95000	195000	1.27
B19	106.23	69.08	134920	52170	187090	105000	100000	205000	1.10
B18	143.07	106.23	137330	64940	202270	120000	118000	238000	1.18
B17	179.86	143.07	137330	64940	202270	202000	200000	402000	1.99
B16	216.74	179.86	139140	77710	216850	205000	202000	407000	1.88
B15	253.49	216.74	160480	77720	238200	203000	205000	408000	1.71
B14	290.53	253.49	160480	77720	238200	290000	300000	590000	2.48
B13	327.84	290.53	160480	77720	238200	295000	302000	597000	2.51
B12	365.09	327.84	160480	77720	238200	300000	305000	605000	2.54
B11	402.62	365.09	162880	90480	253360	400000	390000	790000	3.12
B10	440.36	402.62	162880	90480	253360	402000	400000	802000	3.17
B9	478.18	440.36	162880	90480	253360	520000	515000	1035000	4.09
B8	516.06	478.18	162880	90480	253360	518000	520000	1038000	4.10
B7	554.01	516.06	162880	90480	253360	640000	638000	1278000	5.04
B6	592.00	554.01	162880	90480	253360	642000	640000	1282000	5.06
B5	630.04	592.00	162880	90480	253360	785000	780000	1565000	6.18
B4	668.10	630.04	160480	77720	238200	790000	785000	1575000	6.61
B3	706.23	668.10	160480	77720	238200	875000	970000	1845000	7.75
B2	744.53	706.23	160480	77720	238200	880000	975000	1855000	7.79
C20	69.41	31.41	101800	52170	153970	78000	70000	148000	0.96
C19	107.32	69.41	134920	52170	187090	80000	75000	155000	0.83
C18	145.22	107.32	137330	64940	202270	122000	120000	242000	1.20
C17	182.87	145.22	137330	64940	202270	218000	215000	433000	2.14
C16	220.31	182.87	139140	77710	216850	220000	218000	438000	2.02
C15	257.77	220.31	160480	77720	238200	221000	220000	441000	1.85
C14	295.13	257.77	160480	77720	238200	340000	338000	678000	2.85
C13	332.44	295.13	160480	77720	238200	342000	340000	682000	2.86
C12	369.81	332.44	160480	77720	238200	345000	342000	687000	2.88
C11	407.22	369.81	162880	90480	253360	440000	438000	878000	3.47
C10	444.66	407.22	162880	90480	253360	442000	440000	882000	3.48
C9	482.18	444.66	162880	90480	253360	560000	558000	1118000	4.41
C8	519.80	482.18	162880	90480	253360	562000	560000	1122000	4.43
C7	557.52	519.80	162880	90480	253360	690000	685000	1375000	5.43
C6	595.35	557.52	162880	90480	253360	691000	690000	1381000	5.45
C5	633.30	595.35	162880	90480	253360	815000	813000	1628000	6.43
C4	671.37	633.30	160480	77720	238200	817000	815000	1632000	6.85
C3	709.54	671.37	160480	77720	238200	990000	985000	1975000	8.29
C2	747.80	709.54	160480	77720	238200	995000	990000	1985000	8.33

Tabla V.16: "Resistencia Mínima a Flexión de Columnas Modelo 3"

Fuente: Elaboración Propia

En las tablas V.14 y V.15 se puede apreciar que todos los valores de la relación entre los momentos resistentes de las columnas y los momentos resistentes de las vigas son mayores al 1.20 exigido en la norma (N.V.F. 1753-2006). Por otro lado, en la tabla V.16 se observa que todos los valores son mayores a 1.20 a excepción de los nodos B18, B19, C19 y C20.

En los nodos B2 y C2 de la tabla V.15 se evidencia que los valores obtenidos son muy altos (3.79 y 3.78 respectivamente). Del mismo modo, todos los valores correspondientes a los nodos desde el nivel 1 hasta el nivel 9 de la tabla V.16 son bastante elevados. Esto se debe a que se procuró que las columnas tuvieran las dimensiones mínimas y por tanto, las cantidades de acero longitudinal requeridas por las columnas para resistir las solicitaciones fueron bastantes altas.

Se buscó optimizar las dimensiones de las columnas con el objeto de incrementar al máximo los porcentajes de carga axial, ya que la fórmula neozelandesa (NZS 3101-95) para el acero de confinamiento comienza a predominar sobre la fórmula venezolana (N.V.F. 1753-2006) a partir de un determinado porcentaje de carga axial. (Ver gráfico IV.2).

## CAPITULO VI

### RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS

En el diseño estructural de edificaciones existen diferentes métodos para estimar las cantidades de acero requeridas por los distintos elementos estructurales. Cada uno de dichos métodos está sustentado en filosofías de diseño particulares originadas a partir de ensayos realizados por investigadores, que consideran la interacción de un conjunto de variables.

En la norma venezolana (NVF 1753-2006) se usa la formulación planteada en el código ACI (ACI 318-89) para la estimación del acero de confinamiento de las columnas. Dichas expresiones consideran: la separación de las ligaduras ( $s$ ), resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ), esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) y el ancho de las columnas ( $H_c$ ).

Por otro lado, el código de Nueva Zelanda (NZS 3101-95) plantea una ecuación diferente para la estimación del acero de confinamiento que considera además de las variables anteriores, la fuerza axial de las columnas ( $N$ ), la cuantía geométrica ( $\rho$ ) y el factor de curvatura ( $\phi_u/\phi_y$ ).

Con el fin de analizar las condiciones que rigen la aplicación de ambas expresiones, se realizaron 3 modelos, diferenciados en el número de pisos y por ende, en la carga axial de las columnas y en las cuantías geométricas.

En las tablas y gráficos VI.1, VI.2 y VI.3 se muestran los resultados para el acero de confinamiento en las columnas. El acero de confinamiento fue comparado con el porcentaje de carga axial de las columnas, ya que de esta manera es más apreciable el comportamiento que tienen las curvas y se puede observar con mayor claridad la influencia de la geometría de las columnas en las variaciones que presenta el acero de confinamiento en cada nivel.

MODELO 1: COLUMNA B									
NIVEL	N(Tn)	S(cm)	SECCION	ASL(cm2)	Ash(cm2) N.V.C.1753-06			Ash NZS 3101-95	N <sub>s</sub> 100 F <sub>c</sub> Ac
					Ash1	Ash2	Ash DEF		
4	19.57	7.62	40X40	18.05	1.67	1.63	2.13	-1.60	4.89
3	41.48	10.00	40X40	34.20	2.19	2.14	2.19	-2.10	10.37
2	64.00	10.00	40X40	38.31	2.19	2.14	2.19	-2.10	16.00
1	87.64	10.00	40X40	60.84	2.19	2.14	2.19	-2.10	21.91

Tabla VI.1: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.1”  
Fuente: Elaboración Propia

MODELO 2: COLUMNA B									
NIVEL	N(Tn)	S(cm)	SECCION	ASL(cm2)	Ash(cm2) N.V.C.1753-06			Ash NZS 3101-95	N <sub>s</sub> 100 F <sub>c</sub> Ac
					Ash1	Ash2	Ash DEF		
10	30.85	10.00	40X40	60.84	2.19	2.14	2.19	-1.75	7.71
9	68.31	10.00	40X40	60.84	2.19	2.14	2.19	-0.95	17.08
8	105.70	11.25	45X45	60.84	2.40	2.71	2.71	-0.87	20.88
7	142.86	11.25	45X45	111.54	2.40	2.71	2.84	-0.10	28.22
6	179.80	12.50	50X50	111.54	2.62	3.35	3.35	-0.15	28.77
5	216.67	12.50	50X50	141.96	2.62	3.35	3.55	0.59	34.67
4	253.56	13.75	55X55	141.96	2.84	4.05	4.05	0.44	33.53
3	290.52	13.75	55X55	152.10	2.84	4.05	4.05	1.17	38.42
2	327.68	15.00	60X60	152.10	3.05	4.82	4.82	0.93	36.41
1	365.31	15.00	60X60	202.80	3.05	4.82	4.82	1.66	40.59

Tabla VI.2: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.2”  
Fuente: Elaboración Propia



MODELO 3: COLUMNA B									
NIVEL	N(Tn)	S(cm)	SECCION	ASL(cm <sup>2</sup> )	Ash(cm <sup>2</sup> ) N.V.C.1753-06			Ash NZS 3101-95	N% 100 F <sub>c</sub> Ac
					Ash1	Ash2	Ash DEF		
20	31.55	12.50	50X50	121.68	2.62	3.35	3.35	-3.12	5.05
19	69.08	12.50	50X50	121.68	2.62	3.35	3.35	-2.37	11.05
18	106.23	12.50	50X50	121.68	2.62	3.35	3.35	-1.62	17.00
17	143.07	12.50	50X50	152.10	2.62	3.35	3.55	-0.88	22.89
16	179.86	15.00	60X60	202.80	3.05	4.82	4.82	-1.93	19.98
15	216.74	15.00	60X60	202.80	3.05	4.82	4.82	-1.21	24.08
14	253.49	15.00	60X60	202.80	3.05	4.82	4.82	-0.50	28.17
13	290.53	15.24	70X70	243.36	3.04	5.72	5.72	-1.64	23.72
12	327.84	15.24	70X70	243.36	3.04	5.72	5.72	-1.03	26.76
11	365.09	15.24	70X70	243.36	3.04	5.72	5.72	-0.41	29.80
10	402.62	15.24	80X80	263.64	3.00	6.53	6.53	-1.65	25.16
9	440.36	15.24	80X80	263.64	3.00	6.53	6.53	-1.12	27.52
8	478.18	15.24	85X85	324.48	2.98	6.94	6.94	-1.49	26.47
7	516.06	15.24	85X85	324.48	2.98	6.94	6.94	-0.99	28.57
6	554.01	15.24	90X90	385.32	2.97	7.35	7.81	-1.40	27.36
5	592.00	15.24	90X90	385.32	2.97	7.35	7.81	-0.93	29.23
4	630.04	15.24	95X95	446.16	2.95	7.76	8.52	-1.37	27.92
3	668.10	15.24	95X95	446.16	2.95	7.76	8.52	-0.93	29.61
2	706.23	15.24	100X100	507.00	2.94	8.16	9.94	-1.40	28.25
1	744.53	15.24	100X100	507.00	2.94	8.16	9.94	-0.98	29.78

Tabla VI.3: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.3”  
Fuente: Elaboración Propia

En las tablas VI.1, VI.2 y VI.3 se tiene que;

N: Fuerza axial en columnas (Tn)

S: Separación de ligaduras (cm)

ASL: Acero longitudinal en columnas (cm<sup>2</sup>)

Ash1: Acero de confinamiento expresión 18-6 de la N.V.F. 1753-2006 (cm<sup>2</sup>)

Ash2: Acero de confinamiento expresión 18-7 de la N.V.F. 1753-2006 (cm<sup>2</sup>)

Ash DEF: Valor máximo entre Ash1 y Ash2 (cm<sup>2</sup>)

Ash NZS 3101-95: Acero de confinamiento expresión 8-25 de la NZS 3101-95.

%N: Porcentaje de Carga Axial.

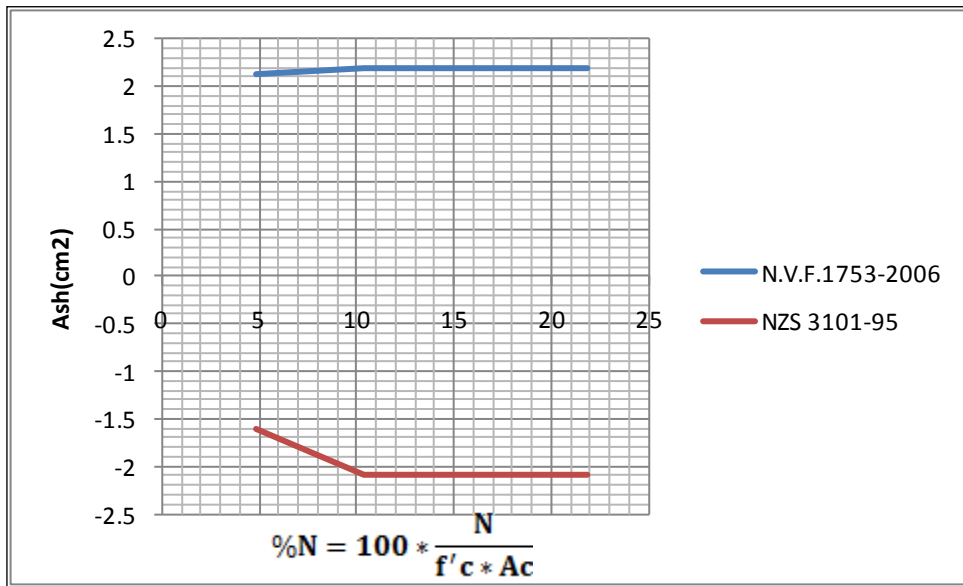


Figura VI.1: "Acero de Confinamiento Modelo Nro.1"  
Fuente: Elaboración Propia

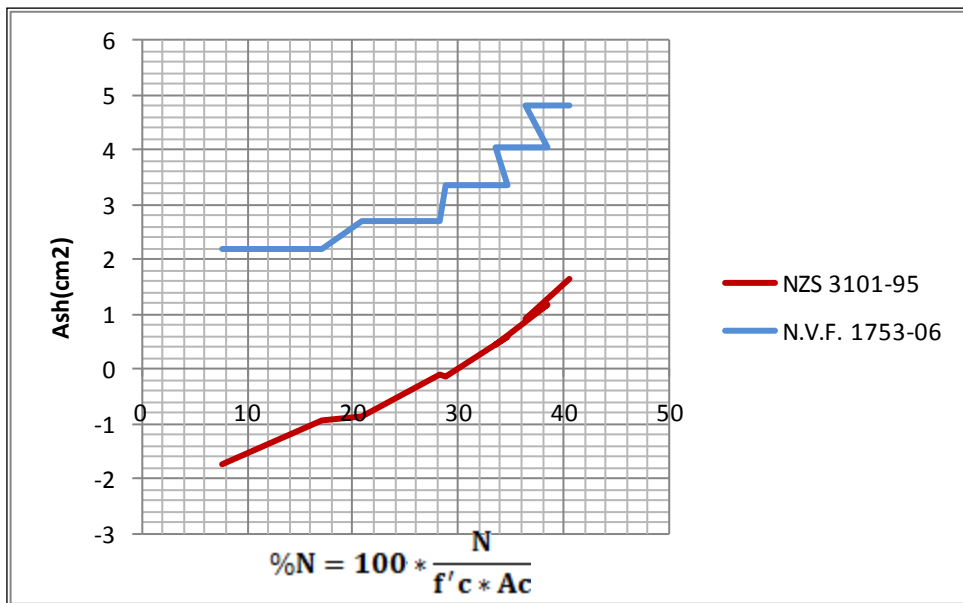


Figura VI.2: "Acero de Confinamiento Modelo Nro.2"  
Fuente: Elaboración Propia

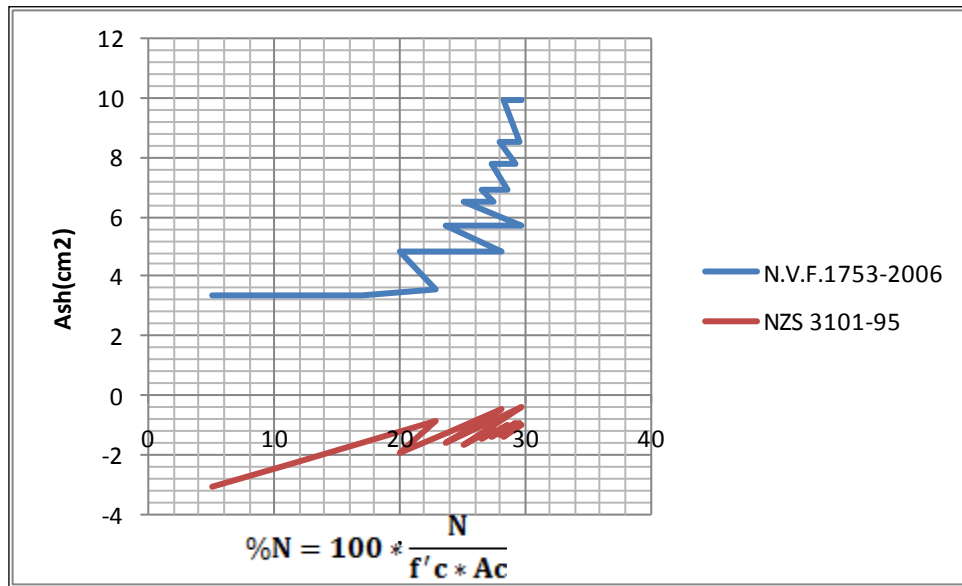


Figura VI.3: “Acero de Confinamiento Modelo Nro.3”  
Fuente: Elaboración Propia

Al observar los resultados de los tres modelos analizados en las figuras VI.1, VI.2 y VI.3, así como en las tablas VI.1, VI.2 y VI.3 se evidenció que el acero de confinamiento para las columnas, obtenido mediante la formulación de la Norma Venezolana es ampliamente superior en todos los niveles al acero de confinamiento obtenido según la expresión planteada en la norma neozelandesa (NZS 3101-95).

En algunos casos la expresión neozelandesa utilizada para la determinación del acero de confinamiento en columnas no dio resultados coherentes ya que algunos valores del acero de confinamiento fueron negativos, específicamente aquellos valores donde el porcentaje de carga axial fue inferior al 30%. En estos casos la norma NZS 3101-95 plantea otras expresiones para la estimación del acero transversal (Ver ecuación 2.8 del capítulo II).

En ninguno de los casos estudiados predominó la expresión para el acero de confinamiento en columnas de la norma neozelandesa (NZS 3101-95), debido a que las dimensiones de las columnas fueron de dimensiones considerables, esto con el objeto de cumplir los criterios del capítulo 18 para el diseño sismorresistente (N.V.F. 1753-

2006) y especialmente las derivas inelásticas máximas permitidas según la Norma Covenin (N.V.C. 1756-2001).

El efecto que tiene el incremento de la geometría de la columna en el aumento del acero de confinamiento según la Norma Venezolana en las figuras VI.1, VI.2 y VI.3, se verificó en los saltos bruscos y repetidos que tienen las curvas en el momento en que ocurre el cambio de geometría en las secciones de las columnas.

Al comparar las expresiones para el acero de confinamiento según las dos normativas estudiadas se evidenció que la geometría fue la variable que tuvo un papel preponderante en los resultados obtenidos, ya que incrementó notablemente el acero de confinamiento para la expresión venezolana, y no de la misma forma con la expresión neozelandesa, ya que al aumentar considerablemente la geometría, disminuyó el porcentaje de carga axial, el cual afecta la fórmula Neozelandesa.

De igual manera, el producto  $\rho \cdot m$  nunca fue inferior al 0.40 máximo exigido por la Norma Neozelandesa (NZS 3101-95), por tanto dicho producto se asumió como 0.40 en todos los casos. En este sentido, la variable Acero Longitudinal siempre permaneció constante y no tuvo un impacto importante en los resultados obtenidos.

Luego de analizar los tres modelos anteriores se hizo evidente la necesidad de realizar modelos adicionales con el objeto de definir hasta qué punto predomina la aplicación de una u otra expresión. En este sentido, se realizaron tres modelos adicionales, en los cuales no fueron considerados los cambios en la geometría de las columnas debidos a los valores límites de desplazamiento de la Norma N.V.C. 1756-2001, lo cual favoreció el incremento de los porcentajes de carga axial a valores superiores al máximo de 40% obtenido en los casos estudiados.

La realización de tres modelos adicionales permitió igualmente mostrar la influencia que tiene la resistencia cedente del acero longitudinal ( $f_y$ ) y la resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ). En estos modelos se mantuvieron constantes los valores del acero longitudinal, separación de ligaduras y la geometría de la columna. Por tanto,

las únicas variables estudiadas fueron la carga axial (N) y la resistencia de los materiales ( $f'c$ ) y ( $fy$ ).

En los tres modelos adicionales se utilizaron columnas cuadradas de 70 cm de lado, ligaduras separadas cada 10 cm y 100cm<sup>2</sup> de acero longitudinal en columnas. Para el primer problema se adoptó una resistencia cedente del acero ( $fy$ ) de 2800kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) de 210kgf/cm<sup>2</sup>. Para el segundo problema se empleó una resistencia cedente del acero ( $fy$ ) de 300Mpa (3058kgf/cm<sup>2</sup>) y una resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) de 30Mpa (306kgf/cm<sup>2</sup>). Finalmente, para el tercer problema se utilizó una resistencia cedente del acero ( $fy$ ) de 4200kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) de 250kgf/cm<sup>2</sup>.

En las figuras VI.4, VI.5 y VI.6 se muestran los procedimientos y resultados obtenidos para el acero de confinamiento en función del porcentaje de carga axial de las columnas de los modelos adicionales, mientras que en la figura VI.7 se muestra gráficamente dichos resultados.

Cabe destacar que los valores de carga axial empleados fueron asumidos con el fin de alcanzar valores de porcentaje de carga axial mayores a los obtenidos en los primeros modelos y de esta manera cruzar las curvas correspondientes a las dos Normas.

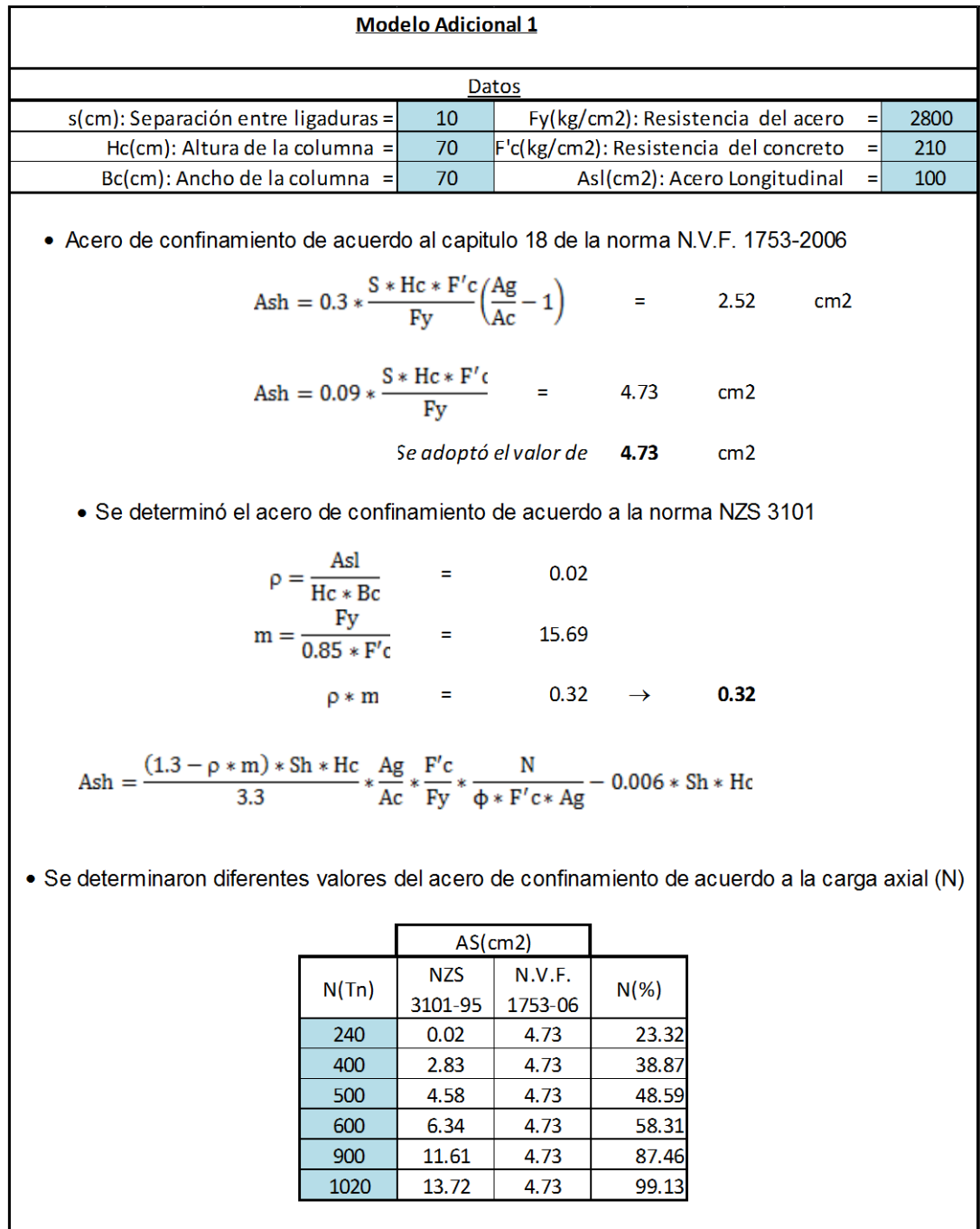


Figura VI.4: “Resultados Modelo Adicional Nro.1”

Fuente: Elaboración Propia

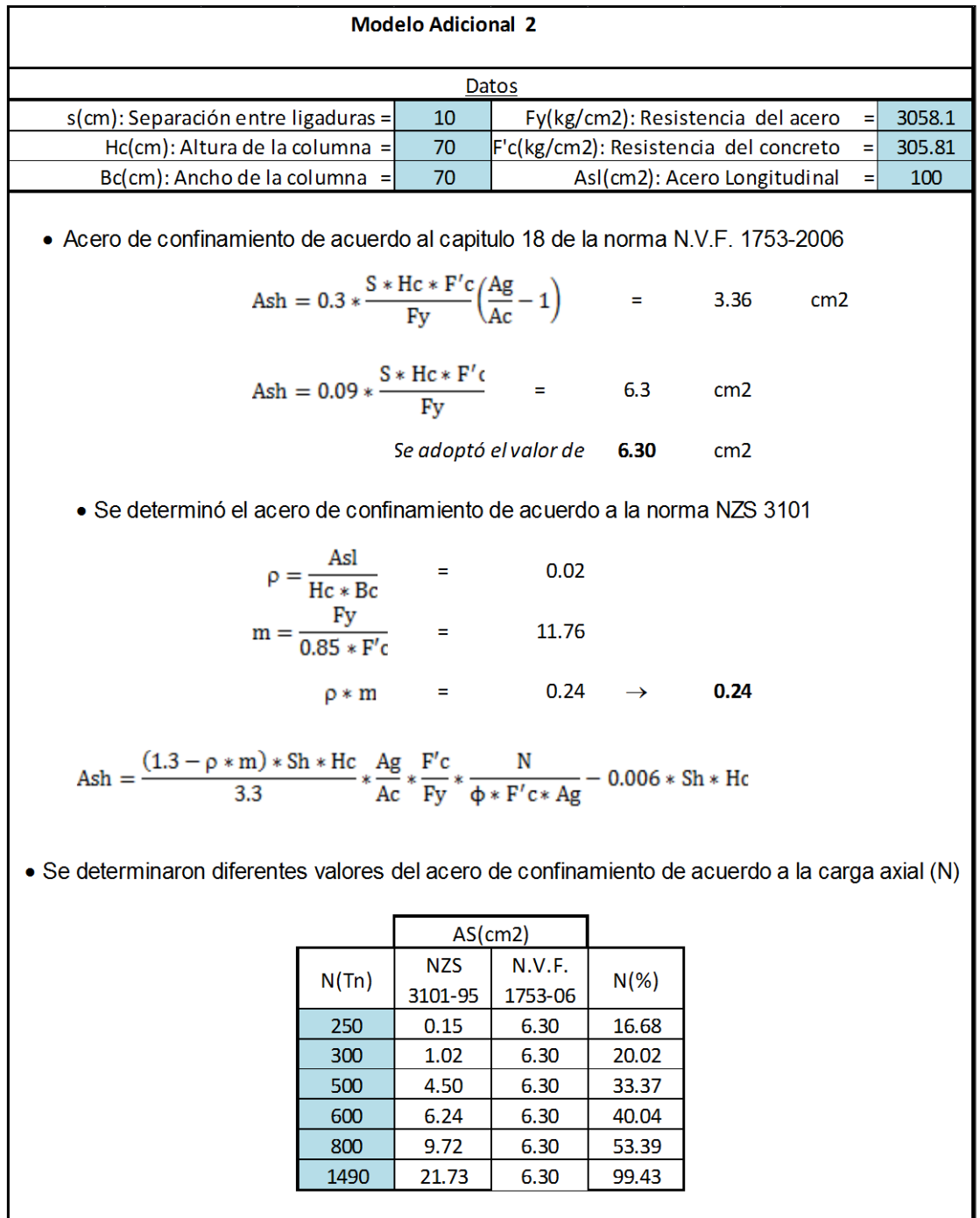


Figura VI.5: “Resultados Modelo Adicional Nro.2”

Fuente: Elaboración Propia

Modelo Adicional 3																																		
Datos																																		
s(cm): Separación entre ligaduras =	10	Fy(kg/cm2): Resistencia del acero =	4200																															
Hc(cm): Altura de la columna =	70	F'c(kg/cm2): Resistencia del concreto =	250																															
Bc(cm): Ancho de la columna =	70	Asl(cm2): Acero Longitudinal =	100																															
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acero de confinamiento de acuerdo al capítulo 18 de la norma N.V.F. 1753-2006</li> </ul> $A_{sh} = 0.3 * \frac{S * H_c * F'_c}{F_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2.00 \text{ cm}^2$ $A_{sh} = 0.09 * \frac{S * H_c * F'_c}{F_y} = 3.75 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;"><i>Se adoptó el valor de</i>    <b>3.75</b>    cm<sup>2</sup></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se determinó el acero de confinamiento de acuerdo a la norma NZS 3101</li> </ul> $\rho = \frac{A_{sl}}{H_c * B_c} = 0.02$ $m = \frac{F_y}{0.85 * F'_c} = 19.76$ $\rho * m = 0.40 \rightarrow \mathbf{0.4}$ $A_{sh} = \frac{(1.3 - \rho * m) * S_h * H_c}{3.3} * \frac{A_g}{A_c} * \frac{F'_c}{F_y} * \frac{N}{\phi * F'_c * A_g} - 0.006 * S_h * H_c$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se determinaron diferentes valores del acero de confinamiento de acuerdo a la carga axial (N)</li> </ul> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">N(Tn)</th> <th colspan="3">AS(cm2)</th> </tr> <tr> <th>NZS 3101-95</th> <th>N.V.F. 1753-06</th> <th>N(%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>400</td><td>0.10</td><td>3.75</td><td>32.65</td></tr> <tr><td>500</td><td>1.18</td><td>3.75</td><td>40.82</td></tr> <tr><td>700</td><td>3.33</td><td>3.75</td><td>57.14</td></tr> <tr><td>900</td><td>5.48</td><td>3.75</td><td>73.47</td></tr> <tr><td>1100</td><td>7.63</td><td>3.75</td><td>89.80</td></tr> <tr><td>1220</td><td>8.93</td><td>3.75</td><td>99.59</td></tr> </tbody> </table>				N(Tn)	AS(cm2)			NZS 3101-95	N.V.F. 1753-06	N(%)	400	0.10	3.75	32.65	500	1.18	3.75	40.82	700	3.33	3.75	57.14	900	5.48	3.75	73.47	1100	7.63	3.75	89.80	1220	8.93	3.75	99.59
N(Tn)	AS(cm2)																																	
	NZS 3101-95	N.V.F. 1753-06	N(%)																															
400	0.10	3.75	32.65																															
500	1.18	3.75	40.82																															
700	3.33	3.75	57.14																															
900	5.48	3.75	73.47																															
1100	7.63	3.75	89.80																															
1220	8.93	3.75	99.59																															

Figura VI.6: “Resultados Modelo Adicional Nro.3”

Fuente: Elaboración Propia



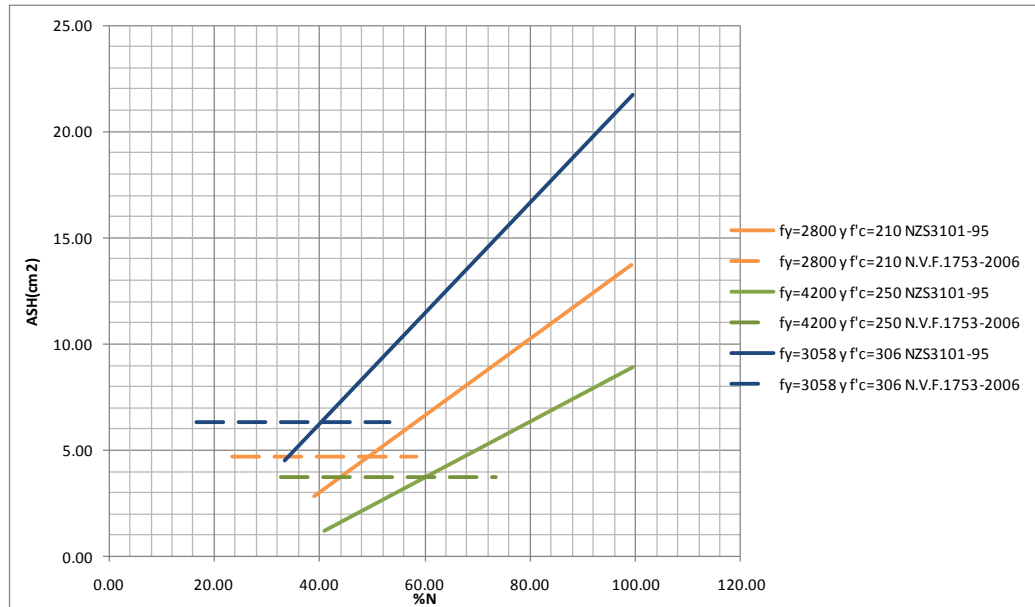


Figura VI.7: “Resultados Modelos Adicionales”  
Fuente: Elaboración Propia

En el gráfico VI.7 se observa que al emplear una resistencia cedente ( $f_y$ ) de 3058kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 306kgf/cm<sup>2</sup> las expresiones para el acero de confinamiento según las normas NZS 3101-95 y N.V.F. 1753-06 se cruzan cuando el porcentaje de carga axial de las columnas es aproximadamente el 40%. Por otro lado, si se utiliza una resistencia cedente ( $f_y$ ) de 2800kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 210kgf/cm<sup>2</sup> dichas expresiones se cruzan cuando se alcanza una carga axial aproximada del 50%. Finalmente, si se adopta una resistencia cedente ( $f_y$ ) de 4200kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 250kgf/cm<sup>2</sup> el cruce entre ambas curvas ocurre cuando se alcanza el 60% de carga axial.

Lo expuesto anteriormente implica que al emplear materiales de resistencias diferentes, conservando la misma geometría de las columnas, lo cual incrementa el porcentaje de carga axial, el cruce entre la expresión de la Norma Venezolana y la expresión de la Norma Neozelandesa ocurre en puntos diferentes, observándose que en algunos casos una norma pudiera gobernar sobre la otra.

## CONCLUSIONES

Se plantearon varios modelos de estructuras en el plano que permitieron determinar las cantidades de acero de confinamiento mediante la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 (NVF 1753-2006) y el código neozelandés NZS 3101-1995 (NZS 3101-1995). Posteriormente se compararon ambos resultados, obteniendo las siguientes conclusiones:

- En los tres modelos estructurales en el plano estudiados, la expresión para el acero de confinamiento planteado en la Norma Venezolana Fondonorma (NVF 1753-2006) gobernó sobre la expresión para el acero de confinamiento de la Norma Neozelandesa (NZS 3101-1995), ya que los porcentajes de carga axial obtenidos fueron menores al 40% y esto no permitió determinar que norma gobierna para valores de carga axial mayores al 40%.
- Los porcentajes de carga axial fueron bastante reducidos (menores al 40%) debido a que fue necesario incrementar la geometría de las columnas de los modelos para poder cumplir con el criterio de control de desplazamientos laterales establecido en la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 (NVC 1756-2001) y con el criterio de resistencia mínima a flexión de las columnas según la Norma Venezolana Fondonorma (NVF 1753-2006).
- En los tres modelos estructurales analizados se determinó que para valores de porcentaje de carga axial menores al 30%, la expresión neozelandesa para la estimación del acero de confinamiento no aplica, ya que genera valores negativos.

- En los modelos adicionales fueron modificadas las resistencias de los materiales, manteniendo la geometría de las columnas constante, con la finalidad de obtener porcentajes de carga axial mayores al 40%. En dichos modelos se determinó que la expresión neozelandesa para la estimación del acero de confinamiento gobierna sobre la expresión venezolana para porcentajes de carga axial mayores a 40%, 50% o 60%, dependiendo de los valores de la resistencia de los materiales. En el caso específico de un concreto cuya resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) es 250kgf/cm<sup>2</sup> y un acero de refuerzo cuyo esfuerzo cedente ( $f_y$ ) es 4200kgf/cm<sup>2</sup> se tiene que la expresión neozelandesa, para los casos estudiados, gobierna sobre la expresión venezolana para porcentajes de carga axial mayores al 60%.

## **RECOMENDACIONES**

- Se propone realizar estudios donde se analicen modelos mayores niveles de carga. Esto con el objeto de verificar hasta qué punto se pueden incrementar los porcentajes de carga axial, sin incrementar, las dimensiones de las columnas.
- Se recomienda la realización de nuevos estudios analizando modelos tridimensionales. Esto permitirá definir la influencia que tiene el control de los desplazamientos laterales sobre las dimensiones de las columnas y, por ende, sobre los porcentajes de carga axial.
- Continuar el estudio evaluando modelos de estructuras que presenten alguna irregularidad, diferencias entre las longitudes de los vanos, distintas alturas de entepiso, entre otros.
- Se propone a estudiantes y profesionales de la investigación realizar estudios similares a los desarrollados en Nueva Zelanda para definir, con mayor precisión, la influencia que tiene la carga axial y el acero longitudinal sobre el acero de confinamiento requerido por las secciones de las columnas de concreto armado.
- Independientemente de los porcentajes de carga axial que tenga una columna, se recomienda evaluar siempre las dos expresiones para la estimación del acero de confinamiento planteadas en este trabajo.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

1. American Concrete Institute (ACI) , “Building code requirement for reinforced concrete and commentary.”(1989). ACI-318-89, ACI 318R-89, Detroit, Mich.
2. COVENIN, “Edificaciones Sismorresistentes.”(2001). N.V.C. 1756-01, Caracas, Venezuela.
3. Fondonorma, “Proyecto y construcción de Obras en Concreto Estructural.”(2006). N.V.F. 1753-06, Caracas, Venezuela.
4. Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), “Reglamento Argentino para Construcciones sismorresistentes.”(2000). INPRES-CIRSOC 103, Buenos Aires, Argentina.
5. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., y Park, R. (1984). “Seismic design of bridge piers.” 84-2, Department of Civil Engineering, Univ. de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
6. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., y Park, R. (1988a). “Observed stress-strain behavior of confined concrete” Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), 1827-1849.
7. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., y Park, R. (1988b). “Theoretical stress-strain model for confined concrete” Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), 1804-1826.
8. Rochel, R. (2006). Analisis y diseño sísmico de edificios. Medellín. Editorial: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
9. Standards association of New Zealand (NZS), “Code of practice for the design of concrete structures; commentary on the design of concrete structures; amendment no.1 to NZS 3101: parts 1 and 2.”(1989). NZS 3101 Part 1: 1995, NZS 3101 Part 2: 1995, Wellington, Nueva Zelanda.

10. Watson, S., y Park, R. (1989). "Design of reinforced concrete frames of limited ductility". 89-4, Department of Civil Engineering, Univ. de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
11. Watson, S., Zahn, F. A., y Park, R. (1994). "Concrete Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(6), 1798-1824.
12. Watson, S., y Park, R. (1994). "Simulated Seismic Tests on Reinforced Concrete Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(6), 1825-1849.
13. Zahn, F. A., Park, R., y Priestley, M.J.N.(1986). "Design of reinforced concrete bridge columns for strength and ductility.". 86-7, Department of Civil Engineering, Univ. de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.